

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
ARBAOUI Abdallah

DEPARTEMENT SPECIALITES

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE

Spécialité : CONCEPTION DES OUVRAGES HYDROTECHNIQUES
THEME :

**Etude de l'avant projet détaillé des ouvrages annexes
(dérivation provisoire, vidange de fond, et la prise d'eau)
du barrage BOUNACHI sur oued RABTA
W. TIZI OUZOU**

Présenté par :
M^r. MADI Houssin

Promoteur :
M^r. M. S. BENHAFID

Devant le Jury composé de :

Président: M^r M. HASSANE

Examineurs:

- M^{me} A. ADDOU**
- M^r M. BACHIR CHERIF**
- M^{lle} N. TARGUI**
- M^r A. HEBBOUCHE**
- M^{me} L. TAFAT**

...../10/2009

œ Dédicace œ

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect à :

- ✓ *mes parents*
- ✓ *mes frères et sœurs*
- ✓ *toute ma famille*
- ✓ *à SOULAF et ABDELHALIM DAHANE*
- ✓ *Mes amis à Ain Salah et à l'ENSH et surtout SALIM et ABDELOHAB.*

HOUSSIN

Remerciements

Avant tout, Je remercie Dieu le tout puissant, pour m'avoir donné la santé, le courage et la volonté d'étudier et pour m'avoir permis de réaliser ce modeste travail dans les meilleures conditions

Je remercie fortement mon promoteur : M^R MOHAMED SAAD BENHAFID de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.

Je tiens à remercier fortement monsieur HASSANE MOUHAMED pour sa patience, ces orientations et son compréhension.

Je tiens à présenter ma gratitude à Monsieur FELLAH MOHAMED Chef de projet du barrage BOUSSIABA qui m'a permis de faire mon stage pratique dans de bonnes conditions ainsi pour son appui et ses critiques constructives.

Mes remerciements vont également à :

- ✓ *Tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.*

Je tiens à remercier aussi :

- ✓ *Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail*
- ✓ *les étudiants de l'ENSH*
- ✓ *Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration de mon mémoire.*

HOUSSIN

ملخص:

في إطار الإستراتيجية الوطنية التي تهدف إلى الحفاظ على الموارد المائية من اجل تخزين ملايين الأمتار المكعبة التي تتسرب إلى البحر ، لذا ترى وكالة الوطنية للسدود والتحويلات ضرورة إنشاء سدود وحواجز مائية بالمنطقة . وعلى اثر ذلك ، يجب الاهتمام بهذه المنشآت من حيث تقدير أبعاد الهندسية والاختيار الأمثل لمواقعها ودراسة جميع ملحقاتها وامتداداتها
وفي إطار ذلك تأتي مذكرتنا هذه لتتناول دراسة مفصلة للمنشآت الملحقة لسد مائي على مستوى ولاية تيزي وزو وبالتحديد على مستوى وادي ربطة.

Résumé :

Dans le cadre de la stratégie nationale en matière de conservation des eaux et afin de mobiliser les millions de mètre cubes d'eau qui est perdus (rejet en mer). L'ANBT s'est vue réaliser des barrages et des retenues collinaires.

Toutefois l'étude, le choix et le dimensionnement des ouvrages de stockage méritent d'être approfondis. Ainsi, l'étude que nous avons menée dans ce MFE est une étude de l'avant projet détaillé des ouvrages annexes d'un barrage dans la wilaya de Tizi Ouzou et principalement sur l'Oued Rabta.

Abstract:

In the setting of the national strategy concerning conservation of water, in order to mobilize an important quality of water that is lost (dismissal in sea). The ANBT saw itself achieving dams.

However the survey, the choice and the dimensionality of the storage works deserve to be deepened. Sow to survey we led in this thesis is a preparatory project detailed of the works annex of a stopping in the wilaya of TIZI OUZOU and mainly on the Rabta Wadi.

Liste des tableaux

Première partie : Mémoire de synthèse de l'étude de faisabilité

Chapitre I : Etude topographique, géologique, et géotechnique

Tableau (1-1) : Essais de laboratoire sur échantillons prélevés dans les zones d'emprunt des matériaux de construction : 12

Tableau (1-2): Conditions du remblai (argile limoneux) : 13

Tableau (1-3): Conditions de la fondation : 13

Chapitre II : Synthèse de l'étude hydrologique :

Tableau (2- 1): caractéristiques du bassin versant au site du barrage de BOUNACHI..... 17

Tableau (2- 2) : Débit de crue maximum pour différentes périodes de retour 19

Chapitre III : Etude de la variante choisie :

Tableau (3- 1): Les principaux paramètres technico-économiques du barrage : 24

Tableau (3- 2): principales caractéristiques du barrage 25

Deuxième partie : Etude de l'A.P.D. des ouvrages annexes

Chapitre IV : Etude hydrologique :

Tableau (4- 1) : Coordonnées de la courbe hypsométrique 31

Tableau (4- 2): détermination de la pente Roche Ip 33

Tableau (4- 3) : Classification O.R.S.T.O.M (type de relief) 34

Tableau (4- 4) : Evaluation de la pente moyenne. 34

Tableau (4- 5) : Temps de concentration. 38

Tableau (4- 6): les caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant 39

Tableau (4- 7): répartition mensuelle de la température. 40

Tableau (4- 8): Moyenne mensuelle de la vitesse des vents 41

Tableau (4- 9): Coordonnées et code de la station Ain El Hammam 41

Tableau (4- 10) : Répartition mensuelle des pluies moyennes. 42

Tableau (4- 11) : Ajustement à la loi de GUMBEL 45

Tableau (4- 12) : Ajustement a la loi log normale. 47

Tableau (4- 13): Pluies de courtes durées et leur intensité : 49

Tableau (4- 14): Répartition mensuelle de l'apport moyen..... 54

Tableau (4- 15): Apports fréquents 56

Tableau (4- 16): Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80% 57

Tableau (4- 17) : le débit maximum de crue pour différents période de retour..... 60

Tableau (4- 18) : Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour..... 62

Tableau (4- 19): Crue de projet recommandée 64

Tableau (4- 20): Répartition annuelle de l'apport 80% 66

Tableau (4- 21): Courbes topographiques et volumétriques 67

Tableau (4- 22): Répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation 67

Tableau (4- 23): Evaporation mensuelle. 68

Tableau (4- 24) : résultats calcul des pertes..... 69

Chapitre V : Etude de la dérivation provisoire

Tableau (5- 1): Calcul des tirants d'eau en fonction des largeurs : 74

Tableau (5- 2): Niveau de l'eau en fonction du débit dans le lit de l'oued sur le site du barrage	76
Tableau (5- 3) : Coefficient de débit pour différents diamètres	78
Tableau (5- 4) : $Q = f(D)$	78
Tableau (5- 5): résultats de laminage.....	81
Tableau (5- 6): récapitulatif des hauteurs et largeurs en crête du batardeau.	82
Tableau (5- 7): Tableau Paramètres de calcul d'optimisation	84
Tableau (5- 8): coût de la galerie	85
Tableau (5- 9): Coût du batardeau	85
Tableau (5- 10): coût total	86
Tableau (5- 11): Vérification du régime torrentiel dans la galerie de dérivation	88
Tableau (5- 12): Valeurs de C en fonction des pentes de talus et δ	93
Tableau (5- 13): Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.	94
Chapitre VI : Etude de la vidange de fond :	
Tableau (6- 1): type de vidange de fond en fonction de $H^2 \sqrt{V}$	100
Tableau (6- 2): hauteurs et surfaces du plan d'eau	104
Chapitre VII : Etude de la prise d'eau	
Tableau (7- 1): La distribution mensuelle de la demande	109
Chapitre IX : Etude de ferrailage	
Tableau (9- 1): coordonnées des nœuds.....	125
Tableau (9- 2): Déplacement des nœuds.....	126
Tableau (9- 3): efforts tranchants.....	127
Tableau (9- 4): Efforts normaux	128
Tableau(9- 5): Moments de flexion	129
Chapitre X : Protection et sécurité de travail	
Tableau (10- 1) : plan de sécurité	144

Liste des figures

Chapitre I : Etude topographique, géologique, et géotechnique

Figure (1-1) : Carte du nord d'Algérie : situation du projet de barrage Bou Nachi.	3
Figure (1-2) : Emplacement du site du barrage.	6
Figure (1-3) : emplacement des zones d'emprunts et des sondages	14

Chapitre IV : Etude hydrologique

Figure(4- 1):rectangle équivalent.....	29
Figure (4- 2): Bassin Versant D'Oued Rabta En Courbe de Niveau	30
Figure (4- 3): Courbe hypsométrique	31
Figure (4- 4): Réseau hydrographique du bassin versant d'oued RABTA.....	36
Figure (4- 5): Températures mensuelles du bassin de l'oued RABTA.....	40
Figure (4- 6): Répartition mensuelle des pluies moyennes.....	42
Figure (4-7): Ajustement a la loi de GUMBEL.....	46
Figure (4- 8): Ajustement a la loi log normale	47
Figure (4- 9) : courbe des pluies à courtes durées	50
Figure (4- 10): courbe des intensités fréquentielles.....	51
Figure (4- 11): Répartition mensuelle des apports.....	54
Figure (4- 12): Hydrogramme de crues pour différentes période de retour.....	63
Figure (4- 13): Hydrogramme de crue de projet Q10000ans.....	65

Chapitre V : Etude de la dérivation provisoire

Figure (5- 1): Abaque de Q et V en fonction de H pour la section fer de cheval	75
Figure(5- 2): courbe de tarrage	76
Figure (5- 3): débit déversant pour différentes valeurs de Hd.....	80
Figure (5- 4): Schéma de calcul	83
Figure(5- 5): courbe d'optimisation de la dérivation provisoire.....	87

Chapitre VI : Etude de la vidange de fond

Figure (6- 1): schémas explicative des différents niveaux du barrage	97
--	----

Chapitre VIII : Etude des équipements hydromécaniques

Figure (8- 1): écoulement dans une galerie à aération forcée superficielle.	113
Figure (8- 2): grille, panneau, barreaux	121

Chapitre XI : Etude de ferrailage

Figure (9- 1): Diagramme des efforts tranchants.....	130
Figure (9- 2): Diagramme des moments de flexion.....	131
Figure (9- 3): schéma de ferrailage.....	142

Introduction général

Lorsqu'on parle de l'eau on pense à la vie et en aucun cas ne sera la vie sans l'existence de l'eau ; Ce qui est apparent que l'eau est inépuisable d'un point de vue que l'eau représente les 3/4 de notre planète, tandis que en réalité le taux de l'eau douce appropriée à l'homme est très faible et à une forte tendance à ce réduire en considérant la croissance démographique et la pollution. Ce problème qui interpelle plusieurs chercheurs dans le monde est posé avec intensité en ALGERIE

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

Dans ce cadre bien précis la wilaya de TIZI OUZOU a bénéficié de deux projets de barrage l'un dans la région de LARBAA NAIT IRATHEN (barrage BOUNACHI) et l'autre à MAKOUDA (barrage ZAOUÏA).

Notre projet d'étude a pour but d'étudier l'avant projet détaillé des ouvrages annexes du barrage de BOUNACHI qui est destinée à l'irrigation des terres agricole de cette région

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

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

Ensuite, on fera une étude des ouvrages annexes à savoir le dimensionnement hydraulique de la dérivation provisoire, des ouvrages de vidanges et de prise d'eau. Un autre chapitre sera consacré à des équipements hydromécaniques qui interpréteront les différents types de vannes à mettre en place, ainsi que les grilles de protection, et le dispositif d'aération.

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

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

PREMIER PARTIE :

*MEMOIRE DE SYNTHESE
DE L'ETUDE DE FAISABILITE*

Chapitre I

Etude Topographique, Géologique, et géotechnique

1. Etude topographique :

1.1. Introduction:

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

1.2. Choix du site du barrage:

Les documents topographiques ci –dessous nous ont été disponibles :

- Carte topographique au 1/50.000 (feuille FORT NATIONAL)
- Carte topographique au 1/5000 de la cuvette de la retenue et
- Carte topographique au 1/1000 du site du barrage.

Comme il est indique sur les cartes d'état major de Oued Rabta est à l'échelle 1/50000eme, feuilles n°48, le site se situe sur l'oued Rabta à l'ouest de la ville de Mekla dans la willaya de TIZI OUZOU

Les coordonnées (Lambert) du site sont :

$$X=637.6 \text{ Km}$$

$$Y=377.4 \text{ Km}$$

$$Z=130.00 \text{ m N.G.A}$$

1.3. But de l'aménagement :

Les eaux fournies par ce barrage seraient destinées à l'irrigation des terres agricoles car la population locale s'occupe en général de l'agriculture et de l'élevage du bétail mais il pourrait aussi servir à l'alimentation de la population

1.4. L'objet de l'étude :

L'objet de notre travail est l'étude de l'avant projet détaillé (A.P.D) des ouvrages annexes de barrage de Bou Nachi wilaya de TIZI OUZOU.

1.5. Situation géographique du site du barrage :

Le bassin versant de l'oued Rabta se trouve dans la wilaya de TIZI OUZOU à environ 20 km à l'Est de la ville qui porte le même nom. Ce nom a été d'ailleurs donné à la wilaya elle-même. Au niveau du découpage du territoire de l'Algérie du Nord en secteurs, le bassin versant de l'Oued Rabta se situe dans la partie orientale du bassin versant 2, à environ 130 km à l'Est de la ville d'Alger.

- Le site du barrage se situe à environ 3,5 km à l'amont du confluent de l'oued Rabta avec l'oued Sebaou. L'emplacement du barrage de Bou Nachi est prévu sur l'oued Rabta à l'Ouest de la localité de Mekla.
- la situation générale du site de barrage est représentée dans la figure 1-1 est tiré à partir du Google Map



Figure (1-1) : Carte du nord d'Algérie : situation du projet de barrage Bou Nachi.

2. Etude géologique et géotechnique

2.1. Introduction

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

- les diverses techniques possibles ;
- l'identification et choix du site de barrage ;
- les études géologiques, géotechniques et les travaux de reconnaissance permettant

l'adaptation du projet au site choisi, avec notamment le choix du type de barrage le mieux adapté au site ;

- le suivi géologique des travaux de construction du barrage.

Le but de cette étude est d'étudier la géologie du site, de la cuvette et de l'axe de barrage et de savoir les principales caractéristiques :

- Perméabilité de la cuvette.
- Stabilité de la fondation, la digue et la cuvette.
- Recherche des matériaux d'emprunts.

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

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

La cuvette doit être étanche et les berges de la retenue stables.

Le sol de fondation doit présenter de bonnes caractéristiques mécaniques tels que :

- Faible compressibilité, perméabilité, degré d'altération.
- Grande résistance à l'écrasement.

Par conséquent les matériaux de construction ne doivent pas être riches en argile (bonne imperméabilité). Ils doivent être plastiques et possèdent une faible résistance au cisaillement à l'état humide et il serait souhaitable d'utiliser un matériau à granulométrie étendu continue.

2.2. Reconnaissances géologique et géotechnique :

La société ENERGOPROJEKT-Belgrade a commencé les activités liées à l'établissement de l'étude de faisabilité du barrage de BOU NACHI, par la prospection du terrain en mars et l'élaboration du projet de travaux de reconnaissance en mai 2003. Le projet prévoit les travaux de reconnaissance de terrain comprenant le levé géologique, les sondages de reconnaissance, les puits et les prospections géophysique. Il est envisagé aussi la réalisation des essais de perméabilité et des essais de pénétration standard ainsi que plusieurs essais de laboratoire sur les échantillons prélevés.

Les reconnaissances du terrain ont démarré en octobre 2003 par l'exécution des sondages de reconnaissance. En février 2004 ont été effectuées des prospections géophysiques. En septembre et en octobre 2004 ont été excavés des puits dans les zones d'emprunt des matériaux de construction. Ces puits ont fait l'objet de levé géologique et les échantillons y ont aussi été prélevés aux fins d'essais de laboratoire. Les échantillons ont été prélevés en surface du terrain au droit des carrières potentielles. Les rapports sur la campagne de reconnaissance et les essais effectués ont été successivement transmis au Bureau d'études jusqu'au 1er juin 2005.

2.3. Emplacement du site du barrage :

Le site du barrage se trouve à 17 km de la ville de TIZI OUZOU et à environ 3,5 km à l'amont du confluent de l'oued RABTA avec l'oued SEBAOU. L'emplacement du barrage de BOU NACHI est prévu sur l'oued RABTA à l'Ouest de la localité de MEKLA.

Au cours d'une première visite du terrain a été effectuée une prospection sur 2 km de longueur du cours d'eau, partant d'un site à environ 3 km à l'amont du confluent de l'oued RABTA avec l'oued SEBAOU. Ont été pris en considération à cette occasion deux sites de barrages possibles pour la construction d'un barrage sur cette partie du cours d'eau.

En allant à l'amont, la vallée est assez large sans rétrécissements accentués qui pourraient servir pour un site du barrage favorable. De ce fait, deux sites déjà mis en évidence ont fait l'objet d'une étude. Il s'agit de deux sites de barrages : (L'emplacement et les caractéristiques des deux sites sont cités en détail dans le chapitre I « Etude topographique »).

La figure suivant représente l'emplacement du site choisis sur la carte géologique :

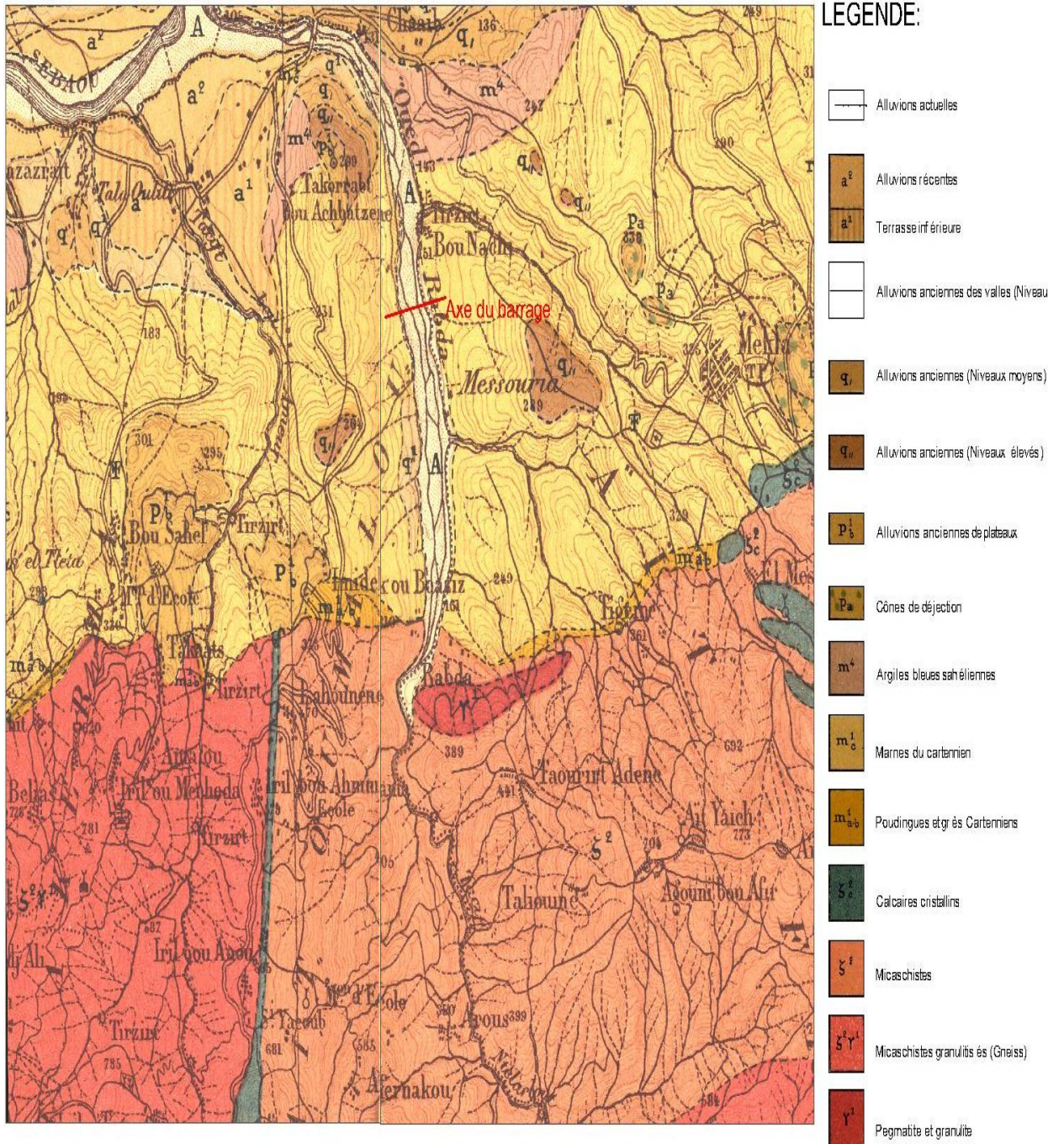


Figure (1-2) : Emplacement du site du barrage.

2.4. Géologie à l'emplacement du barrage

Quant à la géologie, les terrains au droit du site d'implantation du barrage et de la retenue de Bou Nachi appartiennent au complexe sédimentaire miocène qui est en bordure nord discordant sur le complexe azoïque métamorphique et magmatique de Grande Kabylie

La limite entre le complexe sédimentaire et celui métamorphique et magmatique est discordante. Les déplacements néotectoniques se font le long des ruptures de direction Est – Ouest.

Le site du barrage est constitué de substratum rocheux sédimentaire, recouvert de dépôts cohésifs alluviaux et colluviaux.

Le fond rocheux est formé de complexe marneux sédimentaire miocène. Il est représenté par alternance de couches de différentes propriétés physico- mécaniques. Il s'agit pour la majeure partie des marnes et des argilites qui sont plastiques et susceptibles de désagrégation.

Le recouvrement récent a une épaisseur de 1.5 à 5 m sur la rive droite et de 3 à 6 m sur la rive gauche.

Au – dessous de ces sédiments viennent des

m_c^1 -Marnes (cartennienes).

Au-dessus de ces marnes, désagrégées en surface jusqu'aux argiles, viennent en rive gauche des Alluvions anciennes résiduelles (niveaux inférieurs), ainsi que sur la rive droite des Alluvions anciennes résiduelles (niveaux moyens).

Les sédiments marneux affleurent en surface au bas du versant droit érodé par le courant. Les deux versants sont recouverts par des matériaux argileux, ayant l'origine dans l'assise argileuse et marneuse. Ces sédiments représentent probablement les résidus des sédiments anciens alluviaux et déluviaux :

- Alluvions anciennes de plateaux (P_b^1),
- Alluvions anciennes (Niveaux élevés) (q_{11}),
- Alluvions anciennes (Niveaux moyens) (q_1),
- Alluvions anciennes des vallées (Niveaux inférieurs) (q_1).

Les matériaux argileux brun foncé parmi les (m_c^4) Argiles bleues sont principalement des argiles de moyenne à grande plasticité.

Dans des parties des versants constitués par des (m_c^1) Marnes, la couleur des matériaux argileux est brun clair, c'est – à- dire que ces matériaux présentent une plus faible plasticité.

Au bas des versants, les deux variétés argileuses sont intercalées aux fractions sableuses et graveleuses des alluvions actuelles.

2.5. Séismicité

Une activité sismique modérée est caractéristique de la zone étendue de la localité de Bou Nachi. De ce fait, il est assez difficile, à partir des séismes survenus pendant le siècle écoulé, de préciser les trains sismiques prédominants. Selon les REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99, CENTRE NATIONAL RECHERCHE APPLIQUEE EN GENIE PARASEISMIQUE, l'emplacement de Bou Nachi appartient à la zone 2 – niveau de sismicité modéré.

2.6. Hydrogéologie

Au point de vue de l'hydrogéologie, une épaisseur significative des alluvions actuelles conditionne la circulation de l'eau souterraine dans la zone du lit de l'oued. Autres ensembles rocheux peuvent être considérés comme faiblement aquifères.

La circulation de l'eau souterraine se fait le long des fissures dans la masse rocheuse marneuse. Quoique que les marnes renferment un très haut pourcentage de carbonate, le processus de karstification n'est pas trop développé le long des fissures. Cela indique que la circulation de l'eau est faible. Des essais de perméabilité effectués dans des sondages font apparaître la perméabilité faible en rives du futur barrage de l'ordre de 0,5 – 2,5 Lugeons. Dans le lit de l'oued, les résultats obtenus sont différents. Aussi est-il que dans le sondage BF – 1 sur toute sa profondeur et dans le sondage BF – 2 jusqu'à 14 mètres, la perméabilité atteint quelques dizaines LUGEONS.

2.7. Géologie de la cuvette de la retenue

Dans la partie la plus amont de la cuvette de retenue et au – dessus de la cote normale de retenue (175), les m_c^1 - **Marnes (Cartennien)**, reposent le plus probablement en discordance sur les:

- m_{a-b}^1 - **Poudingues et gres (Cartennien)** (contact tectonique possible orienté Est – Ouest).

Dans la zone de la cuvette de retenue (localité de Rabta), les m_c^1 - **Marnes (Cartennien)**, reposent en discordance sur les :

- ζ^2 – **Micaschistes.**

Au niveau des ζ^2 -**Micaschistes**, une masse isolée est mise en évidence:

- γ^1 -**Granulite et pegmatite.**

Dans le bassin de l'oued Rabta sont représentés aussi:

X-Schistes et phyllades, Xc-Calcaires cristallins bleuâtres, X ζ^2 -Schistes micacés, X γ^1 -Schistes granulitisés (Gneiss), ζ_c^2 -Calcaires cristallins, $\zeta^2 \gamma^1$ -Micaschistes granulitisés (Gneiss), $\gamma^1 \zeta^2$ -Granulite gneissique, γ^1 -Granulite et pegmatite.

Outre ces sédiments, dans les parties plus hautes des terrains à l'Est et à l'Ouest de la cuvette de retenue potentielle, on note la présence des

- **P $_b^1$ -Alluvions anciennes résiduelles de plateaux et q $_3$ -Alluvions anciennes résiduelles (Niveaux élevés),**

Les matériaux argileux brun sombre de **m 4 -Argiles bleues**, sont, en général, estimés comme des argiles de plasticité moyenne à grande (Ol, CH).

Dans les parties des versants constitués à la base par des **m $_c^1$ -Marnes**, la couleur des matériaux argileux est brun clair, de moindre plasticité (CL, Ol, Cl).

Au bas des versants, les deux variétés argileuses sont intercalées aux fractions sableuses des :

- **al-Alluvions actuelles.**

Les apports solides des affluents d'allure torrentielle:

- **pr-Cônes de déjection,**

Sont hétérogènes mélangés aux apports solides en place de l'oued Rabta. Ils sont principalement argileux (CL) renfermant des fragments de marnes en place et des graves.

En amont de la cuvette de la retenue dans le bassin de l'oued Rabta, la sédimentation des alluvions (érosion des débits solides) n'a pas été mise en évidence. Sa sédimentation n'est évidente que dans la zone de la retenue prévue. En amont, au niveau des migmatites et des métamorphites, en plus de l'altération physico-chimique, les processus de dénudation et de ravinement sont notés.

2.8. Matériaux de construction

2.8.1. Zone d'emprunt des argiles

a. Argile de moyenne à très grande plasticité de teinte brun foncé (Ol, CH) dans les q_1 - Alluvions anciennes- niveaux inférieurs et q_2 -Alluvions anciennes -niveaux moyens):

- La rive droite dans la zone du site du barrage et immédiatement à son amont et aval, occupant une superficie d'environ 275 000 m², d'une épaisseur supposée près de 2 à 5 m, dans les q_2 -Alluvions anciennes- niveaux moyens;
- La rive gauche à proximité immédiate de la zone du site du barrage de 40 000 m² de superficie et d'une épaisseur supposée située entre 2 et 5 m (en majeure partie dans les q_1);
- La rive gauche à 0.9 km en amont du site du barrage d'une superficie près de 20 000 à 25 000 m² et d'une épaisseur supposée comprise entre 2 et 3 m (dans les q_2);
- La rive gauche à 1.1 km en amont du site du barrage, d'une superficie de 25 000 m² et d'une épaisseur supposée comprise entre 1 et 3 m (aussi dans les q_2).

b. Cailloux argileux peu à moyennement plastiques renfermant des fragments de marnes et de graviers (GC,GW), en bordure de deux rives et dans les alluvions actuelles ou en prolongement des pr - Cônes de déjection occupant une surface totale supérieure à 200 000 m², de 1-3 m d'épaisseur.

2.8.2. Zone d'emprunt des matériaux pour filtres

- Les **al Alluvions actuelles** du lit de l'oued Rabta sont représentées sur toute la longueur de la cuvette de la retenue. Il s'agit de graviers grossiers qui passent aux cailloux (en fonction de la granulométrie) de 2 à 30 cm de dimensions, puis de gravillons des dimensions extrêmes de 0.5 à 0.8 m, d'une épaisseur dans le lit près de 10 m et d'un recouvrement par endroits qui est formé de sables fins d'une épaisseur voisine de 0.5 m. Du point de vue minéralogique et pétrographique, ces alluvions actuelles sont liées aux migmatites, métamorphites et pegmatites.

2.8.3. Zones d'emprunt pour la recharge en enrochements

Les matériaux les plus favorables dont l'emplacement est le plus proche sont les suivants:

- (γ^1)-Pegmatite et granulite, et
- (ζ^2)-Micaschistes.

Ils constituent la partie la plus amont de la cuvette de retenue où débutent les gorges de la vallée de l'oued Rabta.

Les matériaux constituent un tonnage supérieur à la demande.

2.8.4. Zones d'emprunt pour les agrégats pour béton:

Les zones d'emprunt optimales pour l'exploitation des agrégats pour béton sont les suivantes :

- **al-Alluvions actuelles-Oued Rabta**, et
- γ^1 -**Pegmatite et granulite** qui peuvent fournir les agrégats pour béton appropriés au moyen de procédé de concassage et de tamisage des fractions.

- **Remarque :**

Les fichiers techniques des sondages de reconnaissance sont représenté dans l'annexe (A).

2.8.5. Reconnaissance des emplacements potentiels des zones d'emprunt des matériaux de construction :

a. Travaux de reconnaissance du terrain :

- Reconnaissance des matériaux argileux ;
- Reconnaissances des zones d'emprunt des matériaux sablo- graveleux pour les filtres et les agrégats pour béton ;
- Reconnaissance des zones d'emprunt de pierres ;

b. Essais de laboratoire :

Les échantillons prélevés dans les zones d'emprunt des matériaux de construction ont été soumis aux essais de laboratoire, indiqués dans le tableau suivant :

Tableau (1-1) : Essais de laboratoire sur échantillons prélevés dans les zones d'emprunt des matériaux de construction :

	Argile				Mater Sablo-gravileux		Pierres
	Arg1	Arg3	Arg4	Arg5	pour filtre	pour béton	
	Nombre d'essais						
analyse granulométrique	9	3	3	4	5	5	-
limite d'attberg	9	3	3	4	-	-	-
poids spécifique	9	3	3	4	-	-	2
teneur en eau naturel	9	3	3	4	-	-	-
densité humide	9	3	3	4	-	-	2
perméabilité	9	3	3	4	-	-	-
essai Proctor	9	3	3	4	-	-	-
essai de cisaillement	9	3	3	4	-	-	-
essai oedométrique	9	3	3	4	-	-	-
essais triaxiaux	9	3	3	4	-	-	-
teneur en mat- organique	9	3	3	4	-	-	-
teneur en CaCO ₃	9	3	3	4	-	-	-
porosité	-	-	-	-	-	-	2
Los Angeles	-	-	-	-	-	-	2
essai Deval	-	-	-	-	-	-	2
analyse miméralo-pétrographique	-	-	-	-	-	-	2

Les tableaux suivant nous donne un récapitulatif des paramètres géotechniques pris en considération dans notre étude d'APD (conditions du remblai et fondation) :

Tableau (1-2): Conditions du remblai (argile limoneux) :

caractéristiques		indice	valeur	Unité
paramètres physique	teneur en eau	W	13,18	%
	poids spécifique des grains solides	γ_s	2,65	t/m ³
	poids spécifique humide	γ_h	1,8	t/m ³
	poids spécifique saturé	γ_{sat}	1,996	t/m ³
	Densité sèche	γ_d	1,6	t/m ³
paramètres mécaniques	angle de frottement (partie sèche)	ϕ_1	20,83°	degré
	angle de frottement (partie humide)	ϕ_2	15,83°	degré
	angle de frottement (partie saturée)	ϕ_3	15°	degré
	cohésion (partie sèche)	C_1	1	t/m ³
	cohésion (partie humide)	C_2	1,3	t/m ³
	cohésion (partie saturée)	C_3	1,5	t/m ³
	indice de plasticité	I_p	35,54	%
	perméabilité	K	1,09E-07	cm/s

Tableau (1-3): Conditions de la fondation :

caractéristiques		indice	valeur	Unité
paramètres physique	teneur en eau	W	15,7	%
	poids spécifique des grains solides	γ_s	2,67	t/m ³
	poids spécifique humide	γ_h	1,96	t/m ³
	poids spécifique saturé	γ_{sat}	2,066	t/m ³
	Densité sèche	γ_d	1,63	t/m ³
paramètres mécaniques	angle de frottement (partie sèche)	ϕ_1	28	degré
	angle de frottement (partie humide)	ϕ_2	16	degré
	angle de frottement (partie saturée)	ϕ_3	15	degré
	cohésion (partie sèche)	C_t	4,7	t/m ³
	cohésion (partie humide)	C_2	5,1	t/m ³
	indice de plasticité	I_p	16,77	%
	perméabilité	K	5,70E-07	cm/s

Les zones d'emprunts des argiles sont représentées dans la figure (2-3) qui suit, et représenter aussi les emplacements des sondages :

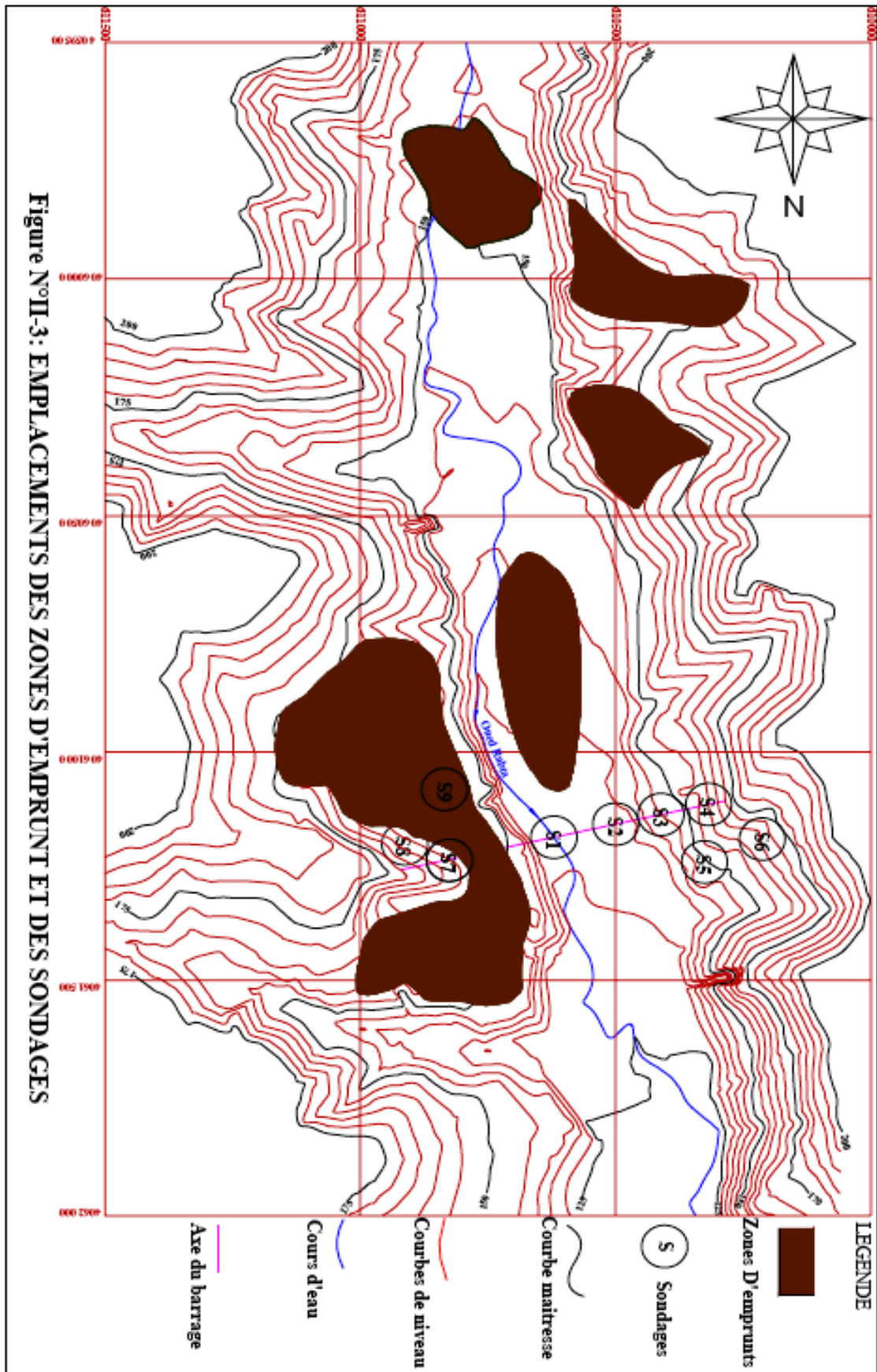


Figure N°II-3: EMBLEMENTS DES ZONES D'EMPRUNT ET DES SONDAGES

Figure (1-3) : emplacement des zones d'emprunts et des sondages

2.9. L'impact sur l'environnement

Aux parties des terrasses anciennes qui présentent même aujourd'hui des tassements peu profonds vers le bas sur des parties plus abruptes des versants. Il sera proposé pour ces parties, la réduction de leurs pentes. Cette opération attribuera aussi à la diminution de l'alluvionnement dans la retenue.

Dans le cas de réalisation d'un barrage à zones d'argile étanches, il est recommandé, pour leur établissement, l'exploitation des argiles à l'emplacement même du barrage (les matériaux provenant des excavations pour les fondations) et immédiatement à l'amont où se situe, sur la rive droite, la zone d'emprunt des matériaux argileux la plus importante (Arg-1). Cela augmentera aussi le volume de la retenue. Après l'achèvement des excavations, la stabilité du lit de l'oued doit être maintenue de façon telle que les talus soient adaptés et les bermes soient exécutées.

2.10. Conclusion :

L'ouvrage de retenue sera réalisé sur l'oued RABTA, affluent gauche du SEBAOU, en Grande Kabylie. Le site du barrage se trouve à 17 km à l'Est de la ville de TIZI OUZOU en direction ouest de la localité de MEKLA qui est la plus proche.

La vallée est très large et les terrains sont constitués en majeure partie de sédiments marneux recouverts par des matériaux argileux- sédiments quaternaires qui masquent la roche sur place et ses éléments structuraux. Les roches métamorphiques (micaschistes, pegmatites) qui s'étalent au début même de la retenue et qui sont en contact tectonique avec des marnes font toutefois exception. Dans le lit de l'oued se trouvent des dépôts alluvionnaires actuels d'un volume important et d'une granulométrie très différente.

Une sismicité modérée est caractéristique de la zone d'étude. La localité de BOUNACHI appartient à la zone II-a selon RPA99-version 2003. Le jeu de ruptures le plus marqué est aligné suivant la direction Est- Ouest et il sépare le complexe magmatique- métamorphique de celui rocheux sédimentaire.

Du point de vue géologique, le site du barrage choisi est le plus favorable à la construction du barrage sur toute la zone avec la réalisation éventuelle d'un dispositif d'étanchéité qui garantira l'étanchéité du site du barrage lui-même.

On estime que les marnes sont de qualité satisfaisante du point de vue des propriétés géotechniques et qu'elles représentent un milieu apte aux fondations de différents types de barrage.

Les excavations en rive gauche seront exécutées dans les marnes carbonatées relativement compactes ou dans les marno-calcaires de caractéristiques géotechniques favorables.

A proximité immédiate du barrage, les matériaux de qualité satisfaisante se trouvent en quantité suffisante pour la construction du barrage. Il s'agit des matériaux suivants y représentés : argiles, matériaux gravelo- sableux et pierres. Les matériaux provenant des excavations pour les fondations, les graviers en provenance des alluvions, ainsi que les matériaux argileux issus des pentes des rives seront utilisés dans la construction du barrage. La capacité de la retenue sera augmentée par des excavations dans la partie amont.

L'exécution des pentes de talus adéquates permettra la stabilisation des versants dans les conditions de création de la retenue et diminuera l'alluvionnement.

Les matériaux argileux de qualité satisfaisante se trouvent en quantité suffisante dans 4 zones d'emprunt à proximité immédiate du barrage. La zone la plus importante des matériaux argileux Arg-1 se situe en rive droite immédiatement à l'amont du site du barrage. Les pierres se situent dans la zone des gorges, dans la partie extrême amont de la cuvette de retenue. Il s'agit de micaschistes et de pegmatites dont la qualité est satisfaisante et qui constituent sur place un tonnage important.

Les matériaux gravelo-sableux pour les filtres dans le corps du barrage et pour la confection des agrégats pour béton peuvent être assurés à partir des alluvions de l'oued RABTA au site du barrage et immédiatement à son amont, avec une possibilité éventuelle d'éliminer des clastites grossiers- brèches de plusieurs dizaines de centimètres de diamètre. Les effets défavorables de la création de la retenue se rapportent à l'inondation des terres agricoles à l'amont dans la zone à proximité immédiate des alluvions. Sera également submergée la station de pompage sur la rive gauche et quelques bâtiments d'habitation.

Chapitre II

Synthèse de l'étude hydrologique

1. Hydrologie

1.1. Caractéristiques météorologiques et climatiques de la zone d'étude

Les caractéristiques météorologiques et climatiques de la zone d'étude qui sont fait par le bureau d'étude BELGRADE (**ENERGOPROJEKT HIDROINZENJERING**) résumé dans le tableau suivant :

Tableau (2- 1):caractéristiques du bassin versant au site du barrage de BOUNACHI

<i>caractéristiques du bassin versant au site du barrage de BOUNACHI</i>	
<i>caractéristiques géométriques</i>	
<i>superficie du bassin</i>	<i>62 km²</i>
<i>périmètre</i>	<i>40.6 km</i>
<i>longueur thalweg principal</i>	<i>16.4 km</i>
<i>longueur maximum du bassin</i>	<i>15.0 km</i>
<i>longueur du rectangle équivalent</i>	<i>12.9 km</i>
<i>largeur du rectangle équivalent</i>	<i>4.8 km</i>
<i>altitude moyenne</i>	<i>668 m</i>
<i>altitude maximum</i>	<i>1232 m</i>
<i>indice de compacité de graveleuse</i>	<i>1.44</i>
<i>pente moyenne (suivant la grille 2 x 2 km)</i>	<i>0.34</i>

<i>caractéristiques hydrauliques</i>	
<i>apport moyen annuel</i>	<i>24.88 Hm³</i>
<i>débit fictif instantané</i>	<i>0.789 m³/s</i>
<i>débit spécifique moyen</i>	<i>12.73 l/s/ km²</i>
<i>lame d'eau écoulée</i>	<i>401 mm.</i>
<i>pluie moyenne équivalente</i>	<i>967 mm.</i>
<i>coefficient de ruissellement moyen</i>	<i>0.415</i>
<i>déficit d'écoulement moyen</i>	<i>566 mm.</i>
<i>apport décennal sec</i>	<i>14.88 Hm³</i>
<i>apport décennal humide</i>	<i>36.49 Hm³</i>
<i>crue de travaux (t=20 ans)</i>	<i>258 m³/s</i>
<i>crue de projet (t=1000 ans)</i>	<i>478 m³/s</i>

1.2. Bilan d'eau

Le bilan d'eau au site du barrage de Bou Nachi sur l'oued Rabta a été déterminé à partir de l'analogie avec les bassins des stations hydrométriques RN 12 et RN 30 sur l'oued Aissi. Sur la base des similitudes établies quant à la géologie des terrains, les caractéristiques pédologiques et le type de végétation sur le bassin de l'oued Rabta et la station hydrométrique RN 12 sur l'oued Aissi, il a été établi la corrélation entre ces deux bassins versants. A partir de cette corrélation, une série de débits moyens mensuels a été définie au site du barrage de Bou Nachi pour la période de 1949-1985...

1.3. Crues :

Les crues au site du barrage de Bou Nachi ont été calculées par l'application de l'hydrogramme synthétique unitaire. A partir des dépouillements et calculs effectués, les valeurs maximales de l'hydrogramme de crue, de différentes périodes de retour ont été obtenues.

Tableau (2- 2) : Débit de crue maximum pour différentes périodes de retour

Cours d'eau	Site	Ordonnées maximales de l'hydrogramme pour une période de retour de T (ans)					
		10	20	50	100	1000	10000
		Q_{max} (m^3/s)	Q_{max} (m^3/s)	Q_{max} (m^3/s)	Q_{max} (m^3/s)	Q_{max} (m^3/s)	Q_{max} (m^3/s)
Oued Rabta	Bou Nachi	220	258	301	329	411	478

1.4. Erosion et débit solide

Le bassin versant de l'oued Rabta appartient aux bassins versants qui n'ont pas fait l'objet d'études, les données sur les mesures du débit et du transport solide n'existant pas. Pour cette raison, on a fait une analyse de l'intensité des processus érosifs sur le bassin versant du barrage de Bou Nachi et on a calculé les coefficients relatifs au phénomène d'érosion et de débits solides.

Une analyse des facteurs généraux sur l'ensemble du bassin comme orographie, climat, sols, géologie, végétation et autre a été faite aux fins de calcul de la production de débits solides. Les analyses n'ont pas permis toutefois de dégager une partie du bassin où les processus érosifs sont marqués en particulier. Il a été constaté que l'intensité des processus d'érosion diminue en partant de la source vers le confluent à condition que le sol ne soit pas protégé par la végétation.

Par la mise en œuvre des travaux d'aménagement anti-érosif sur le bassin versant, à l'achèvement de la construction du barrage avec la retenue, le volume total des apports solides au barrage sera de l'ordre de 66.000 m^3/an .

Chapitre III

Description de la variante choisie

Le présent chapitre contient le résumé des résultats les plus importants et des conclusions générales sur le site du barrage ainsi que l'étude différentes variantes de la digue et une description générale de la variante choisie.

1. Conditions géotechniques sur le site d'implantation du barrage :

Du point de vue géomorphologique, la vallée de l'oued Rabta est dissymétrique à l'emplacement du barrage, à savoir:

- La rive droite présente un pendage variable: ce pendage est abrupt dans les marnes (résultat des effets érosifs du courant) jusqu'à la cote 150 m ; un pendage léger de 10° jusqu'à la cote 160 m, et un pendage abrupt de 25°, en remontant la pente. La hauteur de la partie abrupte du versant droit dans les sédiments marneux est de 15m
- Quant à la rive gauche en fond de vallée, le pendage est d'environ 10° jusqu'à la cote 155 m et il est plus raide atteignant 15-25° au-dessus de la cote 155 m.

Les terrains à l'emplacement du barrage de Bou Nachi appartiennent au complexe au complexe sédimentaire miocène qui est en bordure nord discordant sur le complexe azoïque métamorphique et magmatique de Grande Kabylie.

La limite entre le complexe sédimentaire et celui métamorphique et magmatique est discordante. Les déplacements néotectoniques se font le long des ruptures de direction Est – Ouest.

Le site du barrage est constitué de substratum rocheux sédimentaire, recouvert de dépôts cohésifs alluviaux et colluviaux.

A site du barrage, l'épaisseur des alluvions actuelles de l'oued Rabta atteint 12 m environ.

Les sédiments marneux affleurent en surface au bas du versant droit érodé par le courant. Dans le reste de la zone du site du barrage, les sédiments marneux sont, en majeure partie, recouverts de matériaux argileux brun foncé, qui ont leur origine dans les Argiles bleues (sahéliennes). Au niveau de la rive droite, l'épaisseur de ces sédiments va jusqu'à 5 m

et par endroits jusqu'à 7 m. Du point de vue géotechnique, les sédiments marneux représentent un milieu le plus compact.

Les deux versants sont recouverts par des matériaux argileux, ayant l'origine dans l'assise argileuse et marneuse. Ces sédiments représentent probablement les résidus des sédiments anciens alluviaux et déluviaux.

Au bas des versants, les variétés argileuses sont intercalées aux fractions sableuses et graveleuses des alluvions actuelles. Les alluvions actuelles sont principalement grossières, de dimensions moyennes de 2 –30 cm, renfermant des gravillons de dimensions extrêmes de 0.5 à 0.8 m.

Dans le reste du site du barrage, les sédiments marneux sont recouverts de matériaux argileux brun foncé, terre végétale. Dans des parties où ils apparaissent en surface du terrain en rives gauche et droite, l'épaisseur du recouvrement argileux (argile brune plastique – terre végétale) atteint 0,5 à 1.5 m.

Au-dessous de la couche superficielle (terre végétale) sur les rives gauche et droite vient une couche d'argile peu à très plastique. Son épaisseur est comprise entre 1,5 et 6m.

Dans le lit de l'oued est représentée une couche de sable fin à moyen avec galets et graviers. Il s'agit d'une couche superficielle de 2 à 9 m d'épaisseur. Cette couche a été aussi mise en évidence sur la rive droite dans un sondage. Son épaisseur est de 5.8 mètres et elle se situe au- dessous d'une couche d'argile. La zone autour de ce sondage est en réalité un ancien cours d'eau ce qui explique aussi la présence d'une couche de sable en rive droite.

Le fond rocheux est formé de complexe marneux sédimentaire miocène. Il est représenté par alternance de couches de différentes propriétés physico-mécaniques. Il s'agit pour la majeure partie des marnes et des argilites qui sont plastiques et susceptibles de désagrégation. Ayant en vue diverses propriétés mécaniques des couches constitutives, le comportement du fond rocheux doit être étudié dans son ensemble, vu que les marnes disposées en bancs et les lits d'argilites jouent un rôle fondamental pour la déformabilité de l'ensemble.

Les marnes compactes et désagrégées jusqu'aux argiles ont une couleur grise et se situent au –dessous d'une couche d'argile ou de sable sur une épaisseur de 3 à 9 m.

Les marno calcaire qui passent dans les couches inférieures aux calcaires se trouvent au – dessous de la couche de marne.

Au point de vue de l'hydrogéologie, il est d'importance une épaisseur significative des alluvions actuelles avec un coefficient de filtration important supposé de $k=10^{-2} - 10^{-4}$ m/s. Autres ensembles rocheux peuvent être considérés comme faiblement aquifères.

1.1. Matériaux de construction pour la réalisation du barrage :

Les matériaux argileux de caractéristiques mécaniques satisfaisantes et en quantité suffisante se trouvent dans les 4 zones d'emprunt à proximité immédiate du barrage.

Il s'agit principalement :

- des argiles très plastiques représentées aux emplacements suivants :
- La rive droite dans la zone du site du barrage et immédiatement à son amont et aval, d'une superficie d'environ 275 000 m², d'une épaisseur supposée près de 2 à 5 m,
- La rive gauche à proximité immédiate de la zone du site du barrage de 40 000 m² de superficie et d'une épaisseur supposée située entre 2 et 5 m ;
- La rive gauche à 0.9 km en amont du site du barrage d'une superficie près de 20 000 à 25 000 m² et d'une épaisseur supposée comprise entre 2 et 3 m
- La rive gauche à 1.1 km en amont du site du barrage, d'une superficie de 25 000 m² et d'une épaisseur supposée comprise entre 1 et 3 m.
- Cailloux argileux peu à moyennement plastiques renfermant des fragments de marnes et de graviers, en bordure de deux rives et dans les alluvions actuelles occupant une surface totale supérieure à 200 000 m², de 1-3 m d'épaisseur.

La zone d'emprunt des matériaux argileux la plus importante Arg-1 se situe en rive droite immédiatement à l'amont du site du barrage.

Les matériaux gravelo –sableux pour les couches filtrantes du corps du barrage et pour la confection des agrégats pour béton peuvent être fournis par des alluvions du lit de l'oued Rabta sur le site du barrage, immédiatement à l'amont, avec possibilité éventuelle d'éliminer de gros clastes et brèches d'un diamètre de plusieurs centimètres. Il s'agit de graviers grossiers qui passent aux cailloux (en fonction de la granulométrie) de 2 à 30 cm, puis des gravillons des dimensions extrêmes de 0.5 à 0.8 m, d'une épaisseur dans le lit près de 10 m. Ils sont recouverts par endroits d'un recouvrement qui est formé de sables fins d'une épaisseur voisine de 0.5 m. Du point de vue minéralogique et pétrographique, ces alluvions actuelles sont liées aux migmatites, métamorphites et pegmatites.

Agrégats pour béton appropriés peuvent être fournis au moyen de procédé de concassage et tamisage des fractions de pegmatites et de granulites.

Les pierres se trouvent dans la zone des gorges, dans la partie extrême amont de la cuvette de la retenue. Il s'agit des micaschistes et pegmatites, de qualité satisfaisante et qui constituent sur place un tonnage important.

Il est possible généralement de conclure que les reconnaissances réalisées au site du barrage montrent que, à proximité immédiate du site d'implantation du barrage, des quantités suffisantes d'argile et de matériaux alluviaux de caractéristiques physico-mécaniques favorables à la mise en place dans le corps du barrage, peuvent être assurées. Les reconnaissances font aussi ressortir que les matériaux, se trouvant à proximité immédiate de l'emplacement du futur barrage, peuvent être utilisés pour les agrégats pour béton.

2. L'étude technico-économique des variantes :

Pour le site du barrage de Bou Nachi, trois types alternatifs de barrages sont pris en considération, ainsi qu'il est rappelé :

- barrage en terre à noyau central d'argile
- barrage en enrochements à écran en béton
- barrage en béton compacté roulé

Chacun des types de barrage étudiés est prévu pour la capacité de la retenue choisie de 23 Hm³, c'est-à-dire pour la cote normale de retenue 172,00 m. La cote maximale de retenue est déterminée suivant les évacuateurs de crues du barrage. Pour les variantes du barrage en enrochements (à noyau d'argile et à écran en béton), la cote maximale de retenue sera à 173,00, alors que pour le barrage en béton compacté roulé, cette cote maximale de retenue sera à 172,00. Pour tous les types de barrages étudiés, la revanche adoptée par rapport à la cote maximale de retenue est de 2,0 m.

L'étude comparative des 03 variantes envisagées nous a donné Les principaux indices technico-économiques relatifs aux variantes du barrage de Bou Nachi qui sont indiqués sur le tableau suivant :

Tableau (3- 1): Les principaux paramètres technico-économiques du barrage :

Paramètres	Barrage à noyau central d'argile	Barrage à écran en béton	Barrage en béton compacté roulé
Cote de la crête du barrage (m)	175	175	174
Cote normale de la retenue (m)	172	172	172
Volume total de la retenue (Mm ³)	23	23	23
Volume utile de la retenue (Mm ³)	19.7	19.7	19.7
Coûts d'investissement	32, 714,005	33, 574,915	48, 953,322
Génie civil	30, 156,148	30, 976,062	45, 472,179
Equipements hydromécanique et mécanique	898,425	898,425	1, 033,560
Equipement électrique	100,980	100,980	115,830
Frais de premier établissement	1, 557,778	1, 598,773	2, 331,078
Frais d'expropriation	675	675	675
Coûts d'investissements spécifiques (US\$/m ³ volume de la retenue)	1.42	1.46	2.13
Planning de construction	3 années	2 années	2 années

➤ Conclusion :

Il est toutefois choisi, à ce stade du projet, de point de vue technico-économique la solution du barrage en terre à noyau centrale d'argile.

3. Description de la variante choisie :

3.1. Le barrage en terre à noyau central d'argile :

Cette variante envisage la construction du barrage en terre à noyau central d'argile et des recharges en matériaux alluviaux non sélectionnés.

Il est prévu que l'étanchéité du barrage sera assurée par la confection d'un noyau central en argile avec des pentes des talus de 1/0,2. Pour protéger le noyau des effets de forces d'infiltration, les couches filtrantes en sable et en graviers, de 2 m de largeur chacune, sont prévues. La stabilité du barrage sera assurée par une recharge en matériaux alluviaux. Du côté amont, la pente des talus du barrage sera de 1/2. Le talus amont sera recouvert d'un rip rap de protection. Dans la recharge amont, approximativement au mi-hauteur du barrage sera réalisé un drain de 2 m d'épaisseur, constitué de matériaux filtrants graveleux. Le rôle de ce drain sera de garantir, en cas de variations plus importantes du niveau du plan d'eau, un drainage

rapide de la recharge amont. Le parement aval présentera un fruit supposé de 1/1.8 recouvert de revêtement en graviers grossiers.

Sur le parement amont, au niveau du corps du barrage, sera aménagé un pré- batardeau avec pente du talus amont de 1/2.5

Les recharges du barrage seront fondées dans des matériaux alluviaux représentés au-dessus du complexe rocheux. Compte tenu des infiltrations, pour assurer la stabilité des matériaux alluviaux à la base du barrage et pour diminuer les pertes d'eau à partir de la retenue, le noyau en argile sera fondé 1,5 m au minimum dans le rocher.

3.1.1. Les principales caractéristiques de la solution choisie :

Tableau (3- 2): principales caractéristiques du barrage

<i>Capacité totale de la retenue</i>	$V_{tot} = 21.8 \times 106 \text{ m}^3$
<i>Tranche morte nécessaire à l'accumulation Des apports solides.</i>	$V_m = 3,30 \times 106 \text{ m}^3$
<i>Volume utile de la retenue</i>	$V_u = 18,7 \text{ M m}^3$
<i>Cote de lit du barrage</i>	130,00m
<i>Cote normale de retenue</i>	172,00 m
<i>Cote maximale de retenue</i>	173,00m
<i>Cote de la crête du barrage</i>	175,00 m
<i>Longueur en crête du barrage</i>	$L_{br} = 706,00 \text{ m}$
<i>Talus amont</i>	1/1,50
<i>Talus aval</i>	1/1,50
<i>Débit maximum de l'évacuateur de crue avec vannes</i>	40 m ³ /s
<i>Débit maximum l'évacuateur de secours</i>	158 m ³ /s
<i>Nombre de vanne sur l'évacuateur de crue</i>	2 vannes
<i>Dimensions des vannes</i>	$B/H=6,5/5,70$
<i>Longueur du coursier</i>	.L 0 125,0

3.2. Les ouvrages annexes

3.2.1. L'évacuateur de crue :

En régime d'exploitation du barrage, les débits de crue seront évacués par le fonctionnement combiné de l'évacuateur de crue avec vannes et de l'évacuateur de secours.

L'évacuateur de crues équipé de vannes sera placé en rive gauche. Il sera dimensionné à un débit de 340 m³/s, ce qui correspond à la période de retour égale à 100 ans. Il sera constitué de deux pertuis de 6,50 m de largeur chacun. Les pertuis seront divisés par une pile de béton de 4,00 m de largeur. Sur chaque pertuis sera mise en place une vanne segment de 6,50 x 5,50 m. La manœuvre des vannes sera assurée par un moteur électrique. L'évacuateur de crues sera prolongé par un coursier de 200 m de longueur et d'une largeur variable. La largeur initiale (dans la zone du seuil déversant) sera de 17,0 m. A une distance de 30 m, la largeur initiale sera réduite à 10,0 m. Le coursier gardera cette largeur sur les 85 mètres suivants. Sur les 60 derniers mètres, la largeur sera augmentée à 20 m. Le coursier se terminera par un bassin d'amortissement de 20 m de largeur et 41,0 m de longueur. Le coursier sera un canal en béton de 6,50 m de hauteur des parois latérales et d'une largeur variable du fond. Le bassin d'amortissement aura une largeur de 20 m au fond et, les parois latérales étant hautes de 9 m. De là, l'eau sera évacuée par un canal en forme de trapèze non revêtu vers le lit de l'oued.

L'évacuateur de secours sera aménagé en rive droite sur une plate-forme à la cote 172,00. La plate – forme aura une largeur de 150 m. L'évacuateur sera dimensionné à un débit de 258 m³/s. Par le fonctionnement combiné de l'évacuateur avec vannes et de l'évacuateur de secours, le débit de 598 m³/s pourra être évacué, ce qui correspond à une période de retour égale à 10.000 ans. L'évacuateur de crues sera constitué de trois pertuis de 50 m de largeur chacun. Les pertuis seront encadrés par des piles en béton. Sur chacun des pertuis seront établies des digues fusibles avec des crêtes qui seront calées à différentes cotes. Sur le pertuis droit de l'évacuateur de secours, la crête de la digue fusible sera arasée à la cote 172,30, sur le pertuis central, elle sera à la cote 172,65 et sur le pertuis gauche elle sera à la cote 173,00. Le principe du fonctionnement de l'évacuateur de secours sera réalisé de la manière suivante : Lorsque le niveau du plan d'eau aura dépassé la crête de la digue fusible, le déversement commencera et la digue sera emportée. Par la démolition de la digue fusible, une fraction de débit sera évacuée par –dessus le pertuis.

Le débit de crue déca millénaire de 598 m³/s sera évacué de la façon suivante : Le niveau du plan d'eau sera maintenu à la cote 172,00 m par un fonctionnement adéquat des vannes. Lorsque les vannes auront été ouvertes au maximum, le débit de 340 m³/s sera

évacué. Si les apports au barrage sont supérieurs au débit évacuable, le niveau du plan d'eau montera. Lorsque le niveau aura monté à la cote 172,30, la digue fusible sera emportée sur le pertuis droit de l'évacuateur de crue.

Si la montée du niveau de la retenue continue, la digue sera emportée sur le pertuis central et puis celle sur le pertuis gauche de l'évacuateur de secours. L'eau déversée par – dessus l'évacuateur de secours sera amenée par un fossé dans le cours d'eau à l'aval du barrage.

3.2.2. . La galerie de dérivation :

Quant à l'évacuation des débits de crue pendant le chantier de construction, une galerie de dérivation sera établie contre le flanc gauche. La galerie de dérivation sera un ouvrage fermé en béton armé en forme de fer de cheval. Elle sera dimensionnée pour le débit de 258m³/s ce qui correspond à celui d'une crue pouvant survenir tous les 20 ans.

3.2.3. La vidange de fond :

Après l'achèvement de la construction du barrage, la vidange de fond sera aménagée dans une galerie de dérivation.

3.2.4. La prise d'eau :

Les eaux destinées à l'irrigation des surfaces agricoles seront fournies à partir d'une vidange utilisée pour les lâcheurs agricoles.

DEUXIEME PARTIE :

*ETUDE DE L'AVANT PROJET
DETAILLE DES OUVRAGES
ANNEXES*

Chapitre IV

Etude hydrologique

1. Introduction :

L'étude hydrologique vise généralement la détermination de certaines caractéristiques du bassin versant ainsi que les caractéristiques hydro pluviométriques nécessaires à l'étude de dimensionnement hydrotechnique du sujet barrage

2. Caractéristiques du bassin versant:

Les travaux sous cité sont effectués sur des cartes d'état major de Oued Rabta et à l'échelle 1/50.000 (N° 113) ; cette carte permet de délimiter le bassin versant de l'oued Rabta en passant par les lignes de partage des eaux et les crêtes.

2.1. Caractéristiques morphologique:

2.1.1. Paramètres géométriques :

2.1.1.1. Surface du bassin versant:

La superficie est obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant a été donnée par plan métrage et elle est de :

$$S = 62 \text{ Km}^2$$

2.1.1.2. Périmètre du bassin versant:

Le périmètre est obtenu par curvimètrage et il est de :

$$P = 40.6 \text{ Km}$$

2.1.1.3. Longueur du talweg principal:

C'est le talweg le plus long curvimètrage et il est de :

$$Lp = 16,4 \text{ Km}$$

2.1.2. Paramètres de forme:

2.1.2.1. Indice de compacité (GRAVELIUS):

Cet indice caractérise la forme du bassin versant (allongé ou ramassé).

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots(4-1)$$

P : périmètre du bassin versant.

S : surface du bassin versant.

$$K_c = 1.44$$

Selon la valeur de K_c on peut dire que notre bassin est allongé.

2.1.2.2. Coefficient d’allongement :

Ce coefficient est obtenu par la relation : $Ca = L^2 / S$ (4-2)

L : la longueur du talweg principal $L = 16,4 \text{ Km}$

S : la superficie du bassin versant. $S = 62 \text{ Km}^2$

$Ca = 4,34$

2.1.2.3. Rectangle équivalent:

C'est la transformation du bassin versant en un rectangle de longueur L et de largeur l en gardant la même surface, ceci permet la comparaison entre les bassins versant du point de vue influence de la forme sur l'écoulement. Ainsi que ces deux paramètres rentrent dans des formules par la suite.

La longueur est donnée par la formule

$$: L = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left[\sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2} + 1 \right] \dots\dots\dots (4-3)$$

La largeur est donnée par la formule: $l = \frac{P}{2} - L$ (4-4)

$L = 12,9 \text{ Km}$
 $l = 4,8 \text{ Km}$

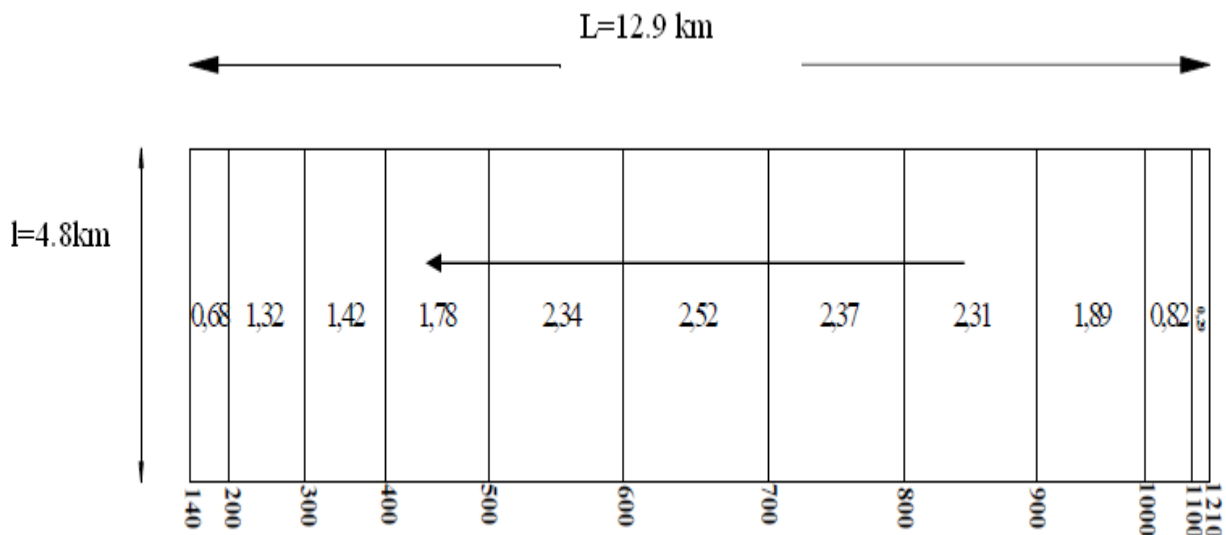


Figure (4- 1):rectangle équivalent

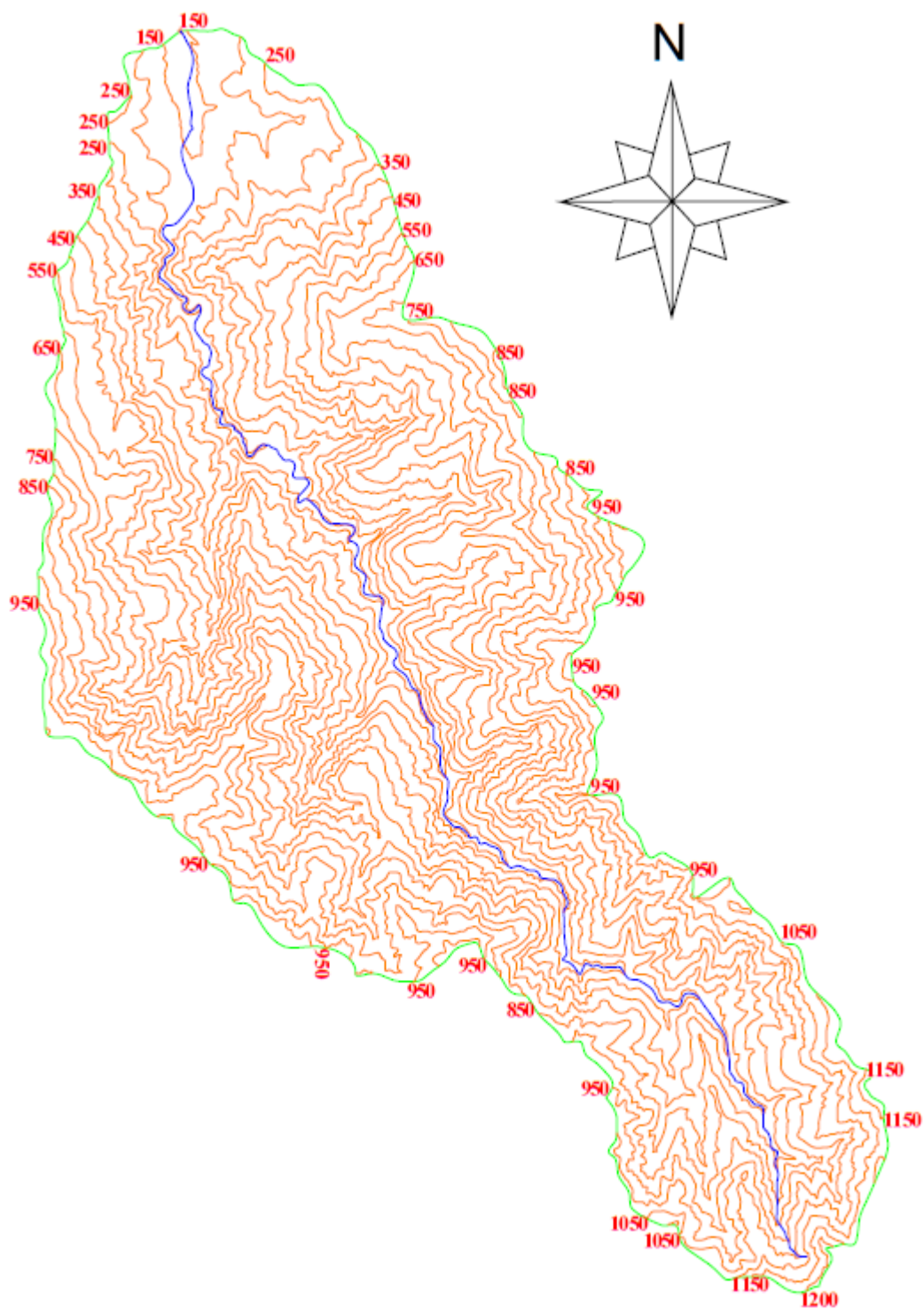


Figure (4- 2): Bassin Versant D'Oued Rabta En Courbe de Niveau

2.1.2.4. Hypsométrie du bassin versant :

A partir du tableau (4-1), le pourcentage des aires partielles est déterminé on et courbe hypsométrique est tracée sur laquelle l'altitude médiane est lue.

Tableau (4- 1) : *Coordonnées de la courbe hypsométrique*

Altitude (m)	S_i (km ²)	H_i (m)	S_i (%)	S_i cum (%)
1210-1100	1,02	110	1,69	1,69
1100-1000	2,82	100	4,62	6,31
1000-900	6,52	100	10,67	16,98
900-800	7,96	100	13,02	30
800-700	8,17	100	13,37	43,37
700-600	8,65	100	14,16	57,53
600-500	8,06	100	13,2	70,73
500-400	6,13	100	10,04	80,77
400-300	4,87	100	7,97	88,74
300-200	4,54	100	7,43	96,17
200-130	2,34	70	3,83	100

La courbe hypsométrique est représentée sur la figure (4-3).

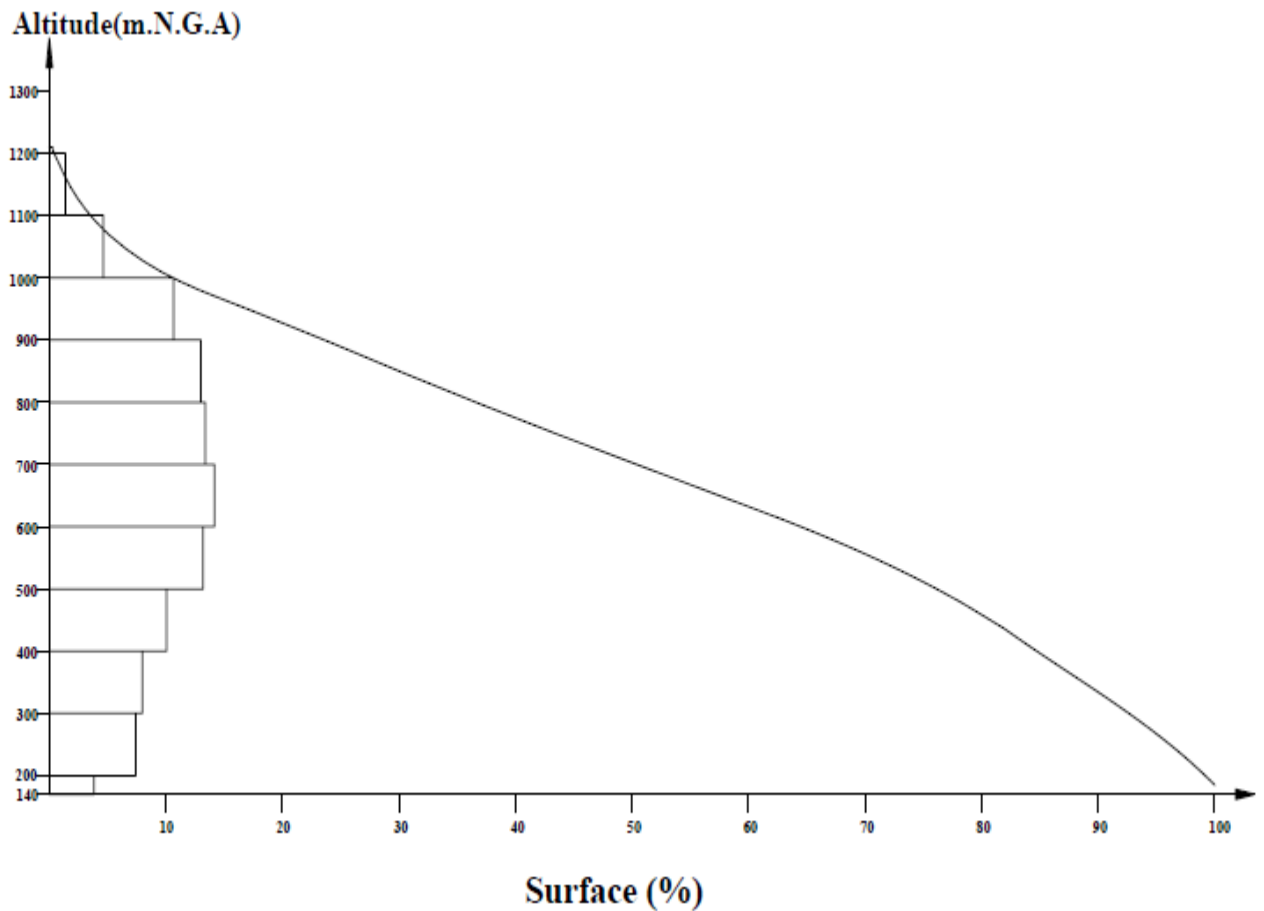


Figure (4- 3): *Courbe hypsométrique*

2.1.2.5. Altitude médiane:

L'altitude médiane est H_{med} est lue sur la courbe hypsométrique

:

$$H_{med}=700 \text{ m}$$

2.1.2.6. Altitude moyenne:

$$H_{moy} = \frac{\sum S_i H_i}{\bar{S}} \dots\dots\dots (4-5)$$

S_i : surface partielle entre deux courbes de niveaux (Km^2)

H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveaux successive (m)

\bar{S} : Superficie du bassin versant (Km^2)

$$H_{moy}= 671 \text{ m}$$

2.1.2.7. Indice de pente globale:

Cet indice est déterminé par la formule suivante:

$$I_g = \frac{D}{L} \dots\dots\dots (4-6)$$

Avec:

$$D = H_{5\%} - H_{95\%}$$

$$H_{5\%}=1300 \text{ m}$$

$$H_{95\%}=740 \text{ m}$$

$$D = 560 \text{ m.}$$

L : la longueur du rectangle équivalent.

$$I_g = 4.341\%$$

2.1.2.8. Indice de pente moyenne I_{pm} :

L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur de rectangle équivalent.

$$I_{pm} = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \dots\dots\dots (4-7)$$

$$I_{pm} = 6,032 \%$$

2.1.2.9. Indice de pente ROCHE Ip :

Ip est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau Hi est Hi-1. Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i D_i} \dots\dots\dots (4-8)$$

L : longueur de rectangle équivalent (m)

Ai : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives Hi et Hi+1

Tableau (4- 2): détermination de la pente Roche Ip

altitude	Di=Hi-Hi-1	Si	Ai=Si/S	$\sqrt{D_i \cdot A_i}$
m	m	km2	%	
1210-1200	10	0.16	0.26	1,612
1200-1100	100	0.86	1.43	11,958
1100-1000	100	2.82	4,62	21,494
1000-900	100	6,52	10,67	32,665
900-800	100	7,96	13,02	36,083
800-700	100	8,17	13,37	36,565
700-600	100	8,65	14,16	37,629
600-500	100	8,06	13,2	36,332
500-400	100	6,13	10,04	31,686
400-300	100	4,87	7,97	28,231
300-200	100	4,54	7,43	27,258
200-130	70	2,34	3,83	19,570
Somme		61,08	100	321,083

$I_p = 2,41$

2.1.2.10. Dénivelée spécifique :

Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes, d’après la deuxième classification de l’O.R.S.T.O.M appliquée à tout le bassin quelque soit sa surface. Elle est donnée par la formule :

$$Ds = I_g \sqrt{S} \dots\dots\dots (4-9)$$

Tableau (4- 3) : Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)

relief		Ds (m)
1	Très faible	<10
2	Faible	25
3	Assez faible	50
4	Modéré	100
5	Assez modéré	250
6	Fort	500
7	Très fort	>500

$$D_s = 193,91$$

Dans notre cas le relief est assez modéré

2.1.2.11. Pente moyenne du bassin versant :

$$I_{moy} = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{S} \dots\dots\dots (4-10)$$

ΔH : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives

$L_1L_2\dots L_n$: les longueurs des courbes de niveaux (Km).

S: superficie du bassin versant (Km²).

Les résultats des mesures sont présentés dans le tableau (4-4).

Tableau (4- 4) : Evaluation de la pente moyenne.

N°	courbe	ΔH	Longueur (km)
1	200	100	11,25
2	300		17,99
3	400		26,06
4	500		32,76
5	600		38,85
6	700		39,19
7	800		43,52
8	900		40,51
9	1000		17,53
	1100		5,81
	1200		0,94

A.N : la pente moyenne de bassin est :

$$I_{moy} = 439,28 \text{ m/km}$$

2.2. Caractéristiques hydrographiques:

2.2.1. le réseau hydrographique :

Pour procéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau, il existe plusieurs classifications dont la plus courante est la classification de SCHUM.

Dans cette classification de SCHUM est considéré « ordre(x+1) tout tronçon de rivière formé par la réunion de 02 cours d'eau d'ordre (x) ».le réseau hydrographique est représenté dans la figure (4-4)

2.2.2. Densité de drainage:

C'est la longueur totale de tous les talwegs du bassin.

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \dots\dots\dots (4-11)$$

$\sum L_i$: longueur total des talwegs d'ordre i en (Km) $\sum L_i = 277,644 \text{Km}$.

S:surface du bassin versant en (Km^2).

Pour procéder à ce calcul, il faut classer les cours d'eau en utilisant la méthode de Schum.

$$D_d = 4,546 \text{km/km}^2$$

2.2.3. Coefficient de torrentialité :

Le coefficient de torrentialité C_t est calculé par l'expression suivante:

$$C_t = D_d \cdot F_1 \dots\dots\dots (4-12)$$

F_1 : le rapport entre le nombre des talwegs d'ordre 1 et la surface globale du bassin versant : $N_1 = 583$

$$F_1 = \frac{N_1}{S} = 9,4 \dots\dots\dots (4-13)$$

$$C_t = 43,4$$

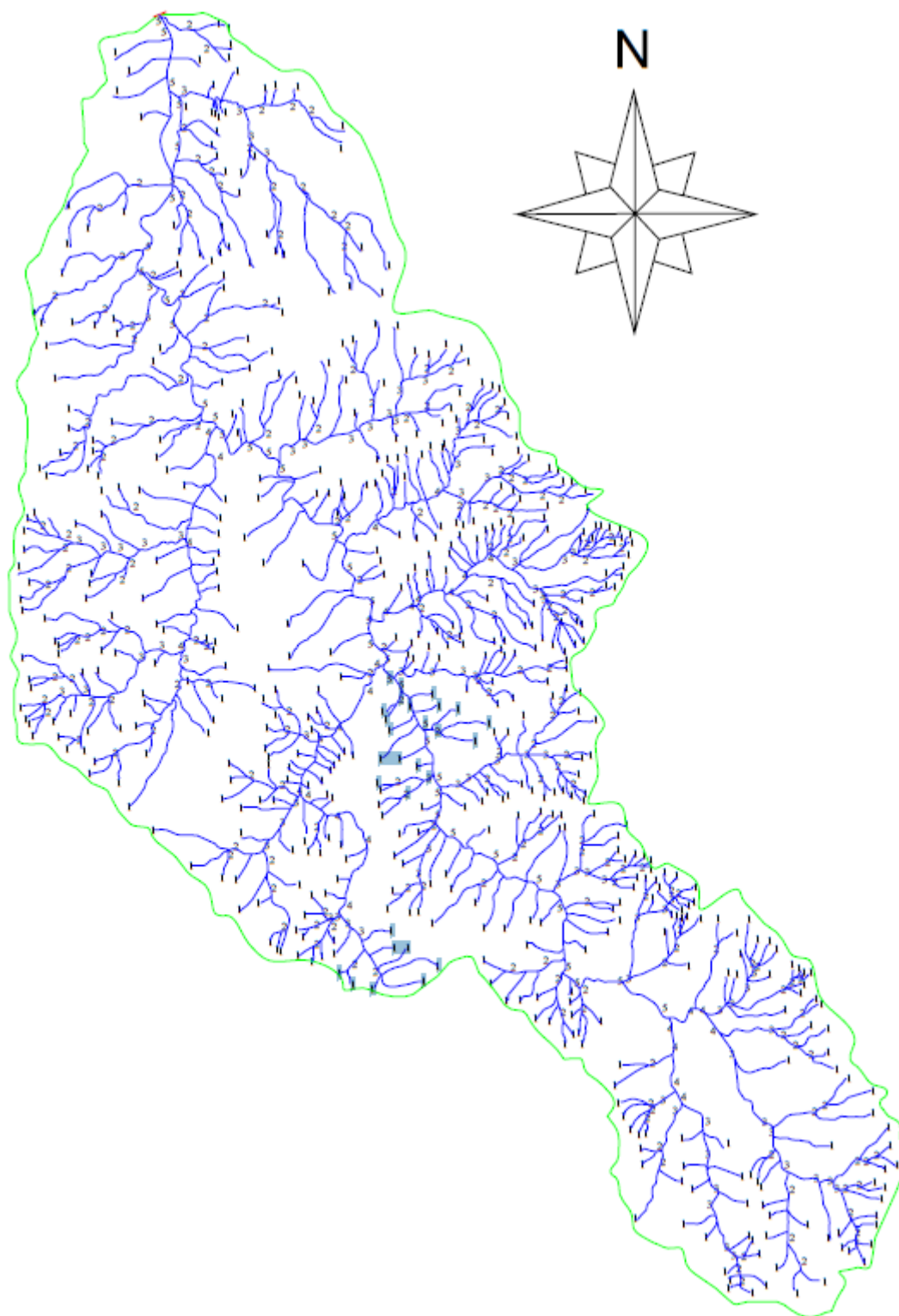


Figure (4- 4): Réseau hydrographique du bassin versant d'oued RABTA

2.2.4. Longueur moyenne des versants:

$$L_i = \frac{L}{2D_d} \dots\dots\dots (4-14)$$

D_d : densité de drainage en (km/km²).

L :longueur du rectangle équivalent en (km).

$L_i = 0.534 \text{ km}$

2.2.5. Profil en long du cours d'eau principal:

L'oued Rabta présente un profil en long assez régulier interrompu par quelques légères ruptures en pente que l'on peut expliquer autrement que par des captures ou par des seuils rocheux particulièrement résistant à l'érosion.

Ce profil est tracé à partir de la carte topographique à l'échelle 1/25.000 en tenant compte de l'altitude et de la longueur de cours d'eau à l'exutoire.

2.2.6. Pente moyenne du cours d'eau:

Elle exprime le rapport entre la dénivelée et la longueur comprise entre deux points suffisamment éloignés du cours d'eau principal. Elle est donnée par la formule suivante :

$$\bar{I} = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots\dots (4-15)$$

Avec : ΔH : dénivelée entre deux points suffisamment distants (m).

ΔL : distance entre ces deux points (km).

A.N : Ic=4,86%

2.2.7. Temps de concentration:

C'est le temps qu'effectue une particule d'eau pour parcourir la distance qui sépare l'exutoire du point du bassin le plus éloignée.

Le temps de concentration T_c peut être calculé par plusieurs formules empiriques, entre autres:

- **Formule de GIANDOTTI:**

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_p}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (4-16)$$

S :surface du bassin versant en (Km).

L_p :longueur du talweg principale en (Km).

H_{moy} , H_{min} : respectivement la hauteur moyenne et minimale du bassin versant.

- **Formule de KIRPICH:**

$$T_C = 0.6615.L_p^{0.77} . I_g^{-0.85} \dots\dots\dots (4-17)$$

I_g : indice de pente globale.

L_p : longueur du talweg principal en (Km).

- **Formule de CALIFORNIA :**

$$T_C = \left(\frac{0.87L^3}{H_{\max} - H_{\min}} \right)^{0.386} \dots\dots\dots (4-18)$$

Tableau (4- 5) : Temps de concentration.

Formules	Tc
Formule de <i>GIANDOTTI</i>	3,25
Formule de <i>KIRPICH</i>	9,975
Formule d'ANONYME	9,608

- **Commentaire :**

Sur la base de ces résultats, et la considération du talweg principal, nous nous proposons d'adopter la valeur **Tc=3.25 heures**, GRIANDOTTI qui est d'emploi fréquent en Algérie parce que la formule de GRIANDOTTI tient compte tous les paramètres géométriques du bassin.

$T_C = 3.25 \text{ heures}$

2.2.8. Vitesse moyenne de ruissellement :

Cette vitesse est donnée par la formule suivante :

$$V_R = \frac{L_p}{T_C} \dots\dots\dots (4-19)$$

L_p : longueur du talweg principale.

T_C : temps de concentration.

$V_R = 6,15 \text{ (Km/h)}$

Tableau (4- 6): les caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		<i>S</i>	km ²	62
Périmètre		<i>P</i>	km	40.6
Longueur du thalweg principal		<i>LP</i>	km	16.4
Pente du thalweg principal		<i>I</i>	%	4,86
Indice de compacité		<i>KC</i>	-	1.44
Coefficient d'allongement		<i>Ca</i>	-	4.34
Rectangle équivalent	longueur	<i>Lr</i>	km	12.9
	largeur	<i>lr</i>	Km	4.8
Altitudes	maximale	<i>Hmax</i>	m	1210
	moyenne	<i>Hmoy</i>	m	671
	médiane	<i>Hmed</i>	m	700
	minimale	<i>Hmin</i>	m	140
Pente moyenne de B.V		<i>Imoy</i>	m/km	439.28
Indice de pente globale		<i>Ig</i>	%	4.341
Indice de pente moyenne		<i>Ipm</i>	%	6.032
Indice de pente de M Roche		<i>Ip</i>	%	2.41
Densité de drainage		<i>Dd</i>	Km/Km ²	4.546
Coefficient de torrentialité		<i>Ct</i>	-	43.4
Temps de concentration		<i>Tc</i>	h	3.25
Vitesse de ruissellement		<i>Vr</i>	Km/h	6.15

3. Caractéristiques climatique du bassin versant:

Pour la zone étudiée, la station la plus représentative qui dispose des enregistrements est celle de TIZI OUZOU (code.021703) appartenant au réseau O.N.M.

Les données climatiques considérées concernent essentiellement les précipitations, les températures et d'autres phénomènes climatiques (vent, insolation, humidité, grêle, neige, orage, etc.)

3.1. Température:

Le climat est caractérisé par une saison froide relativement tempérée, durant laquelle des perturbations cycloniques apportent des pluies souvent substantielles surtout sur les reliefs, suivies d'une période chaude. La température moyenne annuelle au niveau de la station de TIZI OUZOU est de 18°C.

Tableau (4- 7): répartition mensuelle de la température.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moy
Temp Min	18.0	14.6	10,8	8,5	7,2	7,7	8,3	9,9	12,7	16,3	19,2	19,7	12,7
Temp Max	27.5	24,3	19,9	17,4	16,3	16,8	18,1	19,2	21,9	25,4	29,0	28,7	22,0
Temp Moy	21.9	19,0	15,0	12,0	11,3	11,7	12,6	14,4	17,4	20,8	24,0	24,8	17,1

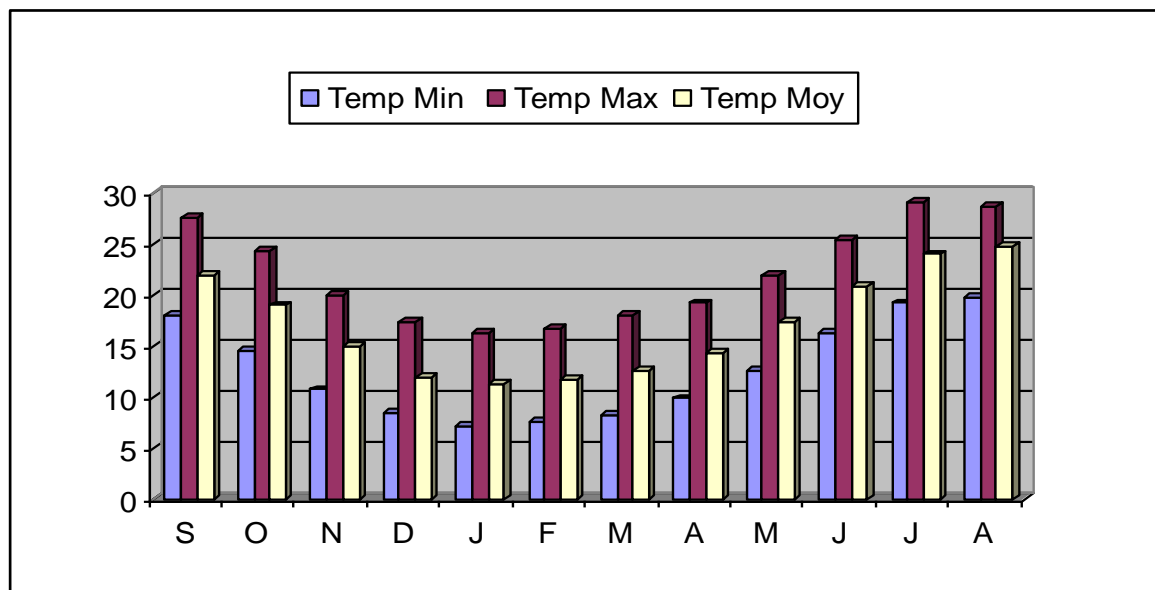


Figure (4- 5): Températures mensuelles du bassin de l'oued RABTA

D'après le tableau (4-9) on considère que les mois les plus chauds sont les mois d'été (Juin, juillet, août, septembre) durant lesquelles les températures dépassent les 20°C, et les plus froides de décembre vers Février.

3.2. Vitesse de vent:

La vitesse moyenne des vents est considérée comme « modérée » (2,6 m/s).

A Tizi Ouzou les vents les plus forts soufflent à la fin de l'automne et du printemps sur la direction Est-Ouest.

Tableau (4- 8): Moyenne mensuelle de la vitesse des vents

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy
Vmoy	2,7	2,7	2,9	2,8	2,5	2,3	2,3	2,3	2,2	2,5	2,9	3,0	2,6
Nbre De jour Ou V \geq 20m/s	0,0	0,3	1,3	1,5	2,4	4,0	8,5	8,8	5,2	3,6	01,6	0,2	37,3

Source : A.N.R.H

Les vitesses moyennes mensuelles varient de 2.7 à 3 m/s, elle peut cependant être altérée par le relief environnant.

3.3. Pluviométrie:

Les précipitations étant la source principale de l'approvisionnement d'Oued Rabta, le régime hydrologique dans le bassin est directement lié à ces précipitations.

3.3.1. Stations et données disponibles:

Les données pluviométriques disponibles dans la région ont été sélectionnées à partir du réseau d'observations de l'agence nationale des ressources hydrauliques (ANRH).

Selon les données disponibles, dans le bassin versant de l'oued Rabta, il n'existe pas de stations pluviométriques appartenant au réseau permanent de stations d'observations. Néanmoins, dans la zone étendue ou dans la majeure partie du bassin versant de l'oued Sebou, sont disponibles les données pluviométriques fournies par 12 stations pluviométriques dont 5 entourent le bassin versant de l'oued Rabta

On dispose une série d'observations pluviométriques à la station de Ain El Hammam située à proximité du bassin versant. Elle comprend des données mensuelles et annuelles sur une période de 33 années allant de 1973 à 2006.

Tableau (4- 9): Coordonnées et code de la station Ain El Hammam

Code	Station	X [Km]	Y [Km]	Z [m]
2-17-03	Ain El Hammam	644,15	364,5	1200

Source : A.N.R.H

3.3.2. Pluie moyenne annuelle:

Le bassin versant n'étant pas équipé d'un poste pluviométrique, aussi la méthode classique de THEISSEN ne peut être utilisée.

3.3.3. Répartition mensuelle de la pluie moyenne:

La répartition mensuelle des pluies moyennes interannuelle à été établie sur la base de la série des précipitations à la station de Ain El Hammam sur la période (1973- 2006), elle est donnée par le tableau ci-dessous:

Tableau (4- 10) : Répartition mensuelle des pluies moyennes.

mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Total
P (mm)	43,9 6	77,9 4	109, 2	141,5 8	118,3 1	106,3 4	96,9 5	88,1 4	56,8 4	21,2 2	18,0 4	20,9 8	899, 5
P (%)	4,88	8,66	12,1 4	15,74	13,15	11,82	10,7 9	9,8	6,32	2,36	2,01	2,33	100

Source : A.N.R.H

A travers le tableau 2-10, on déduit que la saison pluvieuse s'étale d'octobre à mai, par contre la saison sèche s'étale de juin à septembre. Ces résultats sont donnés sous forme d'histogramme dans la figure (4-6)

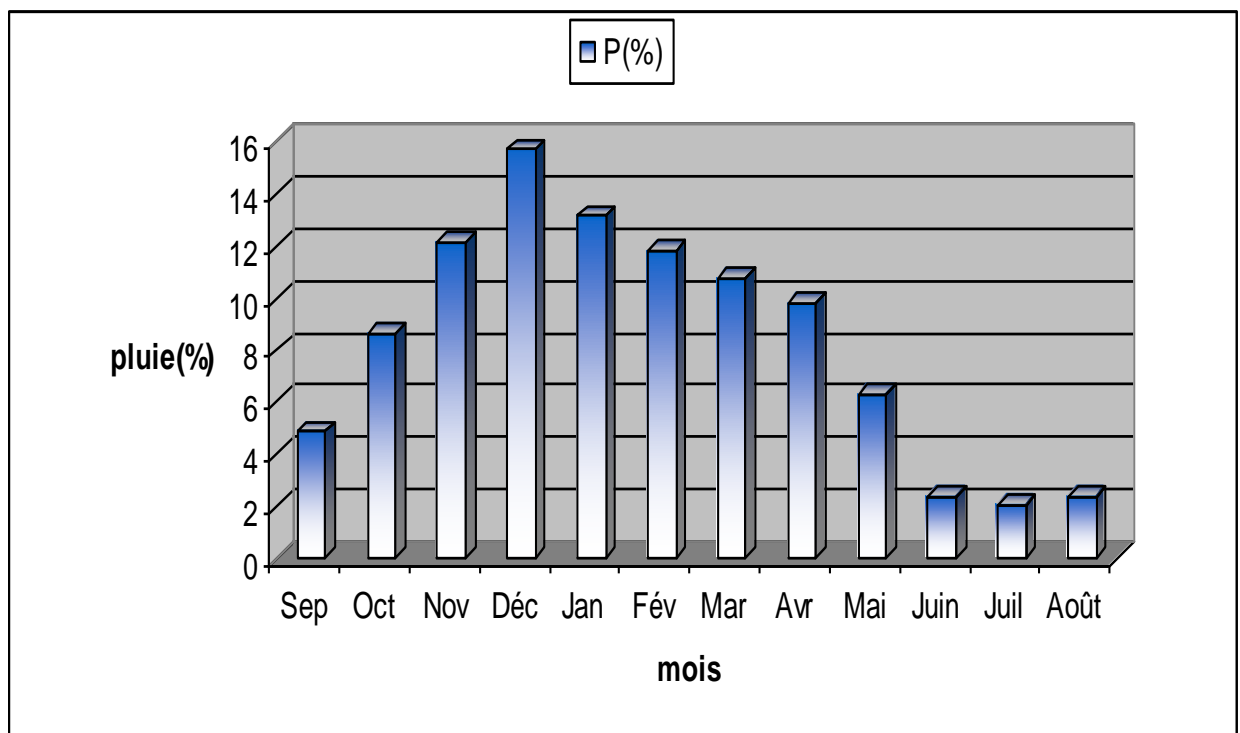


Figure (4- 6): Répartition mensuelle des pluies moyennes.

Elle comprend des données mensuelles et annuelles sur une période de 33 années allant de 1973 à 2006.

3.3.4. Les pluies maximales journalières:

Les pluies maximales journalières sont souvent génératrices de crues exceptionnelles. Pour cela, il est important d'effectuer un ajustement statistique d'une loi de probabilité à la série d'observation afin de déterminer les précipitations maximales journalières fréquentielles.

La station de Ain El Hammam (02-17-03) est considérée avec une série d'observation de 33 années (1973-2006)

- *Les paramètres statistiques de l'échantillon:*

Nombre d'observations	33
Moyenne	75,8
Ecart-type	25,1
Médiane	73,3
Coefficient de variation	0,331
Coefficient d'asymétrie	0,871

3.3.5. Ajustement des pluies maximales journalières:

L'ajustement a été effectué à l'aide du logiciel "HYFRAN".

- **Teste des hypothèses:**

Test d'adéquation : Test de Pearson III ou du X².

- Hypothèses :

H₀ : L'échantillon provient d'une loi Log normale

H₁ : L'échantillon ne provient pas d'une loi Log normale

- Résultats :

Résultats de la statistique : $P(X^2) = 7,76 \% > 5 \%$ donc l'ajustement est satisfaisant.

p-valuep = 0.8806

Degrés de liberté : 5

Nombre de classes 08

- Conclusion :

Nous pouvons accepter H₀ au niveau de signification de 5 %

- **Test de discordance** (Grubbs & Beck) sur la plus grande valeur 142 mm

- Hypothèses

H₀ : Toutes les observations proviennent de la même population

H₁ : La plus grande observation ne provient pas de la même population que les autres

- Résultats

Valeur de la statistique $T = 2,13$

p-value $p < 0,479$

- Conclusion

Pas de conclusion dans ce cas.

Test de discordance (Grubbs & Beck) sur la plus petite valeur 38,5 mm

- Hypothèses

H_0 : Toutes les observations proviennent de la même population

H_1 : La plus petite observation ne provient pas de la même population que les autres

- Résultats

Valeur de la statistique $T = 1,95$

p-value $p < 0,774$

Test d'indépendance (Wald-Wolfowitz)

Hypothèses

H_0 Les observations sont indépendantes

H_1 Les observations sont dépendantes (autocorrélation d'ordre 1)

- Résultats

Valeur de la statistique $|U| = 0.00346$

p-value $p = 0.997$

- Conclusion

Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5 %

• Test d'adéquation (Shapiro-Wilk ($n < 50$))**- Hypothèses**

H_0 : L'échantillon provient d'une loi Log normale

H_1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Log normale.

- Résultats

p-value SW = 0.96

Degrés de liberté : $p = 0.9360$

- Conclusion

Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5 %

• Paramètres du logiciel :

T : Période de retour.

q : Fréquence.

X_t : Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée.

3.3.5.1. Ajustement a la loi de GUMBEL:

L'équation de la droite de GUMBEL:

$$P_{\max j} = \frac{1}{\alpha} y + x_0 \dots\dots\dots (4-21)$$

Y:variable de la droite de GUMBEL:

$$y = -[\ln (-\ln (F(x)))] \dots\dots\dots (4-22)$$

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{N} \dots\dots\dots (4-23)$$

Ou :

m: l'ordre de classement;

n: taille de l'échantillon;

$\frac{1}{\alpha}, x_0$: sont déterminé par la méthode des moindres carrés.

- **Résultats de l'ajustement :**

La droite de GUMBEL est donnée par la figure (4.7).Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont présentées dans le tableau suivant:

Tableau (4- 11) : Ajustement à la loi de GUMBEL

<i>Période de retour</i>			<i>Intervalle de confiances</i>
<i>T (ans)</i>	<i>q</i>	<i>précipitation</i>	95 %
10000	0.9999	245	194- 296
2000	0.9995	214	171 -256 !
1000	0.9990	200	161- 239
200	0.9950	168	138 -199
100	0.9900	155	127- 182
50	0.9800	141	117 -165
20	0.9500	123	104 -142
10	0.9000	108	93,0- 124
5	0.8000	93.7	81,8- 106
2	0.5000	71,5	63,7- 79,2

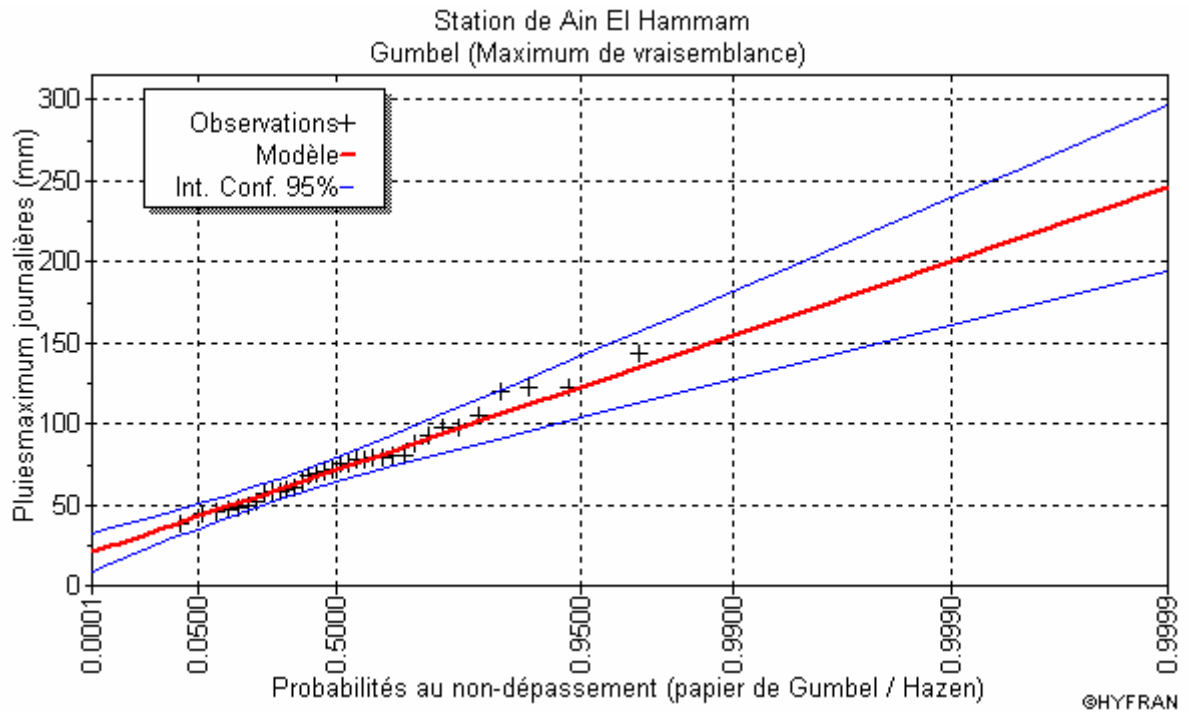


Figure (4-7): Ajustement a la loi de GUMBEL

3.3.5.2. Ajustement a la loi log normale:

Paramètres d'ajustement à la loi Log normale :

$$\overline{\log P_{\max j}} = \frac{\sum (\log P_{j\max} - \overline{\log P_{j\max}})^2}{N}$$

$\sigma_{\log} = 0,127$

$\log P_{j\max} = 3,498$

$\log P_{j\max} = \overline{\log P_{j\max}} + \sigma_{\log} U_{P\%}$ Avec : $U_{P\%}$: variable de GAUSS pour différentes fréquences.

• **Résultats de l'ajustement :**

Nombre d'observations: $n = 33$

Paramètres : $u : 64,2498$ $\alpha : 19,6504$

Quantiles :

$q = F(X)$: Probabilité au non-dépassement $T = 1 / (1-q)$: Période de retour

Tableau (4- 12) : Ajustement a la loi log normale.

<i>Période de retour</i>			<i>Intervalle de confiances</i>
<i>T (ans)</i>	<i>q</i>	<i>précipitation</i>	95 %
10000	0.9999	240	165- 335
2000	0.9995	207	150 -264
1000	0.9990	194	143- 260
200	0.9950	165	127- 202
100	0.9900	152	120- 184
50	0.9800	139	112 -166
20	0.9500	122	102- 148
10	0.9000	109	92,8- 125
5	0.8000	94.4	82,5- 106
2	0.5000	72.1	64,3- 79,8

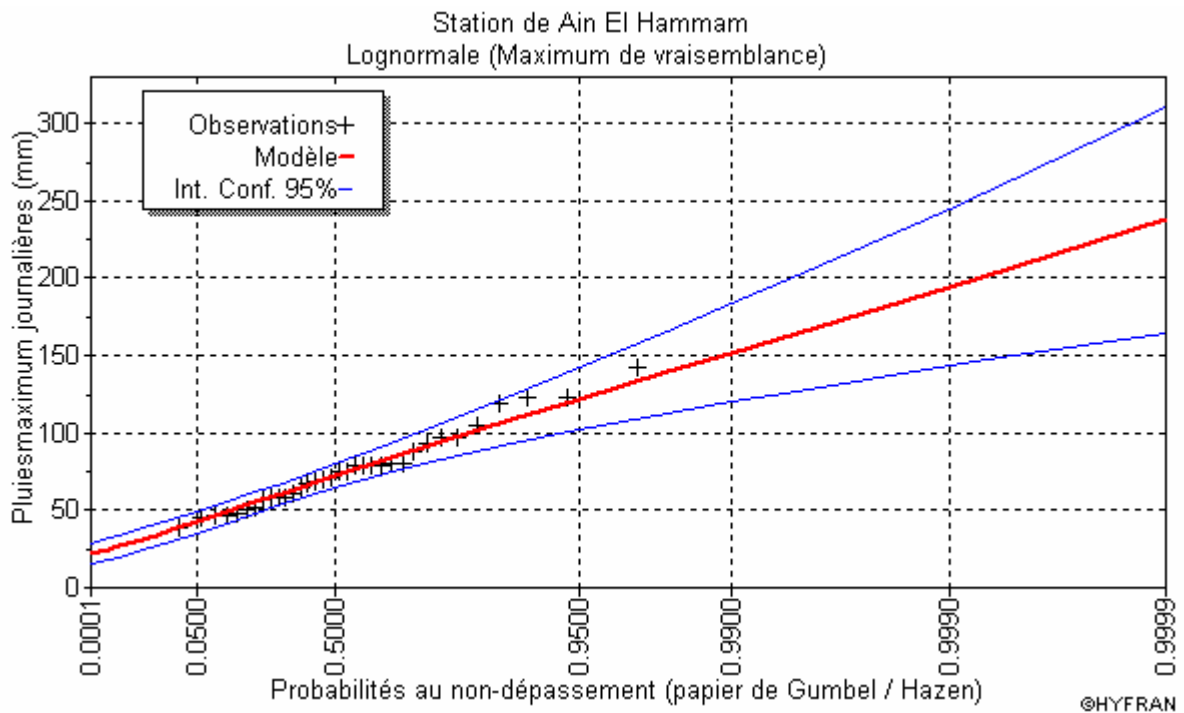


Figure (4- 8): Ajustement a la loi log normale

• **Conclusion:**

D'après les trois schémas on conclut que les pluies maximales journalières suivent la loi de Log normal car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proches de la droite de HENRY.

3.3.6. Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences:

Le calcul des pluies de courtes durées pour différentes fréquences à été effectuée à l'aide de la relation de Body exprimée par:

$$P_{tc} = P_{maxj} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (4-26)$$

P_{tc} : pluies de courte durée (mm) de fréquence égale à celle de P_{maxj} .

P_{maxj} : pluies maximales fréquentielles.

t : temps en heure.

b : exposant climatique ($b = 0,47$).

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

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \dots\dots\dots (4-27)$$

Les résultats de calcul sont exposés dans le tableau (4-13) :

Tableau (4- 13): Pluies de courtes durées et leur intensité :

		Fréquence											
		0,01		0,1		1		2		5		10	
		$P_{max\ t}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{max\ t}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{max\ t}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{max\ t}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{max\ t}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{max\ t}$ (mm)	I_0 (mm/h)
Temps (h)	1	53,89	53,89	43,56	43,56	34,13	34,13	31,21	31,21	27,39	27,39	24,48	24,48
	2	74,64	37,32	60,34	30,17	47,27	23,64	43,23	21,62	37,94	18,97	33,90	16,95
	3,25	93,78	28,85	75,80	23,32	59,39	18,27	54,31	16,71	47,67	14,67	42,59	13,10
	4	103,39	25,85	83,57	20,89	65,48	16,37	59,88	14,97	52,56	13,14	46,96	11,74
	8	143,21	17,90	115,76	14,47	90,70	11,34	82,94	10,37	72,80	9,10	65,04	8,13
	10	159,04	15,90	128,56	12,86	100,73	10,07	92,11	9,21	80,85	8,08	72,23	7,22
	12	173,27	14,44	140,06	11,67	109,74	9,14	100,35	8,36	88,08	7,34	78,69	6,56
	16	198,36	12,40	160,34	10,02	125,63	7,85	114,88	7,18	100,83	6,30	90,09	5,63
	20	220,29	11,01	178,07	8,90	139,52	6,98	127,58	6,38	111,98	5,60	100,05	5,00
	22	230,38	10,47	186,23	8,46	145,91	6,63	133,43	6,07	117,11	5,32	104,63	4,76
	24	240,00	10,00	194,00	8,08	152,00	6,33	139,00	5,79	122,00	5,08	109,00	4,54

Courbes des pluies à courte durées

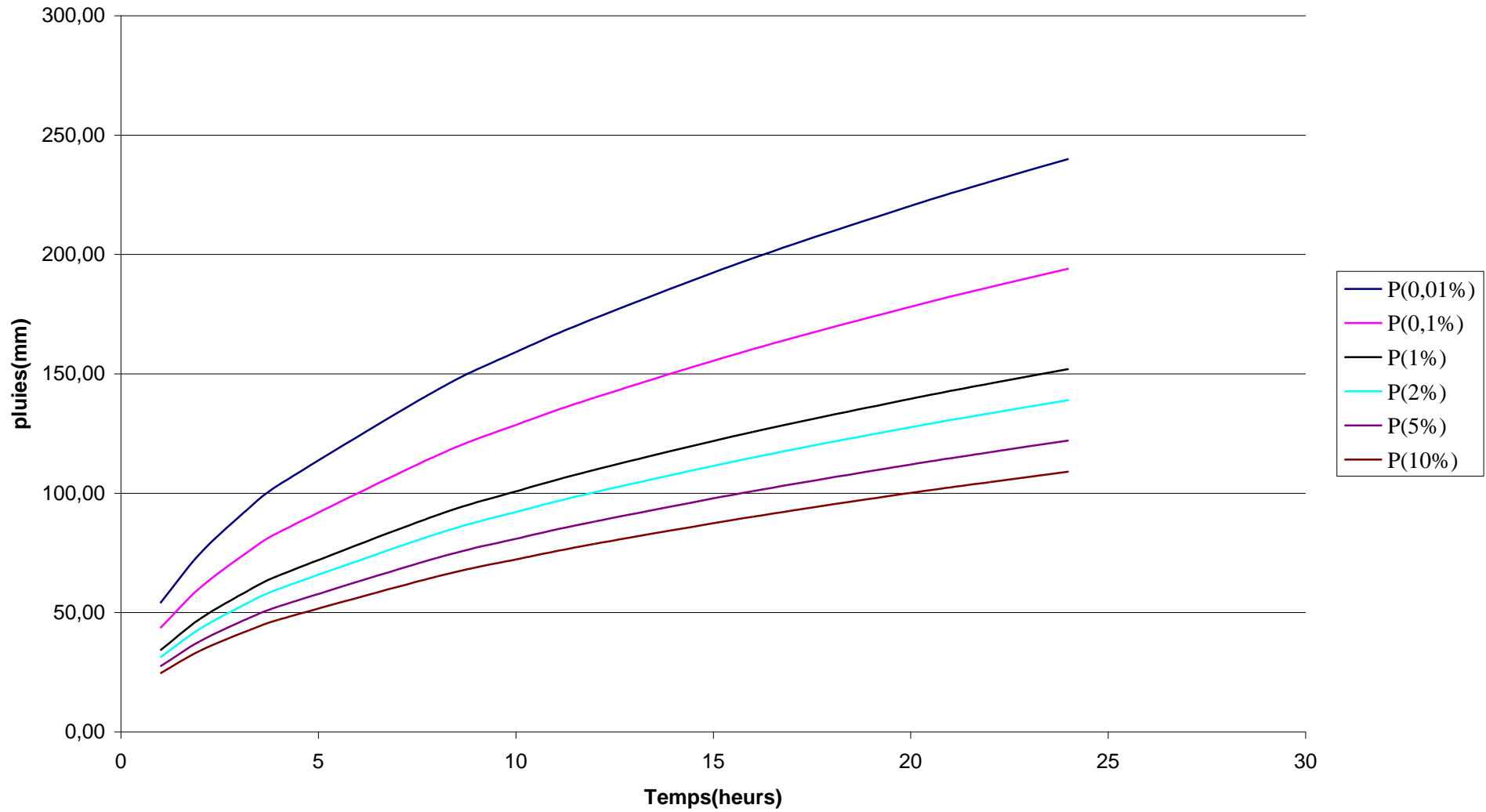


Figure (4- 9) : courbe des pluies à courtes durées

Courbes des intensités fréquentielles

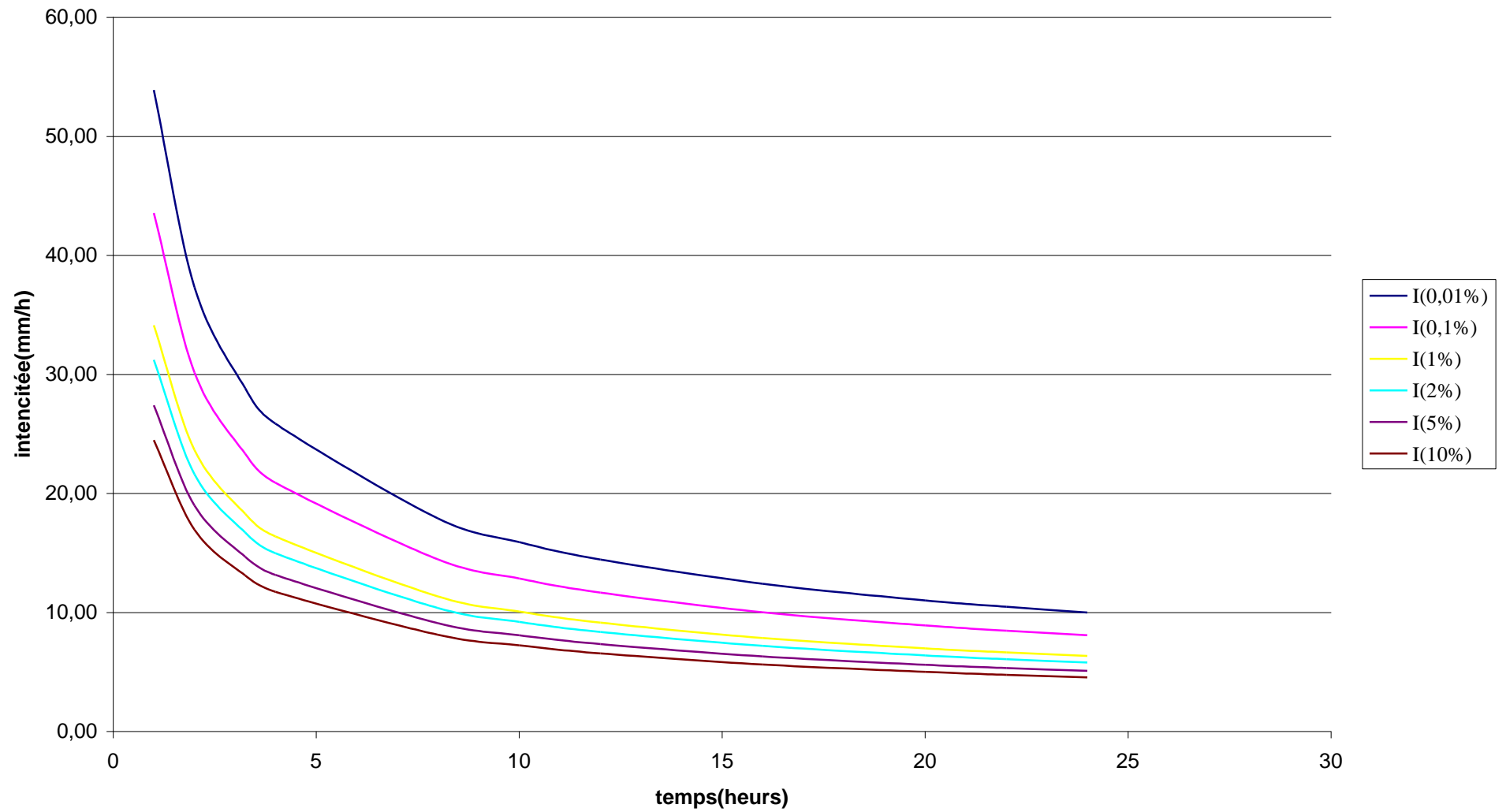


Figure (4- 10): *courbe des intensités fréquentielles*

4. Evaluation des apports liquides:

L'oued RABTA étant dépourvu de station hydrométrique, de plus, l'analyse du réseau d'observation de la région d'étude et ses environs nous ne pas permis de mettre en évidence une station hydrométrique analogue dont le bassin versant serait géo morphologiquement similaire au bassin versant d l'oued, l'analogie proprement dite ne peut donc être effectuée.

Pour cela, l'estimation des paramètres hydrologiques nécessaires au dimensionnement des ouvrages s'est faite suivant l'approche par les formules empiriques.

4.1. Apports moyens interannuels:

4.1.1. Formule de SAMIE:

$$A = L_e \cdot S \dots\dots\dots (4-28)$$

$$L_e = P^2(293 - 2.2\sqrt{S}) \dots\dots\dots (4-29)$$

Ou:

L_e : lame d'eau écoulée (mm).

P : précipitation moyenne (m).

S : la superficie en Km^2 du bassin versant.

4.1.2. Formule de DERY II:

$$A = 0.513 \cdot P^{2.683} \cdot Dd \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots (4-30)$$

Ou:

A :apport moyen interannuel (en hm^3).

P : précipitation moyenne (m).

S : superficie (en Km^2).

4.1.3. Formule de MEDINGER:

$$L_e = 1.024(P - 0.26)^2 \dots\dots\dots (4-31)$$

P : précipitation moyenne (m).

L_e : lame d'eau écoulée (mm).

$$A = L_e \cdot S$$

4.1.4. Formule de CHAUMONT:

Cette relation donne le coefficient de ruissellement par la relation suivante:

$$C_e = 0.6(1 - 10^{-0.36P^2}) \dots\dots\dots (4-32)$$

P : précipitation moyenne (m).

La lame d'eau écoulée est donnée par la relation :

$$L_e = P \cdot C_e$$

$$A = L_e \cdot S$$

4.1.5. Formule de TURC:

$$L_e = P - \frac{P}{\sqrt{0.9 + \frac{P^2}{L^2}}} \dots\dots\dots (4-34)$$

Avec:

$$L = 300 + 25T_0 + 0.05 (T_0)^3 \dots\dots\dots (4-35)$$

T_0 : température moyenne dans la zone d'étude.

$$A = L_e \cdot S$$

4.1.6. Formule de l'INRH:

L'apport moyen interannuel est donnée par:

$$A_0 = 0.915 \cdot \bar{P}^{2.684} \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots (4-36)$$

P : précipitation moyenne (m).

S : superficie (en Km^2).

Les résultats sont portés sur le tableau suivant:

Formule	Apport moyen A (hm^3)
<i>SAMIE</i>	13,83
<i>DERY II</i>	56,69
<i>MEDINGER</i>	25.96
<i>CHAUMONT</i>	16,35
<i>TURC</i>	21.88
<i>INRH</i>	39,27

D'après ces résultats on adopte finalement la valeur de *MEDINGER* c'est-à-dire:

$$A = 25,96 \text{ hm}^3$$

4.2. Répartition mensuelle de l'apport moyen:

La distribution des apports mensuels en pourcentage de l'apport interannuelle a été établit sur la base de la répartition mensuelle de la pluviométrie en question étant génératrice des apports de l'oued.

Cette technique d'adoption de la répartition mensuelle de la pluie a été considérée en raison de l'absence d'informations hydrométriques au niveau de l'oued concerné.

Le calcul se fait par la formule suivante:

$$Q_m = P_m \cdot C_e \cdot S \dots\dots\dots (4-37)$$

C_e : coefficient d'écoulement.

P_m : pluie mensuelle.

L_e : lame écoulée.

P : pluie moyenne annuelle.

S : surface du bassin versant (Km²).

Q_m : apport liquide mensuel (hm³).

La répartition est donnée par le tableau suivant et la figure (4-9)

Tableau (4- 14): Répartition mensuelle de l'apport moyen.

Mois	P mens	A (%)	A (m ³)
Septembre	43,96	4,89	1,00
Octobre	77,94	8,66	1,78
Novembre	109,2	12,14	2,49
Décembre	141,58	15,74	3,23
Janvier	118,31	13,15	2,70
Février	106,34	11,82	2,42
Mars	96,95	10,79	2,21
Avril	88,14	9,8	2,01
Mai	56,84	6,32	1,30
Juin	21,22	2,36	0,48
Juillet	18,04	2,01	0,41
Août	20,98	2,33	0,48
Total	899,5	100	20,51

Répartition mensuelle de l'apport

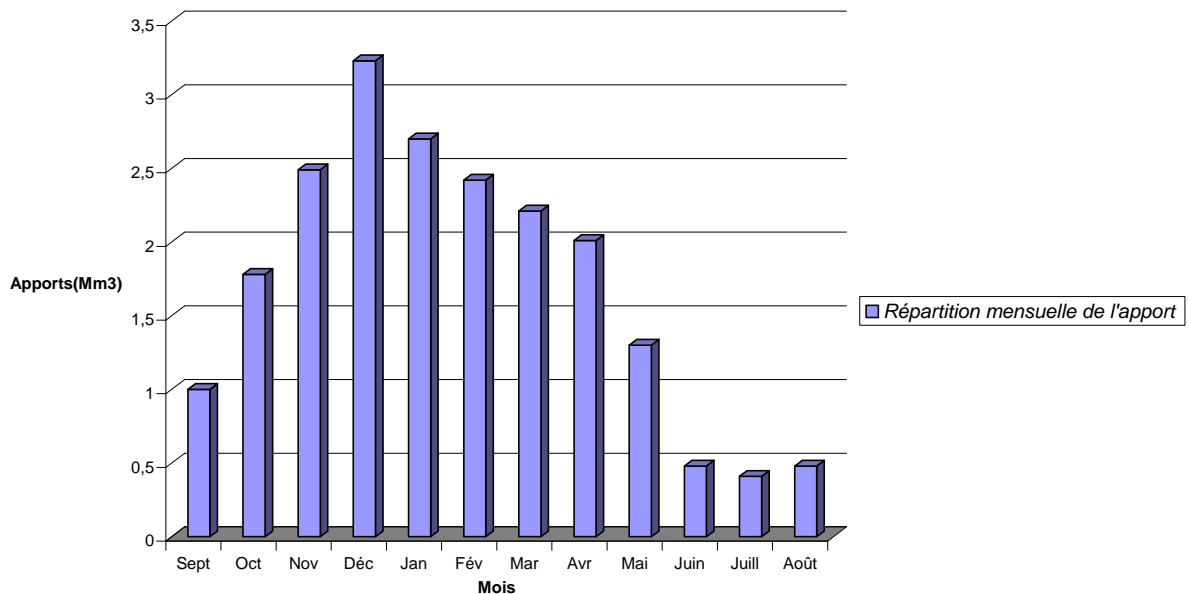


Figure (4- 11): Répartition mensuelle des apports

4.3. Calcul du coefficient de variation:

4.3.1. Caractéristiques de l'écoulement :

4.3.1.1. Module de l'écoulement :

Il est donné par : $M_e = A_{moy} / T$ (4.38)

A_{moy} : Apport moyen annuel = 25,96Mm³

.

T : Temps d'une année en secondes T = 31,536.106 s

A.N : $M_e = 823,18$ l/ s

4.3.1.2. Module de l'écoulement relatif (spécifique) :

On a : $M_0 = M_e / S$ (4.39)

M_e : Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km²).

A.N : $M_0 = 13.28$ l/s/Km².

4.3.1.3. Lamme d'eau écoulée :

$L_e = A_{moy}/SBV$ (4.40)

A.N : $L_e = 418,71$ mm

4.3.1.4. Coefficient de variation

La variabilité de l'apport annuel est caractérisée par le coefficient de variation C_v , estimé dans notre cas, à défaut d'information hydrométriques, par des formules empiriques:

- **Formule de Padoun:**

$$C_v = K \cdot \frac{0.93}{M_0^{0.23}} \quad \text{Avec: } 0.25 < K < 1, \text{ on prend } K=0.7.$$

M_0 : débit ou module spécifique (l/s/Km²).

- **Formule de Sokolovski-Chevelev:**

$$C_v = 0.78 - 0.291 \text{ Log } (M_0) - 0.063 \text{ Log } (S + 1) \dots\dots\dots (4-41)$$

S: superficie du bassin versant.

M_0 : débit ou module spécifique (en l/s/Km²).

- **Formule d'Ugiprovodkhoz:**

$$C_v = \frac{0.7}{M_0^{0.125}} \dots\dots\dots (4-42)$$

M_0 : débit ou module spécifique (en l/s/Km²).

• **Formule d'Antonov:**

$$C_v = \frac{0.78}{C_v^2 + 1000} \dots\dots\dots (4-44)$$

Les différentes valeurs de C_v sont données par le tableau suivant:

Formules	C_v
PADOUN	0.36
SOKOLOVSKY-CHEVELEV	0.38
UGIPROVODKHOZ	0.51
ANTONOV	0.4
Moyenne	0.41

La valeur de $C_v = 0.40$ obtenue par la formule de *ANTONOV* est finalement adoptée.

4.4. Les apports fréquentiels:

Donc la distribution des apports fréquentiels sera régie par l'équation:

$$A_{(\%)} = \frac{A}{C_v^2 + 1} \cdot e^{U(\log(C_v+1))^{1/2}} \dots\dots\dots (2-45)$$

$A_{\%}$: apport de fréquence donnée.

U:variable réduite de Gauss.

Les calculs des apports fréquentiels a conduit au tableau suivant:

Tableau (4- 15):Apports fréquentiels

Période de retour (ans)	Fréquence (%)	Variable de Gauss	Apport A (hm3)
1.25	80	-0,84145	17,474
10	10	1,28229	39,351
20	5	1,64308	45,170
50	2	2,05046	52,781
100	1	2,32723	58,671
1000	0,1	3,15954	80,650

4.4.1. Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%

Tableau (4- 16): Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%

Mois	A 80% (%)	A 80% (m3)
Septembre	4,89	0,77
Octobre	8,66	1,36
Novembre	12,14	1,95
Décembre	15,74	2,45
Janvier	13,15	2,07
Février	11,82	1,86
Mars	10,79	1,7
Avril	9,8	1,54
Mai	6,32	0,99
Juin	2,36	0,37
Juillet	2,01	0,32
Août	2,33	0,37
Total	100	17.47

5. Les apports solides:

L'évaluation de l'envasement est indispensable dans de tels cas pour que le dimensionnement du barrage soit plus fiable vis-à-vis sa durée de vie.

Pour cela on doit calculer les apports solides durant une année de service du barrage et par défaut de manque de données sur les débits solides sur Oued RABTA nous opterons pour un calcul empirique en utilisant les formules suivantes :

5.1. Formule de Tixeront:

Cette formule donne l'apport solide moyen annuel en suspension (en t/Km²/An), elle est exprimée par:

$$E_s = \alpha \cdot L_e^{0.15} \dots\dots\dots (4-46)$$

Ou:

E_s : apport solide moyen annuel en suspension (t/Km²/An).

L_e : lame d'eau écoulée. ($L_e = 418.71 \text{ mm}$)

α : paramètre caractérisant la perméabilité du b.v ($\alpha = 350$).

Pour une lame d'eau écoulée égal à mm, on obtient une valeur de t/Km²/An pour les transports solides en suspension.

$$A_s = E_s \cdot S \dots\dots\dots (4-47)$$

S: superficie du bassin versant en Km².

$E_s = 830,95 \text{ (t/Km}^2\text{/An)}$.

$A_s = 51519,2 \text{ t/An}$.

Le volume des solides est égal à:

$$V_s = A_s / \gamma_s \dots\dots\dots (4-48)$$

$$\gamma_s = 1.2 \text{ t/m}^3.$$

$$V_s = 33346.13 \text{ m}^3/\text{An}.$$

5.2. Formule de Sogreah:

$$E_s = \alpha \cdot P^{0.15}$$

α : paramètre caractérisant la perméabilité du bv ($\alpha = 350$).

P : pluie moyenne annuelle (en mm).

$$E_s = 970, 88 \text{ (t/Km}^2/\text{An)}.$$

$$A_s = 60194, 93 \text{ t/An}.$$

$$V_s = 40129, 95 \text{ m}^3/\text{An}.$$

Formule	Apport solide (m ³ /an)
<i>Tixeront :</i>	<i>33346.13</i>
<i>Sogreah :</i>	<i>45129, 95</i>

Les valeurs finalement adoptées sont celle obtenue par la formule de *Sogreah*.

• Conclusion

Le transfert sédimentaire par charriage a été estimé à 30% donc les apports solides pendant une année de service est de 45129,95 m³/an

Les apports solides pendant toutes les années de service (50ans) est de 3 Mm³

6. Etude des crues:

L'étude des crues a pour but l'estimation des débits de pointe fréquentiels et la définition de la forme de l'hydrogramme.

La détermination de ce hydrogramme ne reste pas sans difficultés quant au choix de la méthode utilisée surtout en absence de données.

Pour ce fait, des formules empiriques ont été développées pour l'estimation des débits maxima probables, et on procédera pour la construction de ces hydrogramme de crues par la méthode des isochrones ou la méthode de l'hydrogramme synthétique

Les paramètres définissant une crue est :

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

6.1. Détermination des débits maximum de la crue :

6.1.1. Formule de GIANDOTTI:

$$Q_{\max\%} = \frac{170.S.(H_{\text{moy}} - H_{\text{min}})^{1/2}}{4(S)^{1/2} + 1.5L} \cdot P_{tc} \dots\dots\dots (4-49)$$

$Q_{\max\%}$: débit maximum de crue en m³/s de même fréquence que celle de la pluie de courte durée.

S : superficie du bassin versant.

L : longueur du talweg principal=16.4

$H_{\text{moy}}, H_{\text{min}}$: altitudes moyennes et minimales (en m).671 140

P_{tc} : pluies de courte durée.

6.1.2. Formule de Sokolovski:

$$Q_{\max\%} = \frac{0.28.S.\alpha.P_{ct}}{T_c} \cdot f \dots\dots\dots (4-46)$$

S : superficie du bassin versant.

P_{ct} : pluies de courte durée.

T_c : temps de concentration.

α : coefficient de ruissellement du bassin versant ($0.6 < \alpha < 0.8$)

f : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue $f = 1.04$.

6.1.3. Formule de Mallet-Gauthier:

$$Q_{\max\%} = 2k \text{Log}(1 + AP) \cdot \frac{S}{\sqrt{L_p}} \cdot \sqrt{1 + 4 \text{Log}T - \text{Log}S} \dots\dots\dots (4-50)$$

S : superficie du bassin versant (Km²).

L_p : longueur du talweg principal (Km).

A : coefficient régional pris égal à 20.

k : constante qui dépend des caractéristiques du bassin versant pris égal a 2.

P : précipitation moyenne interannuelle.

T : période de retour en années.

6.1.4. Formule de Turazza:

$$Q_{\max\%} = \frac{C.S.I_t}{3.6.T_c} \dots\dots\dots (4-51)$$

S : superficie du bassin versant (Km²).

T_c : temps de concentration.

I_t : intensité des pluies fréquentielles (en mm/h).

C : coefficient de ruissellement de la crue considérée ;

C=0.6 pour P= 10%

C=0.7 pour P= 1 %

C=0.8 pour P= 0.1 %

6.1.5. Formule d'Alexeev:

$$Q_{\max\%} = 0.34P_{tc}^{4/3} \dots\dots\dots (4-52)$$

P_{tc} : pluies de courte durée.

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau (4- 17) : le débit maximum de crue pour différents période de retour

Période de retour	10	20	50	100	1000	10000
<i>Giandotti</i>	111,53	124,82	142,23	155,52	198,48	243,52
<i>Sokolovsky</i>	416,38	336,55	263,69	241,1364	211,65	189,09
<i>Mallet-Gautier</i>	192	246	298	340	473	598
<i>Alexeev</i>	50,57	58,77	69,93	78,78	109,07	144,86
<i>Turazza</i>	112,81	138,96	172,67	220,26	321,30	447,18

Sur la base de ces résultats, les valeurs adoptées sont celle de **Mallet-Gautier**: car il utilise plusieurs paramètres.

<i>Période de retour</i>	10	20	50	100	1000	10000
<i>Fréquence (%)</i>	20	10	2	5	1	0.1
<i>Q_{\max} (m³/s)</i>	192	246	298	340	473	598

6.2. Hydrogramme de crue:

La forme des crues (temps de montée et de décrue) assimile l'Hydrogramme de crue a deux équations paraboliques l'une pour le temps de montée et définie par:

$$Q_t = Q_{\max\%} \left(\frac{t}{t_m} \right)^n$$

Et l'autre pour la décrue exprimée par:

$$Q_t = Q_{\max\%} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^m \dots\dots\dots (4-53)$$

$Q_{\max\%}$: débit maximum de fréquence donnée.

Q_t : débit instantané au moment (t).

t_m, t_d : temps de montée et de décrue.

m, n : puissances des paraboles pour les bassins de petites gabarits $m=3$ et $n=2$.

Temps de base:

$$t_b = t_m + t_d$$

On considère généralement que: $t_d = 2 t_m$, et $t_m = t_c$ (pour des petits bassins).

On a donc:

$$t_m = t_c = 3, 25 \text{ h} \quad t_d = 2 t_m = 6.5 \text{ h} \quad t_b = t_m + t_d = 9,75 \text{ h}$$

pour construire l'Hydrogramme des crues de oued Rabta ,on a utilisé les valeurs des débits de crues de fréquence 10% ,5% ,2% ,1% ,0.1%, 0.01%,les résultats obtenue ainsi que l'hydrogramme de crues sont exposes dans le tableau(4-17) et le fig (4-11)

Tableau (4- 18) : Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour

Temps(h)	Q (10 ans)	Q (20 ans)	Q (50 ans)	Q (100 ans)	Q (1000 ans)	Q (10000ans)
(h)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,25	1,14	1,46	1,76	2,01	2,80	3,54
0,50	4,54	5,82	7,05	8,05	11,20	14,15
0,75	10,22	13,10	15,87	18,11	25,19	31,85
1,00	18,18	23,29	28,21	32,19	44,78	56,62
1,25	28,40	36,39	44,08	50,30	69,97	88,46
1,50	40,90	52,40	63,48	72,43	100,76	127,38
1,75	55,67	71,33	86,40	98,58	137,14	173,38
2,00	72,71	93,16	112,85	128,76	179,12	226,46
2,10	80,16	102,71	124,42	141,96	197,48	249,67
2,25	92,02	117,91	142,83	162,96	226,70	286,62
2,50	113,61	145,56	176,33	201,18	279,88	353,85
2,75	137,47	176,13	213,36	243,43	338,66	428,15
3,00	163,60	209,61	253,92	289,70	403,03	509,54
3,25	192,00	246,00	298,00	340,00	473,00	598,00
3,50	170,69	218,69	264,92	302,26	420,50	531,62
3,75	151,01	193,49	234,39	267,42	372,03	470,34
4,00	132,91	170,29	206,29	235,37	327,43	413,97
4,25	116,32	149,03	180,54	205,98	286,56	362,28
4,50	101,17	129,62	157,02	179,15	249,23	315,09
4,75	87,39	111,97	135,64	154,76	215,29	272,19
5,00	74,93	96,00	116,29	132,68	184,59	233,37
5,25	63,71	81,63	98,88	112,82	156,95	198,43
5,50	53,67	68,76	83,30	95,04	132,22	167,16
5,75	44,74	57,33	69,45	79,24	110,23	139,36
6,00	36,87	47,24	57,22	65,29	90,83	114,83
6,25	29,98	38,41	46,52	53,08	73,85	93,36
6,50	24,00	30,75	37,25	42,50	59,13	74,75
6,75	18,88	24,19	29,30	33,43	46,50	58,79
7,00	14,54	18,63	22,57	25,75	35,82	45,29
7,25	10,92	14,00	16,95	19,34	26,91	34,02
7,50	7,96	10,20	12,36	14,10	19,62	24,80
7,75	5,59	7,17	8,68	9,90	13,78	17,42
8,00	3,75	4,80	5,82	6,64	9,23	11,67
8,25	2,36	3,02	3,66	4,18	5,81	7,35
8,50	1,37	1,75	2,12	2,42	3,36	4,25
8,75	0,70	0,90	1,09	1,24	1,72	2,18
9,00	0,29	0,38	0,46	0,52	0,73	0,92
9,25	0,09	0,11	0,14	0,15	0,22	0,27
9,50	0,01	0,01	0,02	0,02	0,03	0,03
9,75	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour

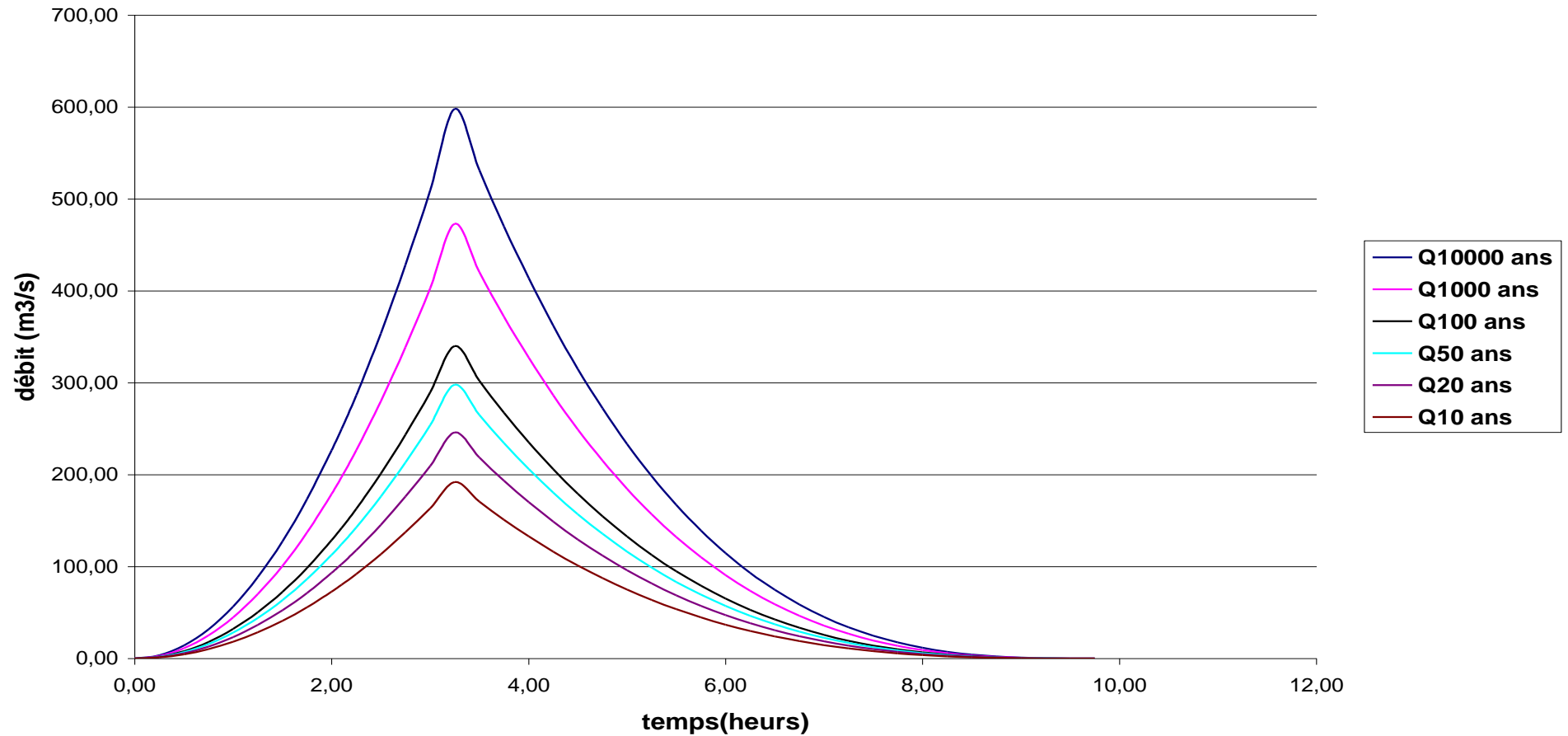


Figure (4- 12): Hydrogramme de crues pour différentes période de retour

6.3. Choix de la crue de projet:

La crue de projet est définie comme étant la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer sans dommages graves à l'aval.

Pour cela il faut déterminer cette crue en prenant en compte l'effet de laminage par la retenue, elle est calculée sur la base d'un débit de pointe évalué à partir de l'étude du régime des crues.

Dans ce contexte on est amené à faire un choix car il est évident qu'on ne pourra jamais protéger un ouvrage contre toutes les crues pouvant survenir, on choisit donc une période de retour de crue, ce qui revient à accepter un certain risque qui devra être en rapport avec l'intérêt économique de l'ouvrage et les impératifs de sécurité.

Dans notre cas on va opter pour la crue 10000ans voyant le risque potentiel et les dommages que causera la rupture du barrage qui sont très importants selon la classification du comité national australien des grands barrages (CNAGB), (les difficultés géologiques et géotechniques sont compliquées, et que le risque en aval est élevé) et vu l'importance du présent ouvrage, ainsi que la crue 10000ans est la plus recommandée dans de tels cas.

Tableau (4- 19): Crue de projet recommandée

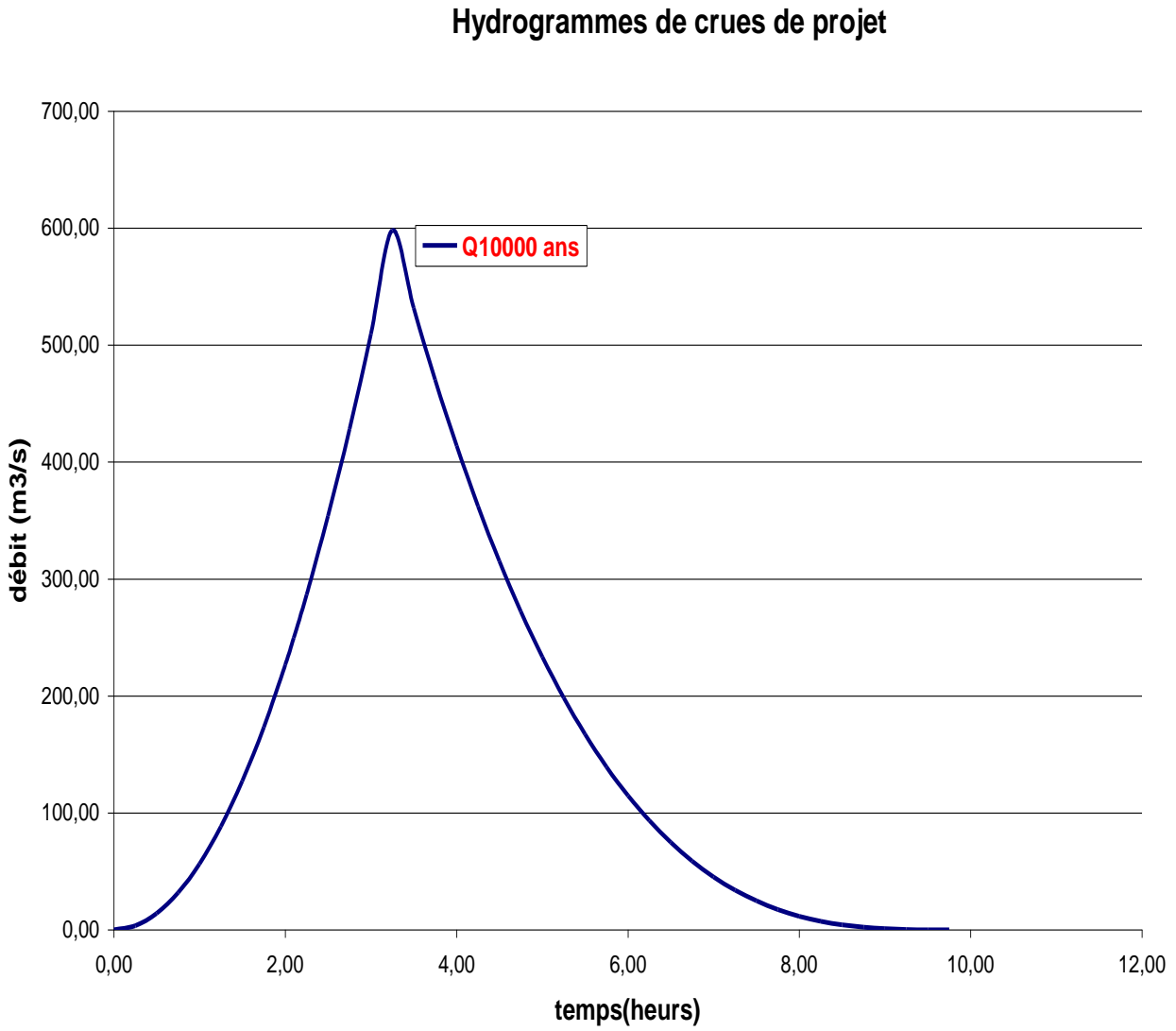
Catégories des dommages	Crue de projet recommandée de probabilité de dépassement annuelle
Elevés - Perte de vie -Dommages considérables	1/100000 à 1/10000
Importants -Pas de perte de vie -Dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faibles -Pas de perte de vie -Dommages légers	1/1000 à 1/100

Alors nous optons pour une crue de projet de probabilité de 0,01% (T = 10000ans)

$$Q_{0,01\%} = 598 \text{ m}^3/\text{s}$$

NB :

L'hydrogramme de la crue de projet (Q_{0,1%}) et celui tracé il est donné dans la Figure 2-13.

Figure (4- 13): Hydrogramme de crue de projet Q10000ans

7. Etude de régularisation

L'étude de régularisation du barrage BOUNACHI sur Oued RABTA a pour objectif la détermination des dimensions du remblai et des ressources en eaux mobilisables pour l'irrigation (volume utile) et ce en déterminant:

- les paramètres de la retenue.
- le niveau normal de la retenue.

La méthode utilisée est celle du bilan hydraulique, cette méthode nécessite les données suivantes:

- l'étude hydrologique (l'évaporation, les apports et leurs répartitions, les infiltrations).
- le traitement des levées topographiques (courbes caractéristiques du bassin versant).
- les besoins en eau pour l'irrigation.

7.1. Répartition annuelle de l'apport 80%:

Tableau (4- 20): Répartition annuelle de l'apport 80%.

<i>Mois</i>	<i>A 80%</i> <i>(%)</i>	<i>A 80%</i> <i>(Mm3)</i>
<i>Octobre</i>	8.63	1.36
<i>Novembre</i>	12.38	1.95
<i>Décembre</i>	15.56	2.45
<i>Janvier</i>	13.14	2.07
<i>Février</i>	11.81	1.86
<i>Mars</i>	10.79	1.70
<i>Avril</i>	9.78	1.54
<i>Mai</i>	6.29	0.99
<i>Juin</i>	2.35	0.37
<i>Juillet</i>	2.03	0.32
<i>Août</i>	2.35	0.37
<i>Septembre</i>	4.89	0.77
<i>Total</i>	100.00	15.75

7.2. Courbes Hauteurs-Capacités-Surfaces

La cote minimale relevée sur l'axe du barrage est 130.00m et la cote maximale est 175.00m, soit une hauteur de 45.00m.

Le tableau suivant donne les coordonnées des courbes Hauteur-Capacité-Surface.

Tableau (4- 21): *Courbes topographiques et volumétriques*

<i>Hauteur [m]</i>	<i>Cotes [mNGA]</i>	<i>ΔH [m]</i>	<i>S [Km²]</i>	<i>ΔV [Mm³]</i>	<i>V [Mm³]</i>
0	130	5	0	0	0
5	135	5	0.071	0.237	0.237
10	140	5	0.165	0.59	0.827
15	145	5	0.275	1.1	1.927
20	150	5	0.452	1.818	3.745
25	155	5	0.635	2.718	6.463
30	160	5	0.823	3.645	10.108
35	165	5	1.016	4.598	14.707
40	170	5	1.187	5.508	20.214
45	175	5	1.374	6.402	26.616

Les courbes (capacités-hauteurs ; surfaces-hauteurs) sont représentées dans l'annexe (B)

7.3. Calcul du volume utile sans tenir compte des pertes:

Tableau (4- 22): *Répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation*

<i>Besoins en eau</i>	<i>O</i>	<i>N</i>	<i>D</i>	<i>J</i>	<i>F</i>	<i>M</i>	<i>A</i>	<i>M</i>	<i>J</i>	<i>J</i>	<i>A</i>	<i>S</i>	<i>Année</i>
<i>m³/ha</i>	0	0	0	0	0	0	1000	3720	4560	8240	6560	4540	28620

Source ANRH

Dans notre cas, suivant le bilan apport consommation de l'année, on optera pour une régularisation saisonnière puisque l'apport est supérieur à la demande.

Les données de base sont:

- L'apport (W) en m³.
- La consommation (U) en m³.
- Le volume mort.

D'après la régularisation nous constatons que la retenue fonctionne à un seul temps:

$$V_s = 19.93 \text{ Mm}^3, V_d = 19.74 \text{ Mm}^3.$$

Le volume utile est donc: $V_U = V_d = 19.7 \text{ Mm}^3$.

Le volume au niveau normale de la retenue est: $V_{NNR} = V_M + V_U = 14.3 \text{ M m}^3$.

Les résultats de régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes sont représentés dans l'annexe (B)

7.4. Calcul du volume utile en tenant compte des pertes

7.4.1. Calcul des pertes

8. Perte par infiltrations

Le volume mensuel des pertes par infiltrations est

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

δ : coefficient dépendant des conditions hydrologiques de la cuvette $\delta = (0.5 \div 1.5)$.

$$V_{\text{moy}} = \frac{V_{ri} + V_{ri+1}}{2}$$

9. Pertes par évaporation:

Le volume mensuel des pertes par évaporation est:

$$V_{\text{evp}} = E_s \cdot S_{\text{moy}}$$

E_s : évaporation mensuelle.

S_{moy} : surface du plan d'eau correspondant au volume moyen.

Tableau (4- 23): Evaporation mensuelle.

Mois	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	S
E_s (mm)	82	56	37	38	46	61	84	93	118	152	167	120

Source : ANRH

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau (4.24) suivant :

Tableau (4- 24) : résultats calcul des pertes

<i>Pertes par évaporation et infiltration (1er approximation)</i>						
<i>Mois</i>	<i>V moy (Mm3)</i>	<i>S moy (km2)</i>	<i>E vp (mm)</i>	<i>V evp (Mm3)</i>	<i>V inf (Mm3)</i>	<i>P (Mm3)</i>
<i>Octobre</i>	<i>2.83</i>	<i>0.364</i>	<i>82</i>	<i>0.030</i>	<i>0.021</i>	<i>0.051</i>
<i>Novembre</i>	<i>4.485</i>	<i>0.510</i>	<i>56</i>	<i>0.029</i>	<i>0.034</i>	<i>0.062</i>
<i>Décembre</i>	<i>6.685</i>	<i>0.648</i>	<i>37</i>	<i>0.024</i>	<i>0.050</i>	<i>0.074</i>
<i>Janvier</i>	<i>8.945</i>	<i>0.767</i>	<i>38</i>	<i>0.029</i>	<i>0.067</i>	<i>0.096</i>
<i>Février</i>	<i>10.91</i>	<i>0.861</i>	<i>46</i>	<i>0.040</i>	<i>0.082</i>	<i>0.121</i>
<i>Mars</i>	<i>12.69</i>	<i>0.939</i>	<i>61</i>	<i>0.057</i>	<i>0.095</i>	<i>0.152</i>
<i>Avril</i>	<i>13.86</i>	<i>0.985</i>	<i>84</i>	<i>0.083</i>	<i>0.104</i>	<i>0.187</i>
<i>Mai</i>	<i>13.23</i>	<i>0.960</i>	<i>93</i>	<i>0.089</i>	<i>0.099</i>	<i>0.189</i>
<i>Juin</i>	<i>11.32</i>	<i>0.879</i>	<i>118</i>	<i>0.104</i>	<i>0.085</i>	<i>0.189</i>
<i>Juillet</i>	<i>8.46</i>	<i>0.742</i>	<i>152</i>	<i>0.113</i>	<i>0.063</i>	<i>0.176</i>
<i>Août</i>	<i>5.11</i>	<i>0.553</i>	<i>167</i>	<i>0.092</i>	<i>0.038</i>	<i>0.131</i>
<i>Septembre</i>	<i>2.9</i>	<i>0.371</i>	<i>120</i>	<i>0.045</i>	<i>0.022</i>	<i>0.066</i>

D'après les calculs on a :

$$V'_s = 20.01 \text{ Mm}^3. V'_d = 19.7 \text{ Mm}^3.$$

D'où : $V'_u = V'_d$ Alors :

$$V_u = 19.7 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera : $V'_{NNR} = 23 \text{ Mm}^3$

Le tableau de Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes représenté dans l'annexe (B)

7.4.2. Estimation de l'erreur :

$$E = \frac{V''_u - V'_u}{V'_u} \cdot 100$$

$$1\% < \zeta < 2\%$$

Donc on admet que :

7. Le volume utile de la retenue est de : $V_u = 19.7 \text{ Mm}^3$
8. Le volume normal de la retenue est : $V_{NNR} = 23 \text{ Mm}^3$
9. La cote au niveau normal de la retenue est $NNR = 172 \text{ m}$
10. La cote au niveau du volume mort est $NVM = 149 \text{ m}$

7.4.3. Conclusion

L'étude de faisabilité qui à été fait par le bureau d'étude BELGRADE (ENERGOPROJEKT HIDROINZENJERING) donne les paramètres suivants lors de l'étude de régularisation

11. Le volume utile de la retenue est de $V_u = 18.5 \text{ Mm}^3$
12. Le volume normal de la retenue est : $V_{NNR} = 21.8 \text{ Mm}^3$
13. La cote au niveau normal de la retenue est $NNR = 169 \text{ m}$
14. La cote au niveau du volume mort est $NVM = 145,8 \text{ m}$

Remarque :

Nous avons trouvé des résultats presque semblables à celles de bureau d'étude, et cet écart peut être expliqué par la taille de la série pluviométrique et hydrométrique utilisée (bureau d'étude (1949-1986) et pour notre étude (1973-2006) comme il peut être expliqué par la variabilité des observations pendant les deux périodes.

Chapitre V

Etude de la dérivation provisoire

1. Introduction :

La période de construction du barrage comprendra au moins une saison pluvieuse. Pour cette raison, la rivière devra être dérivée. Cette dérivation sera faite au moyen d'un conduit en béton armé et des batardeaux en amont et en aval.

Cet ouvrage a pour but la dérivation des eaux de crues d'eau pendant la construction du barrage pour pouvoir réaliser les travaux à sec et protéger le chantier contre toute crue et venue d'eau qui peut provoquer des dégâts ou perturber le déroulement des travaux dans les meilleures conditions. Il est accompagné le plus souvent (sauf dans le cas d'un canal) par un batardeau amont jouant le rôle d'un amortisseur de crues et facilitant en même temps l'acheminement des eaux vers la dérivation provisoire et un batardeau aval permettant l'empêchement de retour d'eau vers le chantier.

Le batardeau amont se construit avec les mêmes soins que le barrage.

2. Type d'ouvrage de dérivation provisoire :

2.1. Galerie de dérivation :

Cet ouvrage est réservé aux vallées rocheuses étroites, son avantage est qu'il évite l'interférence avec les failles et la construction du barrage proprement dit.

2.2. Conduite de dérivation :

La conduite de dérivation sous le remblai est préférée si la roche pour la galerie est de mauvaise qualité, mais plusieurs problèmes techniques peuvent surgir surtout en ce qui concerne le contact béton fondations.

L'avantage commun de ces deux ouvrages se résume par l'aspect économique qu'ils jouent, car ceux-ci sont souvent utilisés comme ouvrages définitifs (vidange de fond).

2.3. Canal de dérivation :

Cet ouvrage est le plus souvent adopté dans les vallées larges ou les débits sont importants pour être évacués par les galeries ou les conduites d'une façon économique.

• Conclusion :

En fonction des conditions topographique, géologiques, géotechniques et hydraulique, la dérivation se fait par une galerie et batardeaux.

Vu les conditions géologiques et topographique du site, et l'étude économique, il a été jugé de projeter une galerie à section de fer de cheval sur la rive gauche à côté de l'Oued.

3. Choix de la crue de dimensionnement :

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

Le choix de la crue dépend du degré du risque admis en cas de dépassement de celle-ci, il intervient sur les dégâts qui peuvent être provoqués par une crue au cours de réalisation, sur le coût de l'ouvrage de dérivation et sur la durée d'exécution de l'aménagement.

En général, pour les barrages en béton, l'ouvrage de dérivation se dimensionne par les crues décennales ou vingtaines, alors que pour les barrages en terre, le dimensionnement de la dérivation provisoire se fait par les crues cinquantenales ou même centennales.

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

Le débit maximum de cette crue est **Q_{max} (5%)=246 m³/s**

➤ Calcul du risque de dépassement :

Le risque R pour la capacité d'un ouvrage conçu pour faire face à la crue de durée de retour de T années soit dépassé au moins une fois au cours d'une durée de vie de L années est donné par la formule suivante:

$$R = \frac{L}{T + 0,5L}$$

Il est prévu que la construction du barrage avec les ouvrages annexes (évacuateur de crue, coursier, bassin d'amortissement, canal d'évacuation à ciel ouvert et évacuateur de secours) s'effectuera sur une période de deux ans.

La dérivation provisoire est dimensionnée pour une crue de probabilité 5%(20 ans) donc le pourcentage de risque de rupture pendant la période de construction du barrage est égal à 9,52%.

4. Succession des travaux :

1^{ère} étape :

Mise en place d'un batardeau partielle pour la construction de la galerie.

2^{ème} étape :

Construction d'une galerie à section fer de cheval à ciel ouvert qui sera par la suite mise sous remblai (sur la rive gauche).

3^{ème} étape :

- Construction d'un batardeau amont pour acheminer les eaux vers la galerie et amortir à la fois la crue qui sera par la suite incorporé dans la digue.

4^{ème} étape :

- La mise en eau après la fin des travaux c'est ainsi que notre galerie de dérivation va nous assurer l'entretien de la vidange de fond et la prise d'eau.

Dans notre cas nous aurons une galerie en section fer de cheval qui a une longueur de 178,5m

5. Dimensionnement de la dérivation provisoire :**5.1. Calcul du canal :**

La projection d'un canal permettant la dérivation des eaux de l'oued est indispensable pour mener les travaux d'excavation de la galerie de dérivation dans les meilleures conditions, ce canal doit conserver la pente de l'oued pour faciliter sa réalisation et minimiser les charges. Il doit également avoir la capacité d'évacuation de la crue du projet.

Le canal projeté est de forme trapézoïdale avec un fruit des talus $m_1=m_2=2,4$

A la surface économique « Se » du profil en travers du canal correspond une vitesse moyenne d'écoulement : $V_a = Q/Se$.

Dans le cas des canaux à écoulement libre tels que ceux de la dérivation provisoire, la vitesse peut atteindre 10 m/s.

Il est nécessaire de vérifier que la vitesse dans le canal est inférieure à la vitesse critique pour laquelle se produit un entraînement des matériaux par charriage.

On prend $V=8\text{m/s} < 10\text{ m/s}$ la vitesse admissible,

5.1.1. La section économique et la hauteur du canal :

On a :

$$Q=246\text{ m}^3/\text{s}. V=8\text{m/s d'où } Se=Q/V= 24,6\text{ m}^2.$$

Nous prenons ensuite une série de valeurs de largeur (bi) et nous calculons les hauteurs (hi) et les sections mouillées, par la suite nous choisissons une section de telle sorte quelle soit inférieure à la section Se déjà calculée.

$$Q = S.C.\sqrt{R.I}$$

Où:

Q: Débit transité, $Q=246\text{m}^3/\text{s}$;

S : Section mouillée du canal (m^2);

C : Coefficient du CHEZY ; $C = \frac{1}{n} R^{1/6}$;

n: Coefficient de rugosité, $n= 0,035$;

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

P: Périmètre mouillé;

I : Pente du canal $I=0,02$.

Avec: $S= (b+mh) h$

$$P = b + 2h\sqrt{1 + m^2}$$

m: Pente des talus, $m=2,4$;

b: Largeur du canal (m);

h: Tirant d'eau dans le canal, (m); D'où:

$$Q = h(b + mh) \frac{1}{n} \left[\frac{(b + mh)h}{b + 2h\sqrt{1 + m^2}} \right]^{2/3} \sqrt{I}$$

Les résultats sont donnés au tableau (5-1)

Tableau (5- 1): Calcul des tirants d'eau en fonction des largeurs :

$b_i(m)$	$h_i(m)$	$S_m (m^2)$	$Vap (m/s)$
2	2,5	17,5	14,06
4	2,25	19,125	12,86
6	2	20	12,30
8	1,92	22,7328	10,82
10	1,8	24,48	10,05
12	1,75	27,125	9,07

Nous optons donc pour $S=24,48\text{m}^2$ qui est inférieure à la section économique $S_e=24,6\text{m}^2$.

Donc : $b=10\text{m}$ la hauteur normale $h_n=1.8\text{m}$

$h_{\text{canal}}=h+R$

Où:

h_{ca} : Hauteur du canal;

h: Hauteur d'eau dans le canal;

R: Revanche, R=0,5m.

A.N: h=1,8m.

D'où: h_{canal}=2,3m.

5.1.2. Calcul de la hauteur critique :

$$h_{cr} = K \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.105\sigma_{cr}^2 \right) \text{ avec}$$

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \text{ et } \sigma_{cr} = \frac{Km}{b}$$

$$K = 3,95\text{m}$$

$$\sigma_{cr} = 0,79$$

$$\text{Donc } h_{cr} = 3,17\text{m}$$

5.1.3. La pente critique :

$$I_{cr} = \frac{gh_{cr}}{R_{cr} C^2}, \text{ avec } R = \frac{S_{cr}}{P_{cr}}$$

$$S_{cr} = (b + mh_{cr})h_{cr} = 51,79 \text{ m}^2$$

$$P_{cr} = b + 2h\sqrt{1+m^2} = 24,17\text{m}$$

$$R_{cr} = 2,14\text{m}$$

$$I_{cr} = 0.00113 .$$

5.2. La galerie de dérivation :

Le dimensionnement de la galerie en section de fer de cheval se fait par calcul d'optimisation en utilisant l'abaque suivant :

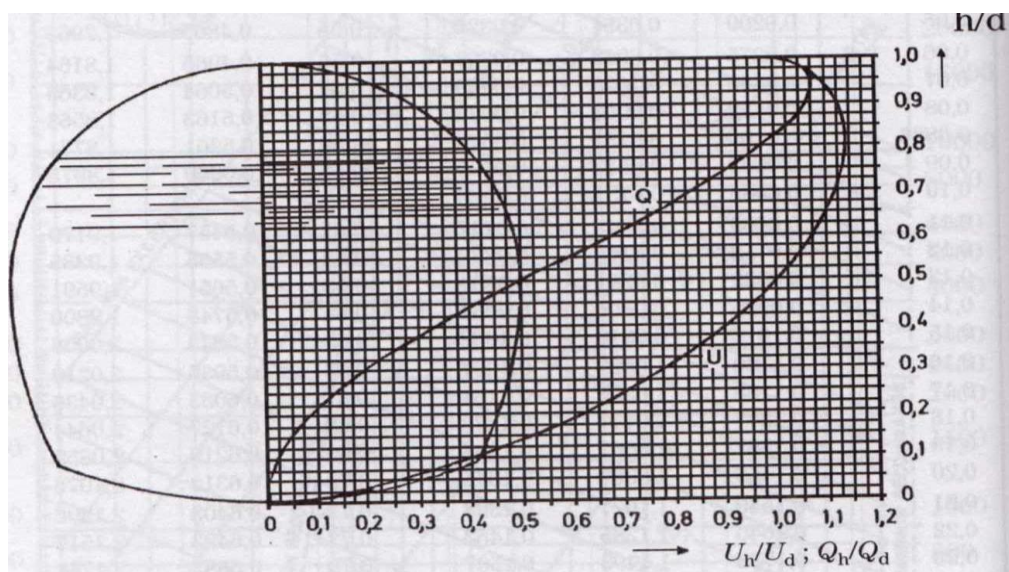


Figure (5- 1): Abaque de Q et V en fonction de H pour la section fer de cheval

5.2.1. Niveau de l'eau en fonction du débit dans le lit de l'oued sur le site du barrage

Le débit est déterminé par la formule suivante :

$$Q = \frac{1}{n} S R^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}}$$

Avec n : le coefficient de rugosité de Manning

Adopté: $n = 0,035$

A_n : la surface de la section en travers du lit naturel

R_n : le rayon hydraulique

I : la pente de lit de l'oued

Les résultats sont représentés dans le tableau 5-2

Tableau (5- 2): Niveau de l'eau en fonction du débit dans le lit de l'oued sur le site du barrage

$Z(m)$	129	130	131	132	133	134	135
$Q (m^3/s)$	0	33	150	412	933	1672	2720

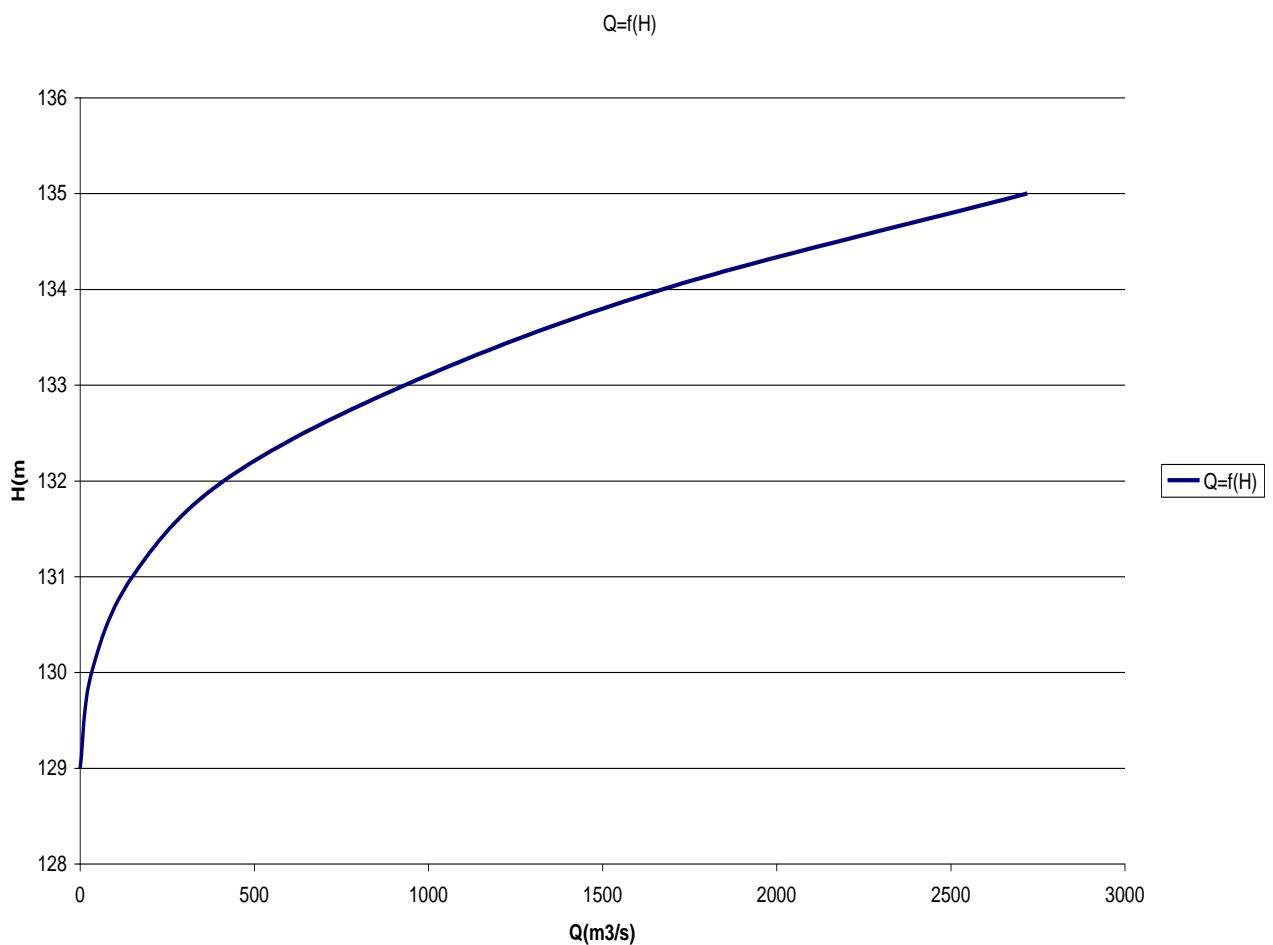


Figure (5- 2): courbe de tarrage

5.2.2. Laminage de crues de chantier :

Avant de au calcul du laminage, nous devons mettre en évidence que la galerie travaille en deux phases:

Dans la première, le niveau d'eau est inférieur au diamètre de la galerie, dans ce cas, l'écoulement est à surface libre et régie par la formule suivante :

$$Q = S.C.\sqrt{R.I}$$

Q: Débit évacué;

$$S : \text{Section mouillée; } S = \frac{r^2}{2} (2\theta_{rad} - \sin \theta^0)$$

$$C : \text{Coefficient du CHEZY ; } C = \frac{1}{n} R^{1/6}$$

n : rugosité du béton $n=0,014$.

$$R: \text{Rayon hydraulique ; } R = \frac{S}{P}$$

P_{cr} : Périmètre mouillé, $P = R\theta_{rad}$

I : Pente de la galerie, $I=0,02$.

La hauteur d'eau dans la galerie :

$$h = (r - 1 - \cos \frac{\theta^0}{2}) \quad \text{Et} \quad \theta^0 = 2 \cdot \text{Arc cos} \left(1 - \frac{h}{r} \right)$$

Dans la deuxième phase le niveau d'eau devient supérieur au toit de la galerie, l'écoulement est en charge et il est régi par la formule suivante:

$$Q = \mu.S.\sqrt{2gZ}$$

Où:

Q: Débit évacué;

S : Section de la galerie;

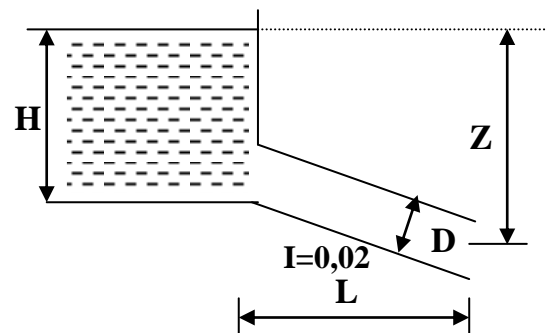
$$Z = H + LI - \frac{D}{2};$$

Z : Dénivelée

H : Hauteur d'eau devant la galerie;

D : Hauteur de la galerie;

L : Longueur de la galerie.



$$\text{Nous avons : } \mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_i}}$$

$$\xi_{\text{entrée}} = 0,5 \quad , \quad \xi_{\text{sortie}} = 1$$

$$\xi_{\text{linéaire}} = \frac{\lambda L}{D}$$

$$\lambda : \text{Coefficient de résistance linéaire} \quad \lambda = \frac{125 n^2}{D^{1/3}}$$

$$L=162 \text{ m;}$$

$$n=0,014$$

Nous avons pris cinq variantes, les résultats de calcul sont représentés dans le tableau (5-3) :

Tableau (5- 3) : Coefficient de débit pour différents diamètres

$D_g(m)$	$\xi_e + \xi_s$	λ	$\lambda.L/D$	$\sqrt{1 + \sum \xi_i}$	μ
2	1,5	0,01945	1,526	2,007	0,498
3	1,5	0,01699	0,804	1,818	0,550
4	1,5	0,01543	0,548	1,746	0,573
5	1,5	0,01433	0,407	1,705	0,587
6	1,5	0,01348	0,319	1,679	0,596
7	1,5	0,012807	0,2872	1,3368	0,748

Pour l'écoulement en charge :

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot Z}$$

$$Z = H + (L.I - D/2)$$

Tableau (5- 4) : $Q = f(D)$.

$D (m)$	μ	$S (m^2)$	$\mu S \sqrt{2g}$	$Z (m)$	$Q (m^3/s)$
2,00	0,498	3,14	6,93	$H+4.5$	$6,93 \sqrt{Z}$
3,00	0,543	7,07	17,00	$H+4$	$17,00 \sqrt{Z}$
4,00	0,567	12,56	31,57	$H+3.5$	$31,57 \sqrt{Z}$
5	0,582	19,63	50,61	$H+3$	$50,61 \sqrt{Z}$
6	0,592	28,26	74,11	$H+2.5$	$74,11 \sqrt{Z}$
7	0,748	38,465	127,44	$H+1$	$127,44 \sqrt{Z}$

Tableau (5-5) : Calcul du débit déversant pour différentes valeurs de Hd (Méthode de KOTCHERINE)

Hd (m)	PHE (m)	VPHE (m3)	Vf (m3)	$q_{max,p\%} = Q_{max,p\%}(1 - Vf/Vcr)$	$q_{max,p\%} = m \cdot b \sqrt{2g \cdot Hd}^{(3/2)}$ (m3/s) à surface libre $Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot Z}$ (m3/s) écoulement en charge					
					D (m)					
					2	3	4	5	6	7
0.0	130	50000.000	0.000	246.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.0	131.0	100000.000	50000.000	245.662	3.10	4.65	6.20	7.75	9.30	10.85
2.0	132	200000.000	150000.000	244.986	8.77	13.15	17.54	21.92	26.31	30.69
3.0	133	250000.000	200000.000	244.648	12.45	24.17	32.22	40.28	48.33	56.39
4.0	134.0	300000.000	250000.000	244.310	14.24	34.84	49.61	62.01	74.41	86.82
5.0	135	400000.000	350000.000	243.635	15.84	38.76	71.78	86.66	104.00	121.33
6.0	136	500000.000	450000.000	242.959	17.29	42.32	78.41	125.49	136.71	159.49
7.0	137.0	550000.000	500000.000	242.621	18.62	45.61	84.52	135.31	197.84	200.98
8.0	138	580000.000	530000.000	242.418	19.87	48.67	90.21	144.46	211.26	283.14
9.0	139	700000.000	650000.000	241.607	21.04	51.55	95.57	153.06	223.88	300.00
10.0	140.0	1000000.000	950000.000	239.580	22.15	54.28	100.64	161.20	235.83	315.96
11.0	141	1100000.000	1050000.000	238.904	23.21	56.88	105.47	168.96	247.20	331.16
12.0	142	1500000.000	1450000.000	236.201	24.22	59.36	110.08	176.37	258.06	345.68
13.0	143.0	1600000.000	1550000.000	235.525	25.19	61.75	114.51	183.48	268.49	359.62
14.0	144	1900000.000	1850000.000	233.497	26.13	64.04	118.78	190.33	278.53	373.04
15.0	145	2200000.000	2150000.000	231.470	27.03	66.26	122.90	196.94	288.22	386.00
16.0	146.0	2350000.000	2300000.000	230.456	27.90	68.40	126.88	203.33	297.60	398.53
17.0	147	2550000.000	2500000.000	229.104	28.75	70.48	130.74	209.53	306.68	410.68
18.0	148	3150000.000	3100000.000	225.049	29.57	72.50	134.49	215.55	315.51	422.48
19.0	149	3.30E+06	3250000.000	224.036	30.37	74.47	138.14	221.41	324.09	433.97
19.5	149.5	3.40E+06	3350000.000	223.360	30.77	75.43	139.93	224.28	328.30	439.59

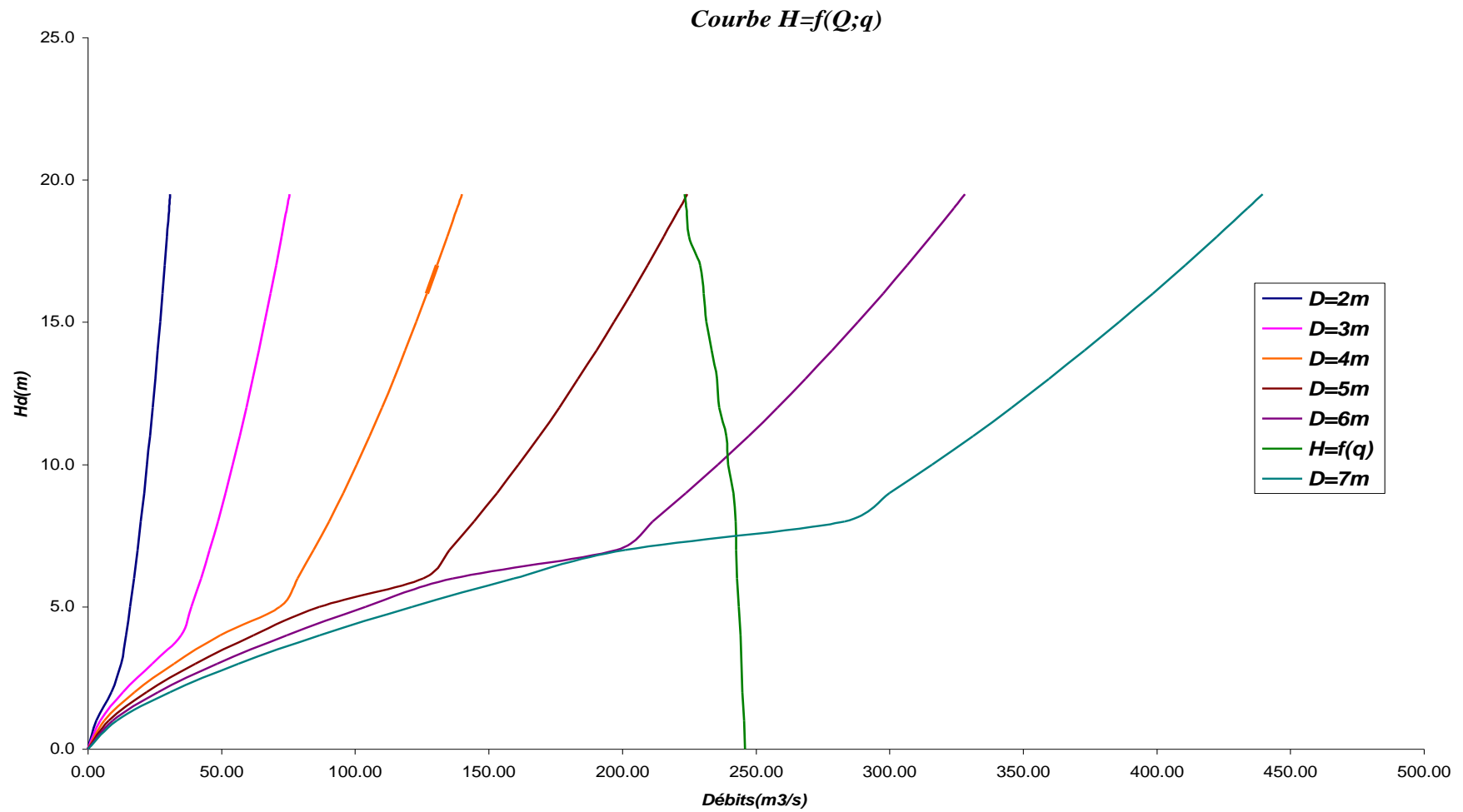


Figure (5- 3): débit déversant pour différentes valeurs de H_d

Pour le calcul de laminage on utilise la méthode *KOTCHERINE*. Les résultats obtenus sont mentionné dans le tableau suivant :

Tableau (5- 5): résultats de laminage

<i>D (m)</i>	4	5	6	7
<i>Z (m)</i>	25	19,5	11	7,5
<i>Q (m³/s)</i>	180	223.36	237	242.82

5.2.3. Etude d'optimisation

5.2.3.1. Le batardeau :

a. Calcul de la revanche du batardeau :

- *Formule de Stevenson :*

$$R = 0,75H_v + \frac{V^2}{2g}; \text{ (m).}$$

H_v : hauteur des vagues (m). $H_v = 0,75 + 0,34\sqrt{F} - 0,26\sqrt[4]{F}$

F : Fetch =2,5km,

V : vitesse de propagation des vagues (m/s). $V = 1,5 + 2 H_v$.

On aura :

$$H_v = 0.96\text{m.} \quad V = 3,42 \text{ m/s.}$$

Donc : $R=1.31 \text{ m.}$

- *Formule de Mallet –Paquant :*

$$R = H_v + \frac{V^2}{2g} + S; \text{ (m).}$$

Avec :

H_v : hauteur des vagues (m). $H_v = \frac{1}{2} + \frac{1}{3}\sqrt{F} = 1,03 \text{ m}$

V : vitesse de propagation des vagues (m/s). $v = \frac{1}{2} + \frac{2}{3} H_v = 1,18\text{m/s}$

S : marge de sécurité, on prend $S = 0,5\text{m}$

Donc $R=1,75\text{m.}$

- *Formule simplifiée :*

$$R = 1 + 0,3\sqrt{F} \quad \text{Avec } F=2,5 \text{ km.}$$

Donc **R=1,47m.**

Commentaire :

Pour les mesures de sécurité, on prend la valeur R=1,5m comme revanche.

b. Calcul de la largeur en crête du batardeau :

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

- **Formule de KNAPPEN :** $b = 1,65\sqrt{H_b}$ (m)..... (1)
- **Formule de PREECE :** $b = 1,1\sqrt{H_b} + 1$ (m)..... (2)
- **Formule simplifiée :** $b = 3,6\sqrt[3]{H_b} - 3$ (m)..... (3)

Tableau (5- 6): récapitulatif des hauteurs et largeurs en crête du batardeau.

<i>Dg [m]</i>	<i>H_{bat} [m]</i>	<i>Largeur en crête b en [m]</i>			
		<i>F.Knappen</i>	<i>F.Preece</i>	<i>F.Simplifiée</i>	<i>Valeur adaptée</i>
4	26,5	8,5	3,495	7,73	6,5
5	21	7,56	3,35	6,83	6
6	12.5	5,83	3,068	5,35	4,5
7	9	4,95	2,9	4,488	4

5.2.3.2. Calcul d'optimisation de la dérivation :

Le calcul est effectué par une méthode qui est basée sur la détermination des volumes du batardeau et de la galerie ainsi que sont équivalents en béton, ensuit tracé la courbe d'optimisation pour déterminer le diamètre optimal.

Pour assurer un écoulement à surface libre dans la galerie, les dimensions doivent être telles que la hauteur d'eau pour la crue de projet soit comprise entre 0,7 et 0,8 fois le diamètre de la galerie, mais ils peuvent parfois s'éloigner des dimensions optimales du point de vue hydraulique, afin de permettre l'utilisation de coffrage ou de vannes normalisés.

➤ **Hypothèses de calcul**

- Ecoulement uniforme ;
- Pertes de charges sont calculées à l'aide de la formule de CHEZY.

Sur un plan topographique, on positionne la digue, les batardeaux, l'axe de la dérivation et les ouvrages d'entrée et de sortie pour avoir la longueur réelle.

La courbe de tarage nous donne les niveaux avals correspondants aux débits maximum et minimum Q_{max} et Q_{min} .

Le schéma suivant nous donne les différents paramètres pour cette méthode.

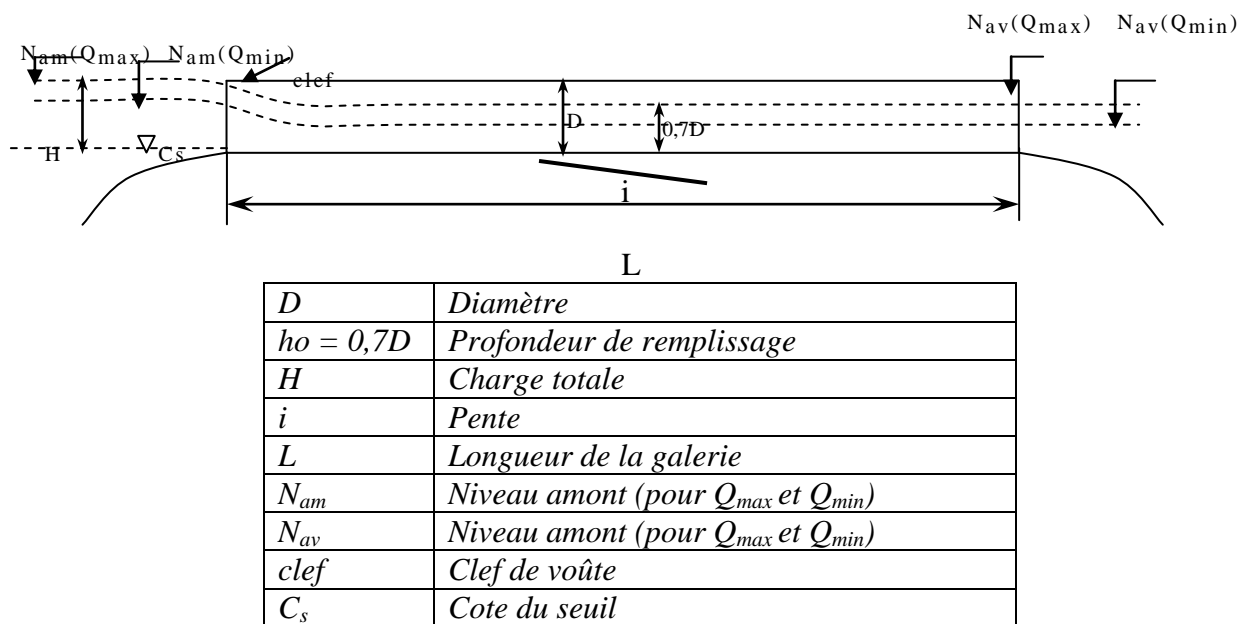


Figure (5- 4): Schéma de calcul

Tableau (5- 7): *Tableau Paramètres de calcul d'optimisation*

Paramètres hydrauliques	1	<i>Diamètre</i>	$D (m)$
	2	<i>Section du tunnel</i>	$A = \pi D^2 / 4 (m^2)$
	3	<i>Profondeur de remplissage</i>	$h_o = 0,7D (m)$
	4	<i>Section mouillée</i>	$A_I = 0,74.A (m^2)$
	5	<i>Rayon hydraulique</i>	$R_h = 0,3D (m)$
	6	<i>Coefficient de Chézy</i>	$C = 1/n R^{1/6}$
	7	<i>Vitesse moyenne</i>	$V = Q_{max} / A_I (m/s)$
	8	<i>Pente</i>	$i = V^2 / C^2 R$
	9	<i>Perte de charge linéaire</i>	$h_l = i.l (m)$
	10	<i>Perte de charge à l'entrée</i>	$Z_{entr} = V^2 / 2g\phi^2 (m)$
	11	<i>Perte de charge totale</i>	$Z_o = Z_{entr} + h_l (m)$
	12	<i>Niveau amont pour Qmax</i>	$N_{am} = N_{av} + Z_o (m \text{ NGA})$
	13	<i>La cote de niveau d'eau a l'entré de</i>	$N_I = N_{am} - Z_{entr} (m \text{ NGA})$
	14	<i>Cote du seuil</i>	$C_s = N_I - h_o (m \text{ NGA})$
Calcul des volumes des travaux	15	<i>Hauteur du batardeau</i>	H_{bat}
	16	<i>Section du batardeau</i>	$F_{bat} = (2b + 5,5H_{bat}).H_{bat} / 2$
	17	<i>Longueur moyenne du batardeau</i>	$L^b_{moy} (m)$
	18	<i>Volume du batardeau</i>	$V_{bat} = L * F (m^3)$
	20	<i>Conversion en volume de béton</i>	$V'_{bat} = 0,1 V_t$
	21	<i>Volume d'excavation du tunnel</i>	$V_{tun} = L . A$
	21	<i>Conversion en volume de béton</i>	$V'_{tun} = 1,5 V_{bet}$
	22	<i>Volume total des travaux</i>	$\Sigma V' = V'_{bat} + V'_{tun}$

Tableau (5- 8): coût de la galerie

N°	Désignation	Valeurs			
		1	2	3	4
1	Diamètre $D(m)$	4	5	6	7
2	Section de remplissage (m^2)	12.56	19.625	28.26	38.465
3	Profondeur de remplissage $H=0,92 D$ (m)	2.8	3.5	4.2	4.9
4	Section mouillée A (m^2)	9.2944	14.5225	20.9124	28.4641
5					
6	Rayon hydraulique R (m)	1.2	1.5	1.8	2.1
7	Coefficient de CHEZY $C=1/n.R1/6$	73.63238	76.422371	78.780255	80.83048
8	Vitesse $V= Q_{max}/A$ (m/s)	19.3665	15.380272	11.332989	8.530746
9	Pente $i=Q_{max}^2/C^2.A^2.R$	0.057648	0.027002	0.0114969	0.005304
10	Perte de charge linéaire $Hl=i.l$ (m)	9.050718	4.2393123	1.8050171	0.83273
11	Perte de charge à l'entrée $Ze=V^2/2g, \varphi^2$ (m)	23.60034	14.884834	8.0817408	4.579204
12	Diff de niveau $Nam-Nav=Zo=Hl+Ze$ (m)	32.65106	19.124147	9.8867579	5.411933
13	Niveau amont $Nam=Nav+Zo$	164.0511	150.52415	141.28676	136.8119
14	Niveau à l'entrée $Ni=Nav+Hl$ (m)	140.4507	135.63931	133.20502	132.2327
15	Largeur de la galerie l (m)	4.2	5.2	6.2	7.2
16	Volume des déblais Vd (m^3)	3391.2	3862.2	4333.2	4804.2
17	Section du béton Sb (m^2)	2.3864	3.0144	3.6424	4.2704
18	Volume du béton (m^3)	374.6648	473.2608	571.8568	670.4528
19	Coût déblai (DA)	1356480	1544880	1733280	1921680
20	Coût béton (DA)	6743966	8518694.4	10293422	12068150
21	Coût de la galerie (DA)	8100446	10063574	12026702	13989830

Tableau (5- 9): Coût du batardeau

N°	Désignation	Valeurs			
		4	5	6	7
1	Diamètre $D(m)$	1.5	2	2.5	3
2	Hauteur du batardeau $H_{bat}=Nam+l$ (m)	26.5	21	12.5	9
	largeur en crête du batardeau	6.5	6	4.5	4
3	Section transversale (m^2)	3191.925	2022.3	728.125	384.3
4	Longueur moyenne (m)	38.545	31.255	19.28	14.41
5	Volume du batardeau (m^3)	123032.7	63206.987	14038.25	5537.763
6	coût du batardeau (DA)	61516375	31603493	7019125	2768882

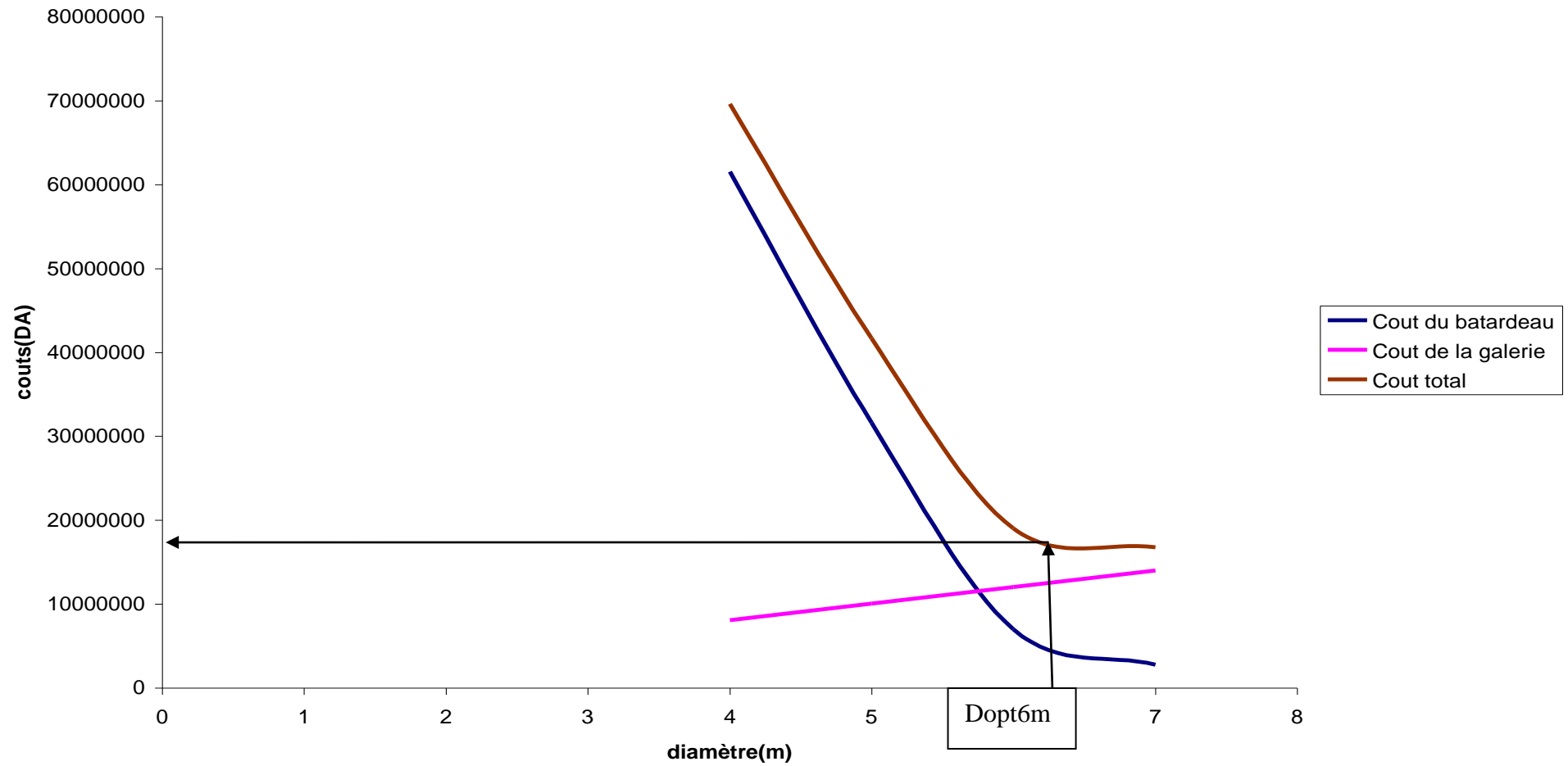
Tableau (5- 10): coût total

N°	Désignation	Valeurs			
		1	2	3	4
1	Diamètre de la galerie $D(m)$	4	5	6	7
2	Hauteur du batardeau $H_{bat}=N_{am}+1,5$ (m)	26.5	21	12.5	9
3	Coût du batardeau (DA)	61516375	31603493	7019125	2768882
4	Coût de la galerie (DA)	8100446	10063574	12026702	13989830
5	Coût total de la dérivation (DA)	69616821	41667068	19045827	16758712

➤ **Conclusion :**

D'après la courbe d'optimisation figure (5-5) on remarque que le diamètre optimum est égal à 1,5m ce qui correspond à une hauteur du batardeau égal à 12,5m.

On estime que la hauteur du batardeau obtenue est raisonnable vis-à-vis la hauteur du barrage qui est ($H_b = 45m$). Le batardeau de 12,5 m de hauteur sera incorporé dans la digue pour des raisons économiques et sera constitué de mêmes matériaux que la digue.



Figure(5- 5): courbe d'optimisation de la dérivation provisoire

5.2.4. Vérification du régime torrentiel pour de petits débits :

Le régime torrentiel doit être assuré dans la galerie de dérivation c'est pour cela qu'on doit faire des simulations pour de petits débits pour vérifier le régime d'écoulement torrentiel dans la galerie en calculant le nombre de Froude pour chaque débit. Les résultats sont représentés dans le tableau (5-12)

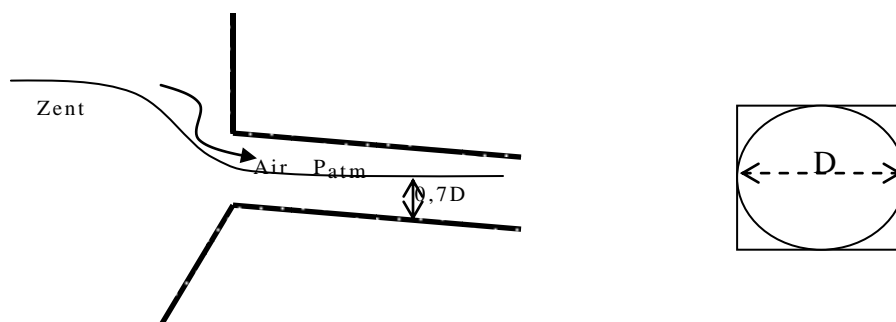
Tableau (5- 11): Vérification du régime torrentiel dans la galerie de dérivation

H (m)	θ_{grad}	$\theta_{dégré}$	S (m ²)	P (m)	R (m)	C (m ^{1/2} /s)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Fr
0.2	1.632792	93.55209	10.23168	4.898376	2.088791	80.7584169	168.8875	16.50632	11.78422
0.3	1.548973	88.74963	3.789564	4.64692	0.8155	69.0413569	33.41378	8.817315	5.139741
0.4	1.477685	84.66512	5.942082	4.433056	1.340403	75.0028695	72.97083	12.28035	6.19935
0.5	1.414314	81.03425	9.077568	4.242943	2.139451	81.0816062	152.2502	16.77214	7.573018
0.6	1.356499	77.72166	2.819759	4.069497	0.692901	67.1919385	22.30384	7.909842	3.260301
0.7	1.302837	74.64705	8.93399	3.908511	2.285779	81.9805812	156.5988	17.52843	6.688975
0.8	1.252416	71.75813	3.484381	3.757247	0.927376	70.536616	33.47212	9.606332	3.429084
0.9	1.204601	69.01856	5.854171	3.613804	1.619947	77.4085225	81.56797	13.93331	4.689197
1	1.158931	66.40187	7.084678	3.476794	2.037704	80.4258188	115.0274	16.23608	5.18378
1.5	0.952802	54.59156	8.455982	2.858407	2.958285	85.5812494	176.0263	20.81678	5.426671

On remarque que ($Fr > 1$) donc Le régime est torrentielle.

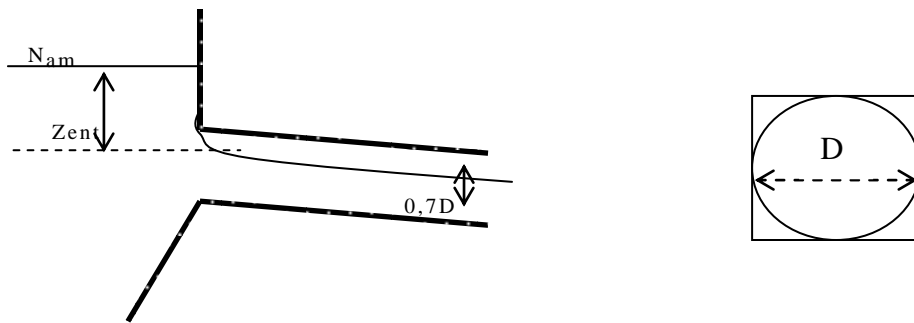
5.2.5. Portail d'entrée :

La galerie de dérivation est constituée d'un portail d'entrée (déversoir à large seuil), d'un ouvrage intermédiaire et d'un portail de sortie.



Pour une perte de charge supérieure à $0,3D$, l'entrée est noyée, au lieu d'un déversoir on aura un orifice noyé.

Dans ce cas la ventilation est rompu, l'écoulement va aspirer l'air qui se trouve dans la galerie, donc il y'aura une dépression ($P < P_{atm}$) qui implique une vibration à l'intérieur.



➤ Pente critique :

$$i_{cr} = \frac{Q^2}{C_{cr}^2 \cdot S_{cr}^2 \cdot R_{cr}}$$

➤ Le débit unitaire :

$$q = q/l \Rightarrow q = 1.55 \text{ m}^3/\text{s/m.l}$$

➤ La hauteur d'eau critique :

$$Y_c = 3 \sqrt{\frac{q^2}{g}} \Rightarrow y_c = 0.625 \text{ mm}$$

S_{cr} : section critique;

P_{cr} : périmètre critique;

R_{cr} : rayon hydraulique critique;

C_{cr} : coefficient de Chézy.

A.N : $i_{cr}=0.025$

$I=0,02 \leq i_{cr}$

Le portail d'entrée est un déversoir à large seuil à une section rectangulaire de largeur $d=6\text{m}$. Ensuite devienne circulaire (s_{cir}).de cette condition on peut déterminer la hauteur du portail.

5.2.6. Dissipateur d'énergie :

L'énergie obtenue à la fin de la galerie de dérivation et qui est due à la grande vitesse de l'écoulement doit être dissipée en aval afin de protéger les berges et même le corps du barrage contre l'érosion régressive qui peut apparaître.

Le principe de la dissipation d'énergie du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement et donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial. Pour la dissipation de l'énergie on a opté pour un bassin de dissipation à ressaut, dont la forme et le type dépendent de l'énergie de l'écoulement torrentiel.

Les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamation » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude et on a :

1 $\leq FR \leq 1.7$ Ressaut ondulé.

1.7 $\leq FR \leq 2.5$ Ressaut faible de petites apparitions en surface.

2.5 $\leq FR \leq 4.5$ Ressaut oscillant.

4.5 $\leq FR \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire).

$FR \geq 9$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

5.2.6.1. Calcul de nombre de Froude

La vitesse de l'eau à la sortie de la galerie est $V = \frac{Q}{S}$

Où :

Q : le débit laminé ; $Q = 237 \text{ m}^3/\text{s}$

Nombre de Froude : $F = \frac{V}{\sqrt{gh}}$.

h : hauteur d'eau à la sortie de la galerie ; $h = 1,42\text{m}$

$S = 9,237113\text{m}^2/\text{s}$. D'où : $V = 25,68\text{m/s}$.

Donc $F = 6,87 > 2$

Donc il est nécessaire d'établir un dissipateur d'énergie

Pour notre cas :

$FR \geq 4.5$ et $V \geq 15 \text{ m/s}$ Donc on doit projeter un bassin de dissipation « **type III** ».

Voir Annexes [C].

5.2.6.2. Dimensionnement du bassin :

De l'abaque de l'annexe [C] On a :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2}(\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1) \quad \text{Donc : } \frac{Y_2}{Y_1} = 8,25$$

$$Y_1 = 1.42\text{m} \quad \text{D'où : } Y_2 = 11,71 \text{ m}$$

- **Longueur du bassin :**

D'après l'abaque de l'Annexe [C] on a :

$$\frac{L}{Y_2} = 4,1 \quad \text{Donc : } L_{\text{bas}} = 4 \times 11,71 = 48,03 \text{ m.}$$

On prend **$L_{\text{Bassin}} = 48\text{m}$**

- **Dimensionnement des blocs Chicanes :**

La hauteur des blocs de chutes : $h_1 = Y_1 = 1.42 \text{ m.}$

La largeur des blocs de chutes : $l_1 = Y_1 = 1.42\text{m.}$

Espacement entre deux blocs de chutes :	$e_1 = Y_1 = 1.42\text{m.}$
Hauteur du seuil denté :	$h_2 = 0.2 Y_2 = 2,34 \text{ m.}$
La largeur d'une dent :	$l_2 = 0.15 Y_2 = 1,76\text{m.}$
Espacement entre deux dents :	$e_2 = 0.15 Y_2 = 1,76\text{m.}$

5.2.7. Canal de restitution

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec une talus $m = \frac{1}{\sqrt{3}}$ se $I_c = 1 \%$ pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

5.2.7.1. La hauteur critique

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.105 \cdot \sigma_{cr}^2 \right) \cdot K.$$

$$\text{Avec: } K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}} \quad \text{et: } \sigma = \frac{K \cdot m}{b} \quad [m = 0,58].$$

$$\text{Donc: } K = \sqrt[3]{\frac{237^2}{g \cdot 10^2}} = 3,85 \quad \text{et} \quad \sigma = \frac{3,85 \cdot 0,58}{10} = 0,223$$

D'où :

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{0,223}{3} + 0.105 \cdot 0,223^2 \right) \cdot 3,85 = 3,54 \text{ m}$$

5.2.7.2. Pente critique

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}}.$$

$$S_{cr} = m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_{cr} \quad \text{Soit: } S_{cr} = 42,66\text{m}^2$$

$$P_{cr} = b + h_{cr} \cdot \sqrt{1 + m^2} \quad \text{Soit: } P_{cr} = 12,24 \text{ m}$$

$$R_{cr} = S_{cr} / P_{cr} \quad \text{Soit: } R_{cr} = 3,48\text{m}$$

$$C_{cr} = \frac{1}{n} \cdot R_{cr}^{1/6} \quad \text{Soit: } C_{cr} = 87,92$$

$$I_{cr} = \frac{237^2}{42,66^2 \cdot 87,92^2 \cdot 3,48} \cdot 100\% = 1,1\%$$

La pente critique est nettement supérieur à la pente de radier du canal, donc l'écoulement est fluvial.

5.2.7.3. La profondeur normale

La profondeur normale du canal est tirée directement des calculs par le logiciel « CANALP » et on a :

$$h_n = 2,67\text{m}$$

5.2.7.4. La vitesse de l'écoulement

$$V = Q/S = C\sqrt{RI}$$

$$h_n = 2,67 \text{ m}$$

$$S = 30,82\text{m}^2$$

$$P_{cr} = 16,17 \text{ m}$$

$$R_{cr} = 1,91\text{m}$$

$$C_{cr} = 79,28$$

$$\text{AN : } V = 79,28\sqrt{1,91 \cdot 0,01} = 7,69\text{m/s}$$

$V \geq V_{adm}$ (1,8 à 2,2) m/s ; donc il faut prévoir une protection aval en enrochement

5.2.8. Construction du batardeau :

5.2.8.1. Crête du batardeau :

La crête du batardeau calé a une cote de 142,5mNGA, et aura une largeur de 4,5m ce qui permettra la circulation des engins de terrassement, et puisque le batardeau est incorporé dans le corps du barrage cette crête sera immergée après la mise en eau du barrage donc il est inutile de mettre une couche de matières synthétiques.

5.2.8.2. Les talus du batardeau :

Le choix de la pente des talus amont et aval est en fonction des matériaux de constructions utilisées et leurs caractéristiques ainsi que la hauteur du barrage elles sont corrigées si nécessaire lors de l'étude de stabilité statique de ces talus.

D'après le tableau qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage. (7)

Parement amont $m_1 = 2,5$.

Parement aval $m_2 = 1,8$

C'est ainsi que vont augmenter la stabilité du barrage.

5.2.8.3. Protection des talus du batardeau :

Les talus du batardeau doivent être protégés contre les dangers naturels: l'érosion provoquée par le ruissellement des eaux de pluies, l'action des vents.

- **Talus aval:**

Pour le talus aval on ne prévoit aucune protection car le batardeau est incorporé dans la digue.

- **Talus amont:**

L'enrochement en vrac est la solution la plus couramment utilisée pour la protection du talus amont exposé au battillage des vagues. C'est également la solution la plus économique et cela quel que soit le type de digue en terre.

Les dimensions de l'enrochement peuvent être déterminées théoriquement en fonction de la hauteur des vagues et de leurs vitesses de propagation par les méthodes suivantes:

- 1^{ère} méthode:

$$e = cv^2$$

e : épaisseur de l'enrochement en (m).

v : vitesse de propagation des vagues. $V=3.42m^3/s$ (voir l'étude d'optimisation)

C : coefficient dépendant de la pente des talus et du poids spécifique (δ) de l'enrochement.

Tableau (5- 12): Valeurs de C en fonction des pentes de talus et δ .

Pente du talus	Valeurs de c pour différents poids spécifiques		
	$\delta = 2.5$	$\delta = 2.65$	$\delta = 2.80$
1/4	0.027	0.024	0.022
1/3	0.028	0.025	0.023
1/2	0.031	0.028	0.026
1/1.5	0.036	0.032	0.030
1/1	0.047	0.041	0.038

Pour un batardeau homogène $c = 0.025$.

$$e = 0,3m$$

- 2^{ème} méthode:

Les ingénieurs de l'US Army utilisent de préférence le tableau donnant l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement ainsi que les dimensions minimales des blocs en fonction de la hauteur des vagues.

Tableau (5- 13): Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.

<i>Hauteur des vagues (m)</i>	<i>Epaisseur minimal de la couche d'enrochement (m)</i>	<i>D_{min} (m)</i>
0 ÷ 0.3	0.3	0.2
0.3 ÷ 0.6	0.4	0.25
0.6 ÷ 1.2	0.45	0.3
1.2 ÷ 1.8	0.55	0.4
1.8 ÷ 2.4	0.7	0.45
2.4 ÷ 3	0.8	0.55

Pour notre cas On a $H=0,96\text{m}$ (étude d'optimisation).

Donc $0.6 < H < 1.2 \text{ m}$; $e = 0.45\text{m}$.

$D_{\min} = 0.3\text{m}$.

- **Conclusion:**

En analysant les résultats obtenus, on adopte pour la suite du dimensionnement du batardeau une protection du talus amont d'une épaisseur de 30cm avec deux couches d'enrochement.

5.2.8.4. Le drain du batardeau :

On prévoit un dispositif drainant qui permet à la fois de dissiper les pressions interstitielles renfermées par la fondation et d'intercepter le débit de fuite sans dégât.

a. Dimensionnement du Drain tapis

$$L_d = 1/4 L_b$$

L_d : longueur du drain tapis en m

L_b : largeur transversale du batardeau ($L_b=42\text{m}$)

On trouve $L=10,5\text{m}$

On prend $L_d=11 \text{ m}$

b. Dimensionnement de prisme

- Hauteur

$$H_p = (0.15 \div 0.2) h_b$$

h_b : Hauteur du barrage ($h_b=12,5\text{m}$)

$$h_p = 0.15h_b = 1.875\text{m}$$

On prend: $h_p=2\text{m}$

-

Largeur en crête

$$B_{dr} = (1/3 \div 1/4) h_p \quad \text{on prend } B_{dr} = 1/3 h_p = 0.66\text{m}$$

$$\mathbf{B_{dr}=1m}$$

- Fruits des talus :

$$m_1 = (1 \div 2.5) \text{ on prend } m_1 = 2.5$$

$$m_2 = (1.15 \div 2.5) \text{ on prend } m_2 = 1.8$$

Le drain doit contenir des filtres inverses qui ont une granulométrie identique à celle des filtres inverses du barrage lui-même.

Chapitre VI

Etude de la vidange de fond

1. Introduction

Les barrages de retenues modernes font souvent partie d'aménagement à buts multiples. Ces derniers peuvent servir entre autres à l'approvisionnement en eau potable et industrielle, à la protection contre les crues et évidemment à la production de l'énergie électrique

2. But de l'étude :

Cette note a pour objet de dimensionner la vidange de fond du barrage de BOUNACHI.

Sachant que l'une des phases essentielles de la vie d'un barrage est la période de première mise en eau qui exige de la part du maître d'ouvrage une totale maîtrise du niveau du plan d'eau pour assurer la sécurité. Les organes de vidange doivent être suffisamment dimensionnés pour servir d'organes de sécurité permettant de contrôler la première mise en charge du barrage et d'abaisser rapidement le niveau de la retenue si des anomalies apparaissent dans le comportement de l'ouvrage.

3. Destination de la vidange de fond :

La vidange de fond constitue un élément indispensable d'un barrage de retenue. Elle sert notamment à assurer :

- la montée contrôlée du plan d'eau pendant le premier remplissage du barrage,
- le control du plan d'eau en cas d'événement particulier, comme par exemple des instabilités des rives,
- un abaissement du plan d'eau en période de danger,
- l'évacuation de dépôts de sédiments,
- l'alimentation du cours d'eau avale en cas d'exceptionnels.

Les vidanges de fond des barrages importants constituent des organes de fermeture, et des organes de réglages. Puisque les profondeurs peuvent en de nombreux cas, dépasser quelque centaines de mètres, la vitesse maximale de l'écoulement excède couramment les 40m/s, de telles vitesses risquent de créer des sous pression dynamique importantes. Par conséquent, des phénomènes comme la cavitation, souvent accompagnes par l'érosion de

cavitation, ou des vibrations des vannes apparaissent si l'on ne tient pas suffisamment compte des exigences constructives lors de la conception de l'ouvrage. (3)

4. Effet de l'alluvionnement sur la capacité de la retenue :

La connaissance de la répartition des dépôts solides dans la retenue permettra ainsi de caler le seuil des ouvrages de vidange de fond et de prise d'eau au dessus du niveau d'alluvionnement prévu au pied du barrage et de réduire les risques d'obturation de ces ouvrages au droit du barrage par des corps flottants ou des sédiments.

Le bassin versant de l'oued Rabta appartient aux bassins versants qui n'ont pas fait l'objet d'études, les données sur les mesures du débit et du transport solide n'existant pas. Pour cette raison, on a fait une analyse de l'intensité des processus érosifs sur le bassin versant du barrage de Bou Nachi et on a calculé les coefficients relatifs au phénomène d'érosion et de débits solides.

Compte tenu que le bassin versant est le siège de transports solides, il est donc nécessaire de tenir compte dans le calcul de la capacité de la retenue, du volume de sédiments qui devraient s'y déposer au cours de la durée d'exploitation prévue.

Une fois déterminé le calage de l'entonnement de la vidange et la prise d'eau pour l'alimentation de la conduite d'irrigation, il sera alors possible :

- de calculer la cote utile minimale d'exploitation de la retenue permettant d'alimenter la conduite de vidange et de prise sans création de vortex et d'entraînement d'air,
- de vérifier, à partir de cette cote minimale, si la cote de retenue normale, prise comme donnée d'entrée dans le calcul de l'alluvionnement dans la retenue, est calée suffisamment haute pour satisfaire la demande en eau.

L'une des données d'entrée principales, nécessaire pour le calcul de l'alluvionnement sur la retenue, étant la cote de retenue normale (NNR), il est donc indispensable, dans un premier temps, d'estimer celle-ci. La cote de retenue normale NNR a été déterminée dans le chapitre IV (étude hydrologique)

En considérant :

- d'une part, que l'étude de l'alluvionnement sur la retenue est réalisée sur la base d'une durée de vie du barrage de 50 ans et sur une capacité utile d'exploitation de 19,7hm³,
- et d'autre part, qu'il est nécessaire de prévoir une charge d'eau minimale suffisante au dessus de la génératrice supérieure de la prise d'eau pour permettre la prise d'eau sans création de vortex et entraînement d'air, il faudrait établir une cote de retenue normale calée à minima à 172 NGA pour un volume total de 23 hm³.

Compte tenu que la cote supérieure de la tranche d'eau morte, correspondant à la limite utile d'exploitation, est fonction du niveau de l'envasement (au droit de la prise d'eau) déterminé à partir du calcul de l'alluvionnement de la retenue, il est donc nécessaire de paramétrer la valeur de la cote de retenue normale afin de déterminer le volume total de la retenue garantissant le volume minimal utile d'exploitation de $19,7\text{hm}^3$. Le croquis ci-après explicite ce qui vient d'être énoncé

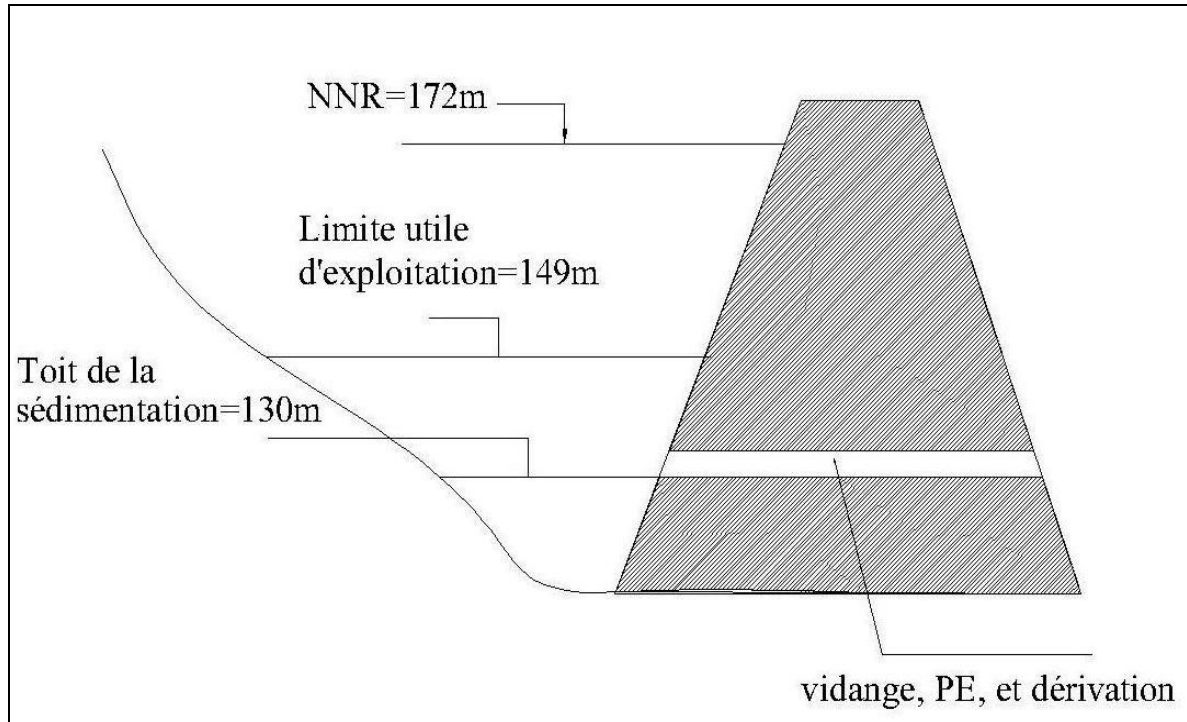


Figure (6- 1): schémas explicative des différents niveaux du barrage

A partir des caractéristiques du bassin versant, on a calculé la production totale d'apports solides sur le bassin. Pour le bassin versant du barrage de Bou Nachi (surface du bassin versant est de $62,0\text{ km}^2$), la production totale de débits solides sera de l'ordre de $128.870\text{m}^3/\text{an}$, soit $2.078,5\text{ m}^3/\text{an}/\text{km}^2$. La quantité totale de débit solide qui arrivera à partir de ce bassin versant à la retenue sera de $107.419\text{ m}^3/\text{an}$ dont $22.482\text{m}^3/\text{an}$ représenteront le débit de charriage, alors que $84.937\text{m}^3/\text{an}$ représenteront le volume du débit solide en suspension.

Par la mise en œuvre des travaux d'aménagement anti-érosif sur le bassin versant, à l'achèvement de la construction du barrage avec la retenue, le volume total des apports solides au barrage sera de l'ordre de $66.000\text{ m}^3/\text{an}$.

Donc la valeur d'envasements cumulés pour 50 années de durée d'exploitation : $3,3\text{hm}^3$. (5)

5. Type d'ouvrage de vidange :

L'ouvrage de vidange peut être de plusieurs types tels que :

5.1. Conduite de vidange en charge :

L'ouvrage est généralement combiné avec celui de la prise ou de l'évacuateur de crue (tulipe). La conduite de vidange doit être en acier enrobé de béton armé ou une conduite en arme tôle sous le remblai, son diamètre est fonction du débit à évacuer.

5.2. Conduites à écoulement libre :

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser :

- Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier (généralement $\varnothing > 500\text{mm}$)
- La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (1 à 2) m de hauteur.

L'aération de l'écoulement dans ces conduites est nécessaire, on prévoit donc un reniflard à l'aval immédiat de la vanne amont afin d'éviter les phénomènes de battements ou de vibration sous l'effet de passage en écoulements instables à forts débits.

5.3. Ouvrages de vidange à batardeau :

Il peut être judicieux de prévoir la vidange sous forme d'un pertuis dans l'évacuateur de surface (déversoir poids, barrage déversant), comportant un système d'obturation par vanne à glissement ou, plus simplement, par un batardeau. Ce système est rustique il est moins soumis aux aléas d'entretien, tel que blocage de vannes. (4)

6. Choix de type de vidange :

L'ouvrage de vidange à batardeau est rejeté de point de vue type de barrage (en terre), donc on ne peut retenir que la conduite de vidange.

La conduite avec écoulement à surface libre possède l'inconvénient majeur du coût, (canalisation en béton de type galerie) et les accessoires supplémentaires (Reniflard) nécessitant beaucoup d'entretien.

La conduite en charge est plus économique et peut être placée dans la galerie de dérivation sans aucun risque.

7. Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite de vidange :

Pour tous les dispositifs de vidange, il faut d'une part une protection amont afin d'éviter tout problème dû au transport solide (crépine surélevée ou dans un puits, ou bien grille et enrochements) et d'autre part un dissipateur d'énergie à l'aval pour éviter des affouillements. Dès que $H^2 V^{0.5} > 30$, le diamètre adopté doit permettre de diviser par deux le volume d'eau en moins de 8 jours, le calcul étant fait sans tenir compte des apports naturels.

Dans le cas des grands bassins versants, on vérifiera que la conduite ainsi dimensionnée permet, lorsque la retenue est à pleine charge, d'évacuer le double du plus fort débit moyen mensuel. La crue de chantier retenue peut également conduire à augmenter le diamètre. La conduite est soit en PVC (adduction d'eau, pression maximale en service 1 ou 1,6 MPa, diamètre 160 ou 200 mm), soit en acier (protection continue, intérieure et extérieure, contre la corrosion), soit en béton à âme tôle (diamètre ≥ 600 mm); les conduites en béton armé et en fonte ne sont pas recommandées. Elle doit avoir une pente amont aval au moins ≥ 1 % et elle est à mettre en place dans une tranchée exécutée en fondation au point bas de la vallée pour les petits diamètres (≥ 400 mm) ou dans le terrain en place suffisamment rigide (pied d'un versant en général) pour les plus gros diamètres (≥ 600 mm). Il faut éviter des tassements importants et surtout des tassements différentiels (sinon un système de joints spéciaux est à prévoir). On s'attachera donc particulièrement à vérifier l'homogénéité de la fondation de la conduite (absence de points durs localisés).

Un enrobage total en béton dosé à 200 - 250 kg de ciment CPJ par m^3 coulé à pleine fouille est nécessaire afin de protéger la conduite et d'assurer une bonne liaison avec la terre. L'épaisseur de béton préconisée est d'une quinzaine de cm. Il n'est pas utile d'aller au-delà, d'où l'intérêt d'une tranchée à parois verticales qui minimise le volume de béton. Cet enrobage a deux fonctions :

- améliorer le contact tuyau-terre surtout dans les zones où le compactage est difficile,
- éviter d'introduire dans le remblai de l'eau sous pression, si pour une raison quelconque la conduite vient à se percer.

Mais dans le cas d'une conduite en béton à âme tôle, le deuxième risque est exclu.

Enfin, une autre précaution consiste à placer du matériau granulaire drainant ou filtrant de part et d'autre de la conduite sur son tiers aval de manière à bloquer un éventuel renard.

Le plus simple est d'utiliser pour cela le tapis drainant ou les bandes drainantes du remblai.

Lorsque $H^2 V^{1/2} > 100$, il est recommandé d'effectuer, avant enrobage un essai d'étanchéité en obturant les deux extrémités de la conduite et en montant la pression jusqu'à deux fois la

hauteur d'eau + 0,2MPa, maintenue ensuite pendant 8 heures (le point faible se situe aux joints). (6)

8. Recommandations modulées (dispositif minimum)

Elles concernent le type de conduite, son diamètre, le nombre et la position des vannes.

Les dispositions minimales préconisées sont regroupées dans le tableau (6-1).

Le dispositif adopté le plus généralement pour les grands barrages consiste à mettre en place à l'amont deux vannes. Cela évite à la conduite ou à la galerie d'être en charge, ce qui facilite son contrôle et réduit les risques de désordres dans le cas où son étanchéité ne serait pas parfaits. Une vanne joue le rôle de batardeau et reste donc en général ouverte.

Pour les barrages d'importance modérée ($100 < H^2 V^{1/2} < 700$) il est acceptable d'avoir la conduite en charge à condition qu'elle soit enrobée de béton. Dans ce cas, on place une simple vanne de garde à l'amont et la vanne de réglage est placée à l'aval où elle est facilement accessible et manœuvrable.

Pour les barrages de faible importance ($H^2 V^{1/2} < 1500$) il est admissible de ne placer qu'une seule vanne à l'aval. En cas d'incident sur cette vanne, il est malgré tout possible d'intervenir en faisant installer par plongeur un obturateur gonflable à l'amont, ou une toile qui obture la crépine. (6)

Tableau (6- 1): type de vidange de fond en fonction de $H^2 \sqrt{V}$

$H^2 \cdot \sqrt{V}$	Type de conduite	Diamètre (mm)	Nombre de position des vannes
≤ 30	PVC ou Acier	(160 – 200) 300 en Acier	Une vanne en aval
30 à 100	Acier	300 - 400	
100 à 300	Acier ou béton en âme tôle	400 – 600	Une vanne de garde amont et une vanne avale
300 à 700		600 – 800	
700 à 1500		800 - 1200	
≥ 1500	Galerie en béton armé (tuyau posé dans la galerie de visite)		Vanne de garde et vanne de réglage en avale.

H : Hauteur du barrage en [m].

V : Volume d'eau stocké en [M m3].

On a H=45m

$$V=19,7\text{Mm}^3$$

$$\text{Donc } H^2 \sqrt{V} = 8987,9 \text{ } 1500$$

9. Calcul de la vidange de fond :

Dans ce cas vidange de fond est une conduite en charge, est mise dans la galerie de dérivation provisoire pour minimiser les coûts de déblai pour l'installation de cette dernière

Pour la conduite de vidange on prévoit une surélévation par rapport à la galerie de dérivation pour éviter tous risques d'envasement pouvant à la suite bloquer la vanne.

9.1. Calcul hydraulique de la conduite de vidange :

Pendant la période d'évacuation par la vidange, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue est du volume entrant à la retenue durant cette période.

Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r$$

V_u : volume utile en [m³]. On a $V_u=19,7\text{Mm}^3$

T : temps de vidange jours=21jours.

Q_r : Débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal à débit moyen annuel).

A.N :

$$Q_{vf} = \frac{19,7 \cdot 10^6}{21 \cdot 86400} + \frac{25 \cdot 10^6}{31,536 \cdot 10^6} = 11,65 \text{ m}^3/\text{s}$$

9.1.1. Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre :

On a:

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H}$$

D'ou:

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2g \cdot H}}$$

Q_{vf} : Débit de la vidange de fond (m³/s).

H : charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval en [m].

$H=23\text{m}$

μ : Coefficient de débit : $\mu \in [0,8 - 0,85]$.

A.N :

$$S = \frac{11,65}{0,8 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 44,5}} = 0,493 \text{ m}^2$$

Le diamètre de la conduite sera :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,493}{\pi}} = 0,64 \text{ m}$$

On prend:

$$D_{vf} = 600 \text{ mm}$$

9.1.2. Correction du coefficient de débit μ :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}}$$

$\sum \xi_I$: Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières).

- Coefficients des pertes de charge linéaires:

$$\xi_{lin} = \frac{\lambda \cdot l}{D} \quad \text{Avec :} \quad \lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}}$$

λ : Coefficient de perte de charge.

n : Coefficient de rugosité [$n = 0,014 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$].

D : Diamètre de la conduite [$D = 600 \text{ mm}$].

L : longueur de la conduite de vidange en [m] ($l = 157 \text{ m}$).

A.N:

$$\lambda = 3,334 \cdot 10^{-3}$$

$$\sum \xi_I = 0,872$$

- Coefficients de pertes de charge singulière:

On a :

$$\xi_{entrée} = 0,5 \quad \xi_{sortie} = 1 \quad \xi_{vannes} = (0,25 + 0,25) = 2$$

$$\xi_{grille} = 0,26 \text{ (voir Chapitre VIII)}$$

Donc :

$$\sum \xi_s = 2$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (0,872 + 2)}} = 0,26$$

Et :

$$S = \frac{11,65}{0,26\sqrt{2g \cdot 44,5}} = 1,52\text{m}^2$$

D'où :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4 \cdot 1,52}{\pi}} = 1,38\text{m}$$

On prend un diamètre normalisé :

$$D_{vf} = 2000\text{mm}$$

L'ouvrage de vidange sera édifié en tête de la galerie de la dérivation. La conduite étant en acier de diamètre 2000mm.

9.2. Calcul du temps réel de la vidange du barrage entre le NNR et le NVM:

Le calcul du temps réel de la vidange de fond se fait par pas de 1m de hauteur d'eau :

On a :

$$dv = Qdt \dots \dots \dots (1)$$

$$\text{et } Q = \mu S \sqrt{2gh} \dots \dots \dots (2)$$

D'autre part :

$$dv = -Adh$$

Ou :

dv : volume d'eau évacuée.

dh : la tranche d'eau évacuée

$$(1)=(2) \Leftrightarrow dt = \frac{-A}{\mu S \sqrt{2g}} \cdot \frac{dh}{\sqrt{h}}$$

Après intégration on a :

$$T_v = \frac{2}{\mu S \sqrt{2g}} \sum A_i \left[\sqrt{h_i} - \sqrt{h_{i+1}} \right] \dots \dots \dots (3)$$

Le tableau suivant nous donne les hauteurs et les surfaces du plan d'eau

Tableau (6- 2): hauteurs et surfaces du plan d'eau

<i>Côte d'eau (m)</i>	<i>charge H(m)</i>	<i>débit de vidange (m3/s)</i>	<i>volume de la retenue</i>	<i>temps de vidange (10^E6S)</i>
172	23	8.838100707	19.7	2.22898569
170	21	8.445097642	17.2	2.03668456
168	19	8.032890156	14.7	1.82997647
166	17	7.598353396	12.7	1.67141476
164	15	7.137410204	10.2	1.42908978
162	13	6.644567292	8.2	1.2340909
160	11	6.112112938	7.2	1.1779887
158	9	5.528614171	5.2	0.9405612
156	7	4.875779397	4.2	0.86140074
154	5	4.120785702	2.7	0.65521485
152	3	3.19194688	1.2	0.37594611
150	1	1.84287139	0.7	0.37984202
<i>Temps de vidange total.....</i>				<i>14.8211958</i>

Après les calculs on a :

$$T_v = 14821195,8s = 10.3 \text{ jours}$$

Le débit de vidange sera égale à $Q_{vf} = 22,93 \text{ m}^3/\text{s}$

9.3. Calcul de la vitesse d'abaissement dans la retenue :

La vitesse d'abaissement est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{H}{T_v}$$

Ou :

H : est la hauteur d'eau entre NNR et NVM.

Tv et le temps de vidange

$$V = \frac{H}{T_v} = 4,077 \text{ m/j}$$

10. Conclusion :

La conduite de vidange à un diamètre de 2000mm et sera calé à 130m NGA elle sera équipée par des vannes (vannes de réglage et de garde) pour pouvoir régler le débit et assurée le bon fonctionnement du dispositif de vidange. L'ouvrage de vidange doit constituée des grilles de protection contre les corps solides ainsi que les corps flottants.

Chapitre VII

Etude de la prise d'eau

.1. Introduction :

Les ouvrages de prise dans des barrages, devraient être conçus de manière à provoquer le minimum de perturbations dans la conduite d'amener, généralement on peut distinguer les prises d'eau à grande profondeur, des prises d'eau à faible profondeur. Les prises sur des cours à lit mobil sont exclus.

Les prises à grande profondeur sont typiquement disposées dans des barrages de hauteur considérable qui servent par exemple de bassin d'accumulation pour la production d'énergie hydro-électrique, les exigences hydrauliques pour une telle prise sont les suivantes :

- Ecoulement sans apparition de cavitation,
- Perte de charge minimale,
- Absence de formation de zones de séparation qui pourraient conduire à des vibrations.

Par conséquent, il s'agit donc de trouver la géométrie adéquate pour l'entrée.

Les prises à faible profondeur devraient être le plus proches possible de la surface libre pour que la construction soit économique, cependant la submersion minimale est dictée par la condition que la formation de vortex soit limitée le plus possible.

Un ouvrage de prise permet à l'eau d'entrer dans le système d'amenée. Celui-ci est constitué d'une entrée suivie d'une conduite d'amenée. Vu que l'approche théorique se prête bien aux prises à axe vertical, celles-ci recevront une attention particulière, les prises à axe incliné, comme souvent rencontrées dans la pratique. Les exigences hydrauliques requises pour une prise d'eau sont les suivantes :

- Ecoulement sans formation de vortex,
- Pas d'entraînement d'air dans le cas où un vortex ne peut être évité,
- Formation de mouvement rotationnel limitée. (3)

.2. Types des prises d'eau :

.2.1. Ouvrage de prise à but agricole :

La prise d'eau à but agricole, qui comprend essentiellement un dispositif de prise à l'amont, une conduite enterrée ou posée sur la digue et un ouvrage de raccordement au réseau d'irrigation à l'aval, doit être implantée en raison de la cote des terres irrigables et dimensionnée en fonction des caractéristiques de l'aménagement aval. Elle doit donc caler de manière à ce que l'on dispose d'une charge suffisante, qui permette de conduire l'eau jusqu'à l'extrémité du périmètre en fonctionnement normale.

Les deux types principaux d'ouvrage de prise sont :

- Le siphon
- La conduite enterrée

a. Le siphon :

C'est une option intéressante qui présente des avantages non négligeables. C'est tout d'abord une solution nécessitant un investissement inférieur au coût d'une conduite enterrée de même capacité. On peut en particulier équiper des barrages anciens dépourvus initialement d'ouvrage de prise. Point n'est besoin alors d'entailler le remblai. Le siphon est composé d'une conduite qui suit le profil supérieur du barrage, d'un clapet et d'un jeu de vannes qui commande son fonctionnement.

L'installation d'un siphon ne présente guère de difficulté et il n'induit pas, contrairement à la conduite enterrée, de risques d'infiltration privilégiés. En outre si le périmètre irrigué vient à être étendu, on peut suivre la progression des besoins en eau correspondante par simple ajout de siphons.

En fin, le siphon c'est un système simple, souple d'utilisation, mais qui peut présenter l'inconvénient de se désamorcer fréquemment (notamment par une mauvaise fermeture du clapet amont). Il faut également se souvenir que la hauteur d'aspersion est limitée à 7 ou 8m au maximum. Les prises par siphon seront donc obligatoirement réservées à des petits barrages. Ce sont sans doute ces problèmes qui ont conduit les concepteurs à leur préférer dans la majorité des projets les conduites enterrées. Cependant, ce ne serait pas forcément un bon choix que d'éliminer a priori ce type de dispositif et dans certains cas cette solution pourra même s'avérer judicieuse.

b. La conduite enterrée :

La conduite enterrée est l'ouvrage de prise le plus utilisée actuellement en milieu rural. Fonctionnant dans la majorité des cas en charge, sa conception diffère peut de celle des conduites de vidange de même type. On la choisira de préférence en acier, posée dans des conduites similaires. Etant souvent de diamètre inférieur, on pourra aussi la glisser dans la canalisation de vidange, ou dans la galerie de dérivation. Dans le cas où il est installée en tranchée, il faudra bien étendu prévoir là aussi des écrans anti renard, un enrobage de béton.

La conduite est alimentée a partir de la retenue par une tour de prise ou un puisard selon que la vanne de commande est placée à l'amont ou à l'aval. Elle débouche à l'aval du barrage dans un bassin de tranquillisation, relié à la tête morte du canal primaire du réseau d'irrigation.

La position amont est techniquement préférable car, elle permet de ne pas laisser la conduite en charge. Elle est cependant plus couteuse que la position aval, car pour en faciliter l'accès, elle nécessite généralement la construction d'une tour de prise, où est logé le système de vannes, et d'une passerelle (pas dans le cas d'un barrage en béton à parement amont verticale cependant

Le diamètre de la conduite doit être calculé en fonction du débit demandé par le périmètre irrigué. En cas d'absence des renseignements plus précis, on pourra retenir comme débit d'équipement 5(l/s/ha). Pour le calcul de diamètre on devra tenir compte des pertes de charge linéaires et singulières le long de la conduite de prise d'eau comme dans le cas de conduite de vidange.

.2.2. Ouvrage de prise pour l'adduction d'eau :

Pour le barrage destinée à l'alimentation en eau potable des populations, l'ouvrage de prise permettre la distribution d'une eau de bonne qualité, il faudra éviter qu'elles n'aient recours au puisage direct dans la retenue, le problème se pose en particulier dans les zones rurales et périurbaines.

La prise d'eau potable doit être aussi proche que possible de la surface de l'eau pour obtenir une eau décantée et oxygénée. On conseillera donc des prises flottantes ou multiples.

La prise d'eau flottante : Dans ce type, les fonctions de prise et de vidange sont séparés, le prélèvement d'eau s'effectue à une profondeur constante ; l'inconvénient de celle ci et celui du coût important et nécessite des mécanismes relativement importantes

.2.3. Ouvrage de prise à but pastoral :

Prévoir un ouvrage de prise destiné à cet usage permet d'éviter que la retenue ne soit souillée par le bétail et surtout que celui-ci ne détériore les protections du talus amont et le barrage dans son ensemble.

Dans ce cas aussi on pourra installer un ouvrage spécifique ou une dérivation sur l'ouvrage à but agricole. Mais ce dernier choix peut conduire à des conflits plus graves encore que ceux évoqués dans le paragraphe précédent, dans la mesure où éleveurs et agriculteurs ont souvent des relations traditionnellement difficiles. Quel qu'il soit, l'ouvrage de prise à but pastoral devra aboutir à des abreuvoirs aménagés, de type abreuvoir à niveau constant. Le débit sera à déterminer avec soin sinon une fois passé l'attrait de la nouveauté et des avantages réels qu'il y trouve, le pasteur conduira inmanquablement son bétail dans la retenue. (4)

.3. Choix de type de prise :

Les prises d'eau flottantes ou multiples nécessitent des mécanismes très importants, ils ne sont pas économiques. Les conditions pour projeter un siphon ne sont pas disponibles, car il faut que la hauteur d'aspersion soit limitée à 7 ou 8m au maximum.

La conduite de prise enterrée sa peut être pose des problèmes d'infiltration, et nécessite des écrans anti renard pour assurer l'étanchéité des fondations.

Toutes ces problèmes nous a conduit a une solution simple et facile a réaliser. On a opté à une conduite en acier posé dans les parois de la galerie de dérivation,

.4. Qualité des eaux prélevées:

Les résultats de l'analyse physico- chimique et microbiologique, effectuée sur l'échantillon d'eau prélevé dans le réservoir qui collecte les eaux de sept forages d'eau, puisant l'eau aux alluvions de l'oued Rabta, font apparaître ainsi qu'il est rappelé :

- du point de vue de l'irrigation des cultures agricoles, il n'y a pas de facteurs limitant pour l'utilisation de l'eau de l'oued Rabta
- afin que cette eau soit utilisée pour l'alimentation en eau, il sera utile d'employer un produit désinfectant (chllore ou produit à base de chllore) du fait de sa pollution microbiologique périodique.

.5. Calcul hydraulique de la conduite de prise d'eau :

Le but de la conduite est le prélèvement d'un débit destiné à l'irrigation des régions situées à l'aval de la retenue.

.5.1. La distribution mensuelle de la demande

Notre retenue a pour objectif d'irriguer une surface de 500Ha

La distribution mensuelle de la demande est représentée dans le tableau ci après :

Tableau (7- 1): La distribution mensuelle de la demande

Mois	Sept	Oct.	Nou	Déc.	Jan	Fév.	Mas	Avril	Mai	Juin	Juil.	Aout
m3/ha	4540	0	0	0	0	0	0	1000	3720	4560	8240	6560
m3	2270000	0	0	0	0	0	0	500000	1860000	2280000	4120000	3280000

Source ANRH

La détermination de la dimension de la conduite de prise se fera suivant le débit maximum demandé à l'aval.

D'après la répartition mensuelle de la consommation on a le volume maximum est de $V_{\max} = 4120000 \text{ m}^3$

.5.2. Calcul du débit maximum

$Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T}$ Avec : T : temps de prise (T=31 jours à raison de 12 heures par jour). D'où :

$Q_{\max} = 1.5382 \text{ m}^3/\text{s}$.

$$Q = \mu S \sqrt{2gH} \quad (\text{m}^3/\text{s}).$$

μ : coefficient de débit $\mu = 0,3$.

S : section de la conduite en m^2 .

$$S = \frac{Q}{\mu \sqrt{2gH}}$$

On trouve : $S = 0.241 \text{ m}^2$.

$$d = \sqrt{\frac{4S}{\pi}}$$

Donc $d = 0,5545 \text{ mm}$.

.5.3. Correction de la valeur de coefficient μ :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi}}$$

5.3.1. Perte de charge singulière

$\sum \xi_s$: Somme des coefficients de pertes de charge singulières elles sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires.

$$\sum \xi_l = 1,15 \cdot \frac{\lambda \cdot L}{D}$$

$$\text{Avec } \lambda = \frac{125 n^2}{D^5} = 0,033$$

AN :

$$\sum \xi = 4,692 \text{ m.}$$

$$\mu = 0,4191$$

$$\text{Donc : } S = 0,172 \text{ m}^2.$$

Et on trouve : $d = 0,4686 \text{ m.}$

On prend ; $d = 500 \text{ mm}$

5.3.2. Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite :

$$\text{On a: } V = Q/S$$

$$V = 7,838 \text{ m/s.}$$

5.4. Conclusion:

La conduite de prise d'eau a un diamètre de 500 mm.

Le prélèvement des eaux se fait à partir d'un piquage effectué au niveau de la vidange de fond dans le puits de vannes. Les organes de commande seront regroupés avec ceux de la vidange dans le puits de vannes qui située à environ 20 m à l'amont de la crête du barrage.

Chapitre VIII

Etude des équipements hydromécaniques

Introduction :

Les équipements hydromécaniques sont des dispositifs indispensables à l'exploitation des barrages ils comprennent les vannes hydrauliques, les vannes hydrotechnique, les grilles de protection,.....etc.

1. Les vannes

Une vanne est un organe mobile permettant de modifier localement la section d'écoulement, de la fermeture à l'ouverture complète. Un tel organe permet de régler la hauteur d'eau amont à un niveau désiré ainsi que de régler le débit. Une vanne sépare donc deux tronçons bien distincts, c'est à dire les tronçons amont et aval. Les forces agissant sur une vanne sont transmises sur des piliers et les parois adjacentes à la vanne. L'impulsion nécessaire pour le mouvement d'une vanne peut être soit fixe, soit variable en position.

On distingue principalement deux types d'organes mobiles selon qu'ils sont prévus pour les aménagements hydraulique (vanne de déversoir, vanne de prise, vanne de fond, vanne turbine, etc.)

1.1. Vibration des vannes :

Si l'on considère un écoulement par-dessous une vanne de fond comme un système hydro-élastique, il faut distinguer la masse de la vanne, son ressort (suspension de la vanne) et son amortissement (forces de frottement dans ses étanchéités et ses paliers). La composante hydrodynamique de système contient la masse hydrodynamique, la force de rétablissement, l'amortissement et l'excitation hydrodynamique.

1.1.1. Les causes de vibration d'une vanne :

Les causes principales qui peuvent entraîner la vibration de la vanne sont :

- la séparation de l'écoulement de la vanne,
- un apport insuffisant d'air dans les zones de sous-pression.

Les zones de séparation de l'écoulement sont la conséquence d'une mauvaise configuration de la géométrie de la vanne de fond. Il en résulte un jet sortant de la vanne alternativement séparé et attaché à cette dernière. Un ressaut hydraulique dont le pied se trouve proche de la vanne peut encore amplifier ce phénomène.

Les zones de sous-pression peuvent fortement influencer les vibrations de la vanne et la cavitation à l'aval. Il est donc impératif de les réduire par une aération suffisante de jet sortant de la vanne.

1.2. Aération des vidanges de fond

1.2.1. Moyens d'aération :

On distingue trois cas d'aération d'une vidange de fond :

- Aération superficielle pour un écoulement torrentiel,
- Aération superficielle par un ressaut hydraulique,
- Aération sur toutes les surfaces d'un écoulement torrentiel.

1.2.2. Mécanismes d'aération :

L'aération d'un écoulement dans une vidange de fond est caractérisée par les différences suivantes :

- La pente du radier d'une conduite de vidange est normalement plus faible, la vitesse moyenne étant pourtant plus élevée ;
- La couche limite apurés du fond d'une vidange de fond est fortement influencée par l'écoulement d'approche, la géométrie de la vanne de fond par les aérateurs éventuels ;
- Le jet sortant de la vanne de fond peut être fortement perturbé par des vortex dus à la vanne et aux niches ;
- différents types d'écoulement peuvent apparaître à l'aval d'une vanne de fond ;

L'écoulement bi phasique eau-air est limité par la calotte de galerie. L'écoulement d'air est fortement influencé par le type d'écoulement et par les dispositions d'aérations.

En raison de la discontinuité de géométrie du canal de vidange au radier et aux parois latérales, l'écoulement se sépare de celles-ci et crée des zones de sous-pression ; ces zones provoquent l'aération complète du jet. La quantité d'air requise est réglée au mieux par une conduite d'aération.

On va dimensionner dans la partie suivante la conduite d'aération, et déterminer le débit d'aire nécessaire.

1.2.3. Aération superficiel pour un écoulement torrentielle

1.2.3.1. Calcul le débit d'air pour une ouverture de vanne $a=0,25\text{m}$

$$a/t_0=0,142$$

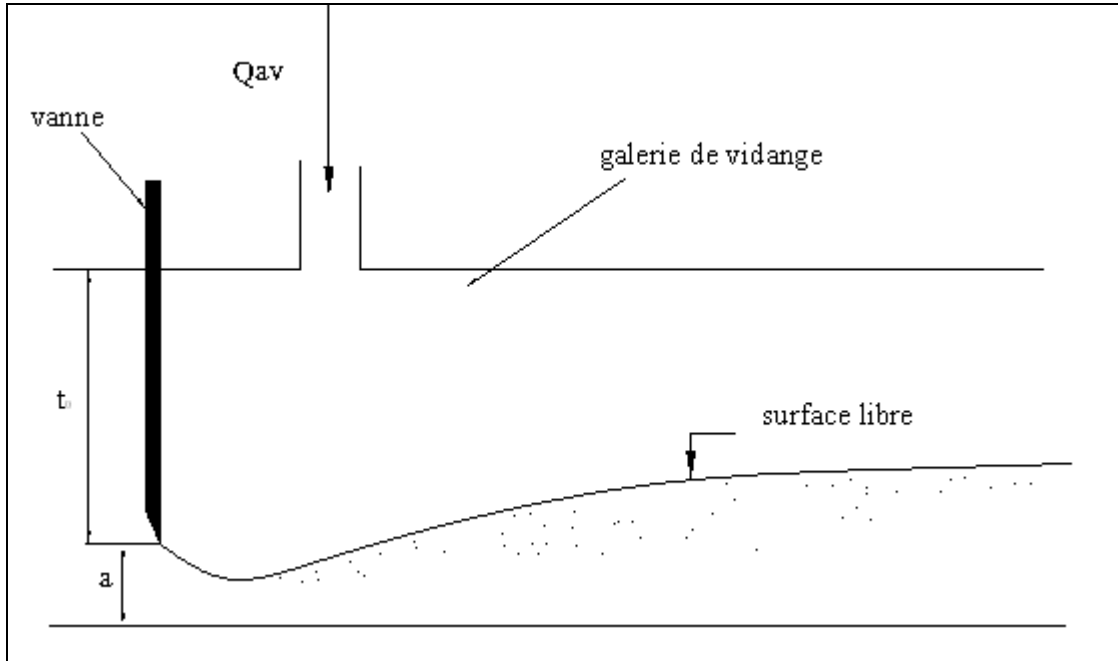


Figure (8- 1): écoulement dans une galerie à aération forcée superficielle.

Pour la configuration d'écoulement de la figure (6-5) le débit d'air dépend de la géométrie de la conduite d'aération (exprimée par un coefficient de perte de charge globale) et de la galerie aval.

Le débit d'air relatif au débit d'eau, $\beta = \frac{Q_a}{Q_e}$ peut être corrélé expérimentalement par la

formule suivante :

$$\beta = 0,94 \left(\frac{A_a^*}{A_u} \right)^{0,90} F_r^{0,62}$$

Cette formule s'applique uniquement pour $0,12 \leq a/t_0 \leq 1$ et $F_r \leq 40$.

Avec

A_u : section de la galerie aval ; $A_u = 3,14\text{m}^2$ ($D=2\text{m}$)

$$A_a^* = A_a \left(1 + \sum \xi_i^* \right)^{-1/2}$$

A_a : Section du canal d'aération, réduite pour tenir compte des pertes de charge

Pour un diamètre de la conduite d'aération de 0,3m on a $A_a = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{3.14 \times 0.3^2}{4} = 0,0706 \text{m}^2$

$$\sum \xi_i^* = \sum \xi_{lin}^* + \sum \xi_{sin}^*$$

$$\sum \xi_{lin}^* = \frac{\lambda l}{d} \quad \text{Avec } \lambda = \frac{125n^2}{d^5} = \frac{125 \cdot 0.014^2}{0.3^5} = 3,67 \cdot 10^{-4}$$

$$\text{Donc } \sum \xi_{lin}^* = 0,045$$

$$\sum \xi_{sin}^* = \xi_{coude1} + \xi_{coude2} + \xi_{sortie}$$

$$\sum \xi_{coude90^\circ} = 0,31$$

$$\sum \xi_{coude150^\circ} = 0,347$$

$$\sum \xi_{sortie} = 1$$

$$\text{Donc } \sum \xi^* = 11,704$$

$$A_a^* = A_a (1 + \sum \xi_i^*)^{-1/2} = 0,043 \text{m}^2$$

- **Calcul de nombre de Froude**

Le nombre de Froude est donné par la relation suivante :

$$F_r = \sqrt{\frac{2H}{C_c a}}$$

Avec

H : la charge d'eau disponible ;

a : ouverture de la vanne ; on prend a=0,25m

C_c : coefficient de contraction donné par la relation suivante :

$$Q = C_c C_v S \sqrt{2gH} \Rightarrow C_c = \frac{Q}{C_v S \sqrt{2gH}}$$

C_v : coefficient de vitesse varié entre (0,96-0,99)

On prend C_v=0,98

$$C_c = \frac{Q}{C_v S \sqrt{2gH}} = \frac{11,65}{0,98 \cdot 0,5 \cdot \sqrt{19,62 \cdot 45}} = 0,80$$

$$\text{Donc } F_r = \sqrt{\frac{2H}{C_c a}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 45}{0,8 \cdot 0,25}} = 21,21$$

On voit bien que $F_r \leq 40$; $\frac{a}{t_0} = \frac{0,25}{1,75} = 0,142$ $0,12 \leq a/t_0 \leq 1$

Donc la condition est vérifiée

- **Calcul du débit d'air relatif**

$$\beta = 0,94 \left(\frac{A_a^*}{A_u} \right)^{0,90} F_r^{0,62} = 0,94 \cdot \left(\frac{0,043}{3,14} \right)^{0,9} \cdot 21,21^{0,62} = 0,13$$

$$\beta = \frac{Q_a}{Q_e} \Rightarrow Q_a = \beta \cdot Q_e$$

Q_a : le débit d'air

Q_e : le débit d'eau,

$$Q_e = C_c a b \sqrt{2gH} = 0,8 \cdot 0,25 \cdot 2 \cdot \sqrt{19,62 \cdot 45} = 11,88 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Donc $Q_a = 0,13 \cdot 11,88 = 1,54 \text{ m}^3 / \text{s}$

- **La vitesse dans la conduite d'aération**

$$V_a = \frac{Q_a}{S_a} = \frac{1,54}{0,0707} = 21,84 \text{ m/s}$$

La vitesse d'air est bien inférieure à la vitesse admissible $V_{adm} = 50 \text{ m/s}$ pour laquelle le phénomène de compressibilité d'air commence à se faire sentir.

1.2.3.2. Calcul le débit d'air pour une ouverture de $a=0,1\text{m}$

L'ouverture relative est de $a/t_0 = 0,053 < 0,06$

Le nombre de Froude $F_r = 33,4 > 20$

Dans ce cas la vaporisation de l'eau apparaît, on va opter dans ce cas à la formule suivante :

$$\beta = \frac{A_a^*}{A_u} \cdot F_r$$

AN :

$$\beta = 0,45$$

Le débit d'eau devient $Q_e = 4,75 \text{ m}^3 / \text{s}$

Donc le débit d'air est $\beta = \frac{Q_a}{Q_e} \Rightarrow Q_a = \beta \cdot Q_e = 2,14 \text{ m}^3 / \text{s}$

La vitesse d'air dans la conduite d'aération est de $30,28 \text{ m/s} < V_{adm} = 50 \text{ m/s}$

1.3. Choix de types des vannes

1.4.1. Vannes pour la vidange de fond

1.4.1.1. Vanne batardeau

La vanne batardeau amont est un organe qui joue un très grand rôle dans la bonne exploitation du barrage, les vannes du barrage travaillent dans des conditions difficiles. Les étanchéités des vannes, les systèmes de protection contre la corrosion, doivent être fréquemment entretenus, de même, les radiers du barrage sont soumis à une usure plus ou moins intense. Dans certaines limites la présence de batardeaux commandes à mettre en place permet d'utiliser des systèmes moins onéreux, qui impliquent en contre partie un entretien plus attentif. Le bilan n'est positif que si ces opérations sont faciles, et n'impliquent bien entendu pas d'arrêt d'exploitation. Pour cette raison et en particulier, le radier du barrage est parfois encore renforcé à l'amont de la vanne batardeau car dans cette zone il ne peut évidemment être mis à sec pour entretien. (9)

On prévoit donc pratiquement une vanne batardeau à l'amont,

Pour notre cas la vanne batardeau sera une vanne à glissière dimensionnée pour la pression hydrostatique maximum. Elle sera en tôles et profils d'acier soudés, alors que les surfaces glissantes seront en acier inoxydable, Du côté aval, l'étanchéité sera réalisée en caoutchouc profilé. La section libre de la vanne batardeau sera de 2.5m de hauteur et 2m de largeur.

1.4.1.2. Vanne de garde

La vanne de garde c'est une vanne papillon à vérin et contrepoids à un diamètre DN2000 mm, cette vanne est toujours ouverte.

1.4.1.3. Vanne de service :

Les vannes service doivent être bien conçues et fabriquées. Des sables et limons arrivent toujours à se déposer sur les surfaces frottantes, ou bien celle-ci rouillent, tous aspects qui augmentent nettement l'effort de levage ou même risquent de bloquer les vannes. Par ailleurs, elles s'usent beaucoup en des endroits bien localisées, où on doit prévoir des pièces d'usure faciles à changer. Elles doivent aussi être relativement étanches, notamment dans le cas où elles contrôlent un orifice de purge, lequel doit être pratiquement toujours fermé lorsque l'eau est claire : l'eau de fuite représente alors une perte, éventuellement importante. (9)

Pour notre cas la vanne service sera une vanne papillon à vérin et contrepoids à un diamètre DN 2000 mm

1.4.1.4. Vannes pour la prise d'eau :

La prise d'eau se fait par piquage à partir de la conduite de vidange de fond, donc on met qu'une seule vanne qui est la vanne de service. Cette vanne servira à fermer ou à ouvrir la conduite de prise. Ce sera une vanne papillon à vérin et contrepoids de diamètre DN 500mm

Comparée à d'autres vannes la vanne papillon présente des avantages particuliers notamment :

Une construction simple et résistante

Un besoin d'espace minimale

Une disposition claire d'engrenage

Une perte de charge faible en position complètement ouverte.

1.4. Etanchéité des vannes:

L'exigence principale pour toutes les vannes est l'étanchéité en position de fermeture complète. En outre, une vanne doit être capable de résister, dans chaque position, aux forces statiques et dynamiques dues à l'eau et de rester sans vibrer dans la position exigée.

En général, les dispositifs d'étanchéité ne soulèvent pas tellement de problèmes. Les fuites sont souvent très limitées dans la partie courante des vannes, et ce sont surtout, en fait les points singuliers, dont les angles, qui fuient.

De toute façon, les systèmes d'étanchéité s'usent, et ils sont à changer périodiquement. D'où l'importance, là surtout, d'une bonne accessibilité de ces pièces. On n'utilisera que des écrous et boulons en métal inoxydable pour fixer les ferrures correspondantes, sinon l'opération de démontage avec des boulons ordinaires toujours très rouille devient vite très longue et fastidieuse.

1.5. Entretien et réparation des usures

Les opérations d'entretien sont parfois fastidieuses, et elles ne seront exécutées avec la fréquence désirable que si toutes les précautions ont été prises pour les rendre commodes. Les endroits à graisser devront être facilement accessibles, à moins qu'on ne centralise les opérations, par exemple, dans une centrale de graissage

1.6. Protection contre la corrosion

La protection contre la corrosion mérite une attention particulière. On peut l'obtenir par application de peintures spéciales, mais on tend de plus en plus à utiliser la technique de la métallisation par projection d'une ou plusieurs couches de métal (zinc en général). Apparemment plus onéreux que la peinture, ce procédé s'avère souvent, plus efficace et moins cher dans le temps.

La première opération et la plus importante consiste à bien nettoyer la pièce. La brosse métallique n'est absolument pas suffisante, et seul le sablage présente les garanties convenables. Ensuite on peut passer :

- soit une couche de métallisation puis deux couches de peinture;
- soit une couche de peinture antioxydant, puis deux couches de peinture de protection.

La protection contre la corrosion est spécialement délicate dans le cas du matériel placé en souterrain, où règne une humidité permanente. La protection mise en atelier est souvent détériorée au cours du transport et du montage (spécialement, bien entendu, au voisinage de soudures réalisées sur place) et la condensation de l'eau empêche l'application dans de bonnes conditions d'un enduit complémentaire sur place. (9)

1.7. Commande et automatisation

1.7.1. Commande sur place et à distance

Quel que soit le type de vannes, elles doivent pouvoir être commandées à partir d'un point où le mouvement de la vanne est visible, ceci en cas d'incident, de surcharge. D'où la nécessité de commandes locales.

Mais l'exploitant apprécie de plus en plus la solution qui consiste à prévoir un poste central d'où toutes les vannes puissent être commandées. La position de chacune d'elles doit alors être télé indiquée, pour permettre de repérer l'exécution des manœuvres, à moins qu'il ne soit possible de trouver un endroit d'où on puisse voir tous les pertuis, ce qui est assez rare. Bien entendu, un système de verrouillage empêchera de commander simultanément les vannes à partir du voisinage des vannes, et à partir du poste central.

Cette solution devient la règle, pour les ouvrages même modestes, et, très vraisemblablement, elle s'imposera de plus en plus. (9)

1.7.2. Approvisionnement en énergie

Nous avons insisté à plusieurs reprises sur l'intérêt que présente le bon fonctionnement des vannes, en particulier à l'ouverture.

Des précautions doivent être prises à ce titre dès l'alimentation en énergie, qui doit être assurée de plusieurs façons :

- A partir du réseau normal de distribution d'énergie, avec, si possible, des lignes indépendantes, susceptibles d'être commutées.
- A partir d'un groupe électrogène spécialement installé, si les intérêts en jeu en cas de mauvais fonctionnement deviennent fondamentaux. Le système est bien sûr inopérant si c'est l'appareillage électrique du treuil lui même et d'abord le moteur qui est défaillant.

On doit d'abord l'éviter par un entretien préventif soigneux. S'il existe plusieurs vannes, la probabilité d'une panne simultanée sur plusieurs pertuis diminue avec leur nombre. **(I)**

✓ **Pour notre cas :**

La commande des vannes de garde et de service sera hydraulique - par des servomoteurs qui seront dimensionnés de manière à permettre l'ouverture des vannes batardeaux à pleine pression du côté amont et leur abaissement dans le courant à plein débit. Le servomoteur comprendra un ensemble avec bielle, piston, couvercle, bâti, garniture de joints et matériaux de jointure. Une bride au moyen de laquelle le servomoteur sera raccordé au support sera réalisée du côté bas.

Pour les servomoteurs, une installation hydraulique à huile est aussi envisagée.

La puissance du moteur électrique sera de 7,50 kW

L'abaissement et l'ouverture de la vanne batardeau sont exclusivement prévus en eau morte sous une pression équilibrée à l'amont et à l'aval de la vanne. La vanne sera équipée de deux robinets vannes DN200.

La vanne service de la prise d'eau (DN 500mm) sera équipée d'une tige commandée par moteur électrique. La puissance du moteur électrique sera de 1 kW.

2. Les grilles de protection :

2.1. Définition :

Les grilles sont des éléments essentiels pour protéger la vidange de fond et les prises d'eau contre les corps solides, leurs fonction consiste à :

- Essentiellement arrêter les corps flottants, ou les corps de densité voisine de celle de l'eau transportés, surtout les bois ou les feuilles.
- Accessoirement éviter l'entrée des cailloux dans les prises d'eau mais au risque de se boucher et d'empêcher également l'eau de passer.

2.2. Espacement et constitution des barreaux

Le paramètre fondamental des grilles est constitué par leur espacement, cet espacement est défini :

- Soit par le service de pêche, qui impose dans certains pays un espacement maximum, interdisant aux poissons de dimensions supérieures à une valeur donnée de pénétrer dans la dérivation ;
- Soit pour les ouvrages hydroélectriques, par les caractéristiques des turbines en liaison avec les dimensions maximum des matériaux pouvant passer à travers celles-ci.

Donc l'espacement doit nettement inférieure à ces dimensions.

Le barrage BOUNACHI destiné pour l'irrigation, dans ce cas le problème est moins précis que si la prise d'eau alimente des turbines, des réseaux d'eau potable. On utilise très souvent à l'aval des prises d'eau, dans les réseaux eux-mêmes des pièges à graviers des ouvrages de régulation, de répartition des débits, des pompes qui ne s'accommodent pas beaucoup mieux que les turbines de la présence des nombreux corps flottants. C'est bien sûr encore plus vrai s'il s'agit de réseaux par aspersion ou surtout de réseaux type goutte à goutte.

Pour les dérivations qui n'alimentent pas directement des installations comprenant des turbines ou des siphons très sensibles à l'obstruction par les matériaux entraînés par l'eau, on prévoit la plupart du temps des grilles à large espacement : de l'ordre de 10 à 12 cm. (9)

On va opter pour un espacement de $a = 1/4D = 50$ cm.

La grille, dans son ensemble est constituée par des panneaux rectangulaires, contenus dans une structure définie par des traverses et des longrines et appuyée sur le béton ou la maçonnerie de la prise. Les barreaux de la grille reposent sur les traverses de la grille et sur des appuis intermédiaires (voir figure (8-2) afin d'éviter tous phénomènes de vibration.

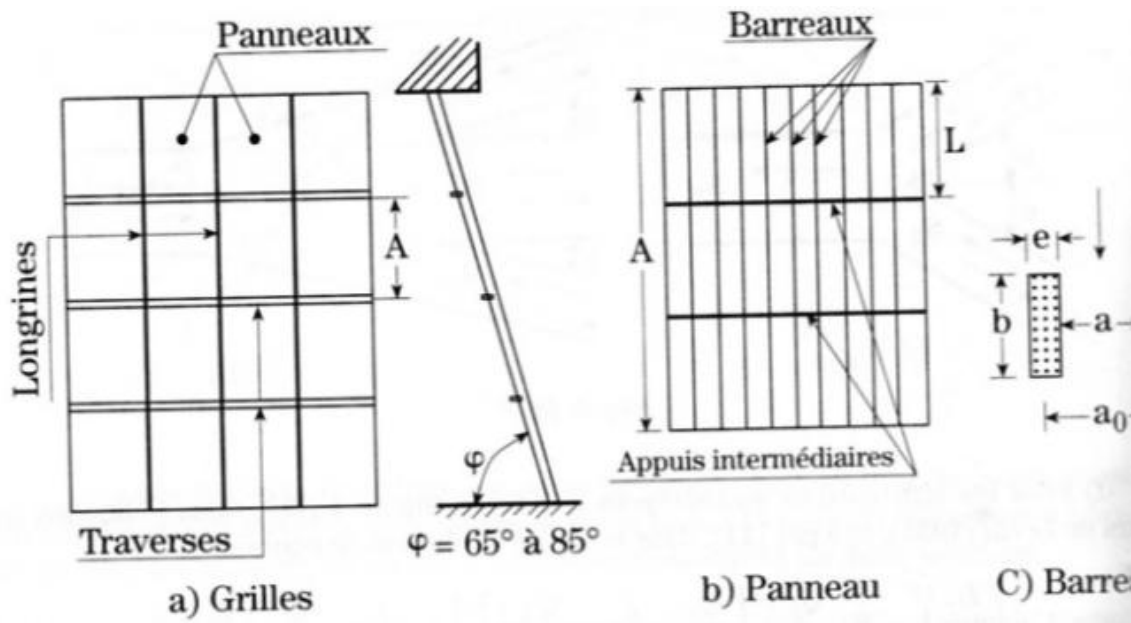


Figure (8- 2): grille, panneau, barreaux

2.3. Pertes de charge : (8)

Du point de vue perte de charge, la grille est définie par l'écartement (a) entre les barreaux, par leur dimension (b,) dans le sens de l'écoulement, par leur épaisseur maximale (e) et par la forme de leur section transversale, la perte de charge dans les grilles est donnée par l'équation suivante :

$$\Delta H = K \cdot U^2 / 2g$$

U : vitesse dans la section de la grille sans grille = 3,71 m/s ($Q = 11,65 \text{ m}^3/\text{s}$; $D = 2 \text{ m}$)

K : est donné en fonction de K_d et K_f $K = K_d \cdot K_f \cdot p^{1.6} \cdot f \left(\frac{b}{a} \right) \cdot \sin(\varphi)$

K_d : coefficient de dépôt sur la grille varie de 1.1 à 1.2 pour dégriller automatique,

1.5 Pour dégrillé ancien

On prend $K_d = 1,5$

K_f : coefficient de forme du barreau varie de 0.51 à 0.32 selon la section.

Pour une section rectangulaire allongée $K_f = 0,51$

P : rapport des pleins sur la surface totale. Le rapport compris entre 6%, 16%.

b : dimension de la section des barreaux dans la direction normale à l'écoulement (épaisseur).

b = 25 cm

a : distance entre les barreaux. a = 50 cm

φ : L'angle de la grille avec l'horizontale $\varphi = 85^\circ$.

$e=5\text{cm}$

$$f\left(\frac{b}{a}\right) = 8 + 2.3\left(\frac{b}{a}\right) + 2.4\left(\frac{a}{b}\right) = 13,52$$

AN:

$K=0.26$

Donc

$$\Delta H=0.18\text{m}$$

2.4. Calcul de Stabilité des barreaux :

Au moment passage de l'eau à travers la grille, l'écoulement provoque des tourbillons successifs, il faut donc savoir la fréquence, afin que la fréquence propre des barreaux f_b soit loin des fréquences des tourbillons f_t .

Pour garantir des conditions de stabilité, il faut que $f_b \gg f_t$

2.4.1. Fréquences des tourbillons alternées

La fréquence des tourbillons est donnée par : $f_t = S_t(U/e)$

U : la vitesse d'amenée, $U=3,71\text{m/s}$

e : épaisseur des barreaux, $e=12,5\text{cm}$

S_t : nombre de *Stouhal*, qui est fonction des barreaux et leur densité de répartition $(a+e)/e$, pour une section rectangulaire l'abaque (stabilité des grilles) (ANNEXES D) donne la valeur de nombre de Strouhal.

$S_t=0,240$ (voir ANNEXES D)

$(a+e)/e=5$, le facteur de majoration sera, d'après l'abaque $c=1,01$

On aura $S_t=1,01.0,240=0,2424$.

La fréquence de tourbillons sera alors $f_t = S_t\left(\frac{U}{e}\right) = \frac{0,2424.3,71}{0,125} = 14,4\text{Hz}$

2.4.2. Fréquence propre des barreaux

La fréquence propre des barreaux plongés dans l'eau est donné par :

$$f_b = M \frac{K}{L^2} \sqrt{\frac{g E_b}{\varpi_b + \frac{a}{e} \varpi}}$$

M : facteur de fixation avec les valeurs suivants :

Extrémités encastrées : $M = k/2\pi$

Avec $k=22,4$ pour l'harmonique fondamentale

Extrémités articulées $M = k'\pi/2$ avec $k=1$ pour l'harmonique fondamental.

Les barreaux étant soudés sur les appuis, ils seront considérés comme encastres :

$$\text{D'où } M = \frac{k}{2\pi} = \frac{22,4}{2\pi} = 3,6$$

K : rayon de giration de la section transversale du barreau par rapport à un axe parallèle à la vitesse du courant.

Pour une section rectangulaire $K^2 = e^2/12 = 1,3 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$ (voir tableau position du centre de gravité aire et carré du rayon de giration K^2 ANNEXES D)

$K = 0,036 \text{ m}$

L : distance entre les appuis des barreaux. $L = 0,8 \text{ m}$

E_b et ϖ_b = module d'élasticité et poids spécifique du matériau des barreaux.

On propose que les barreaux sont en acier ($E_b = 2,1 \cdot 10^{11} \text{ N/m}^2$; $\varpi_b = 78000 \text{ N/m}^3$)

ϖ : Poids spécifique du fluide (eau), $\varpi = 10000 \text{ N/m}^3$

$$\varpi_b + \frac{a}{e} \varpi = 78000 + \frac{0,5}{0,125} \cdot 10000 = 118000 \text{ N/m}^2$$

AN:

$$f_b = M \frac{K}{L^2} \sqrt{\frac{g E_b}{\varpi_b + \frac{a}{e} \varpi}} = \frac{3,6 \cdot 0,036}{0,8^2} \cdot \sqrt{\frac{9,81 \cdot 2,1 \cdot 10^{11}}{118000}} = 846 \text{ Hz}$$

Avec ces conditions $f_b \gg f_i$ ce qui garantit la stabilité des barreaux.

3. Conclusion

La grille de protection sera une grille en acier constitué des barreaux avec un espacement de 50cm, l'épaisseur d'un barreau est de 12,5cm,

Chapitre IX

Calcul de ferrailage

1. Calcul des charges sur la galerie

1.1. contrainte horizontale (latérale)

La poussée horizontale sur la galerie est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_H = k_a \sigma_V$$

Avec :

$$k_a = \operatorname{tg} 2(\pi/4 - \varphi/2) = 0,31$$

$\varphi = 28^\circ$ angle de frottement interne.

$$\sigma_V = \gamma \cdot H$$

$\gamma = 2,066 \text{ t/m}_3$ poids volumique du sol

$$\sigma_H = 0,31 \cdot 2,066 \cdot H$$

$$= 0,64H$$

Pour $H = 37 \text{ m}$ alors $\sigma_H = 23,68 \text{ t/m}^2$

Pour $H = 37 + 8 = 45$ alors $\sigma_H = 28,8 \text{ t/m}^2$

1.2. Calcul de contrainte verticale

La poussée verticale sur la galerie de dérivation est donnée par la relation suivante :

$$P_v = \gamma H$$

Avec

$\gamma = 2,066 \text{ t/m}_3$ Poids volumique

$H = 37 \text{ m}$ la hauteur du remblai au dessus de la galerie

D'où

$$P_v = 76,442 \text{ t/m}^2$$

1.3. Poids propre

Le poids propre de la galerie est donné par la relation suivante :

$$P = \frac{\pi}{4} \cdot \frac{1}{2} \left[\frac{D_{ext}^2 - D_{int}^2}{D_{moy}} \right] \gamma_b + \frac{\gamma_b \cdot e \cdot h}{\frac{\pi}{4} D_{moy}}$$

AN: $P = 4,835 \text{ t/m}^2$

2. Calcul des efforts tranchants, normaux, et les moments de flexion :

Les coordonnées des nœuds ainsi que les déplacements des nœuds, les efforts tranchants, les efforts normaux, et les moments de flexion ont été élaborés par le logiciel (Robot Millennium v.17.5)

Tableau (9- 1): coordonnées des nœuds

<i>coordonnées des nœuds</i>			
<i>secteurs</i>	<i>N°</i>	<i>suivant OX</i>	<i>suivant OY</i>
<i>secteur 1</i>	0	3.5000000	7.0000000
	1	3.1694700	6.735631
	2	2.6996447	6.544997
	3	2.0680100	6.235424
	4	1.4884000	5.818808
	5	9811919.0	5.311116
	6	0.5645764	4.731990
	7	0.2550027	4.103552
	8	0.0643689	3.449999
<i>secteur 2</i>	9	0.0000000	3.018750
	10	0.0000000	2.587500
	11	0.0000000	2.156250
	12	0.0000000	1.725000
	13	0.0000000	1.293750
	14	0.0000000	0.896251
	15	0.0000000	0.243251
	16	0.0000000	0.000000
<i>secteur 3</i>	17	0.2551270	0.000000
	18	1.1166670	0.000000
	19	1.6750000	0.000000
	20	2.2333330	0.000000
	21	2.7916670	0.000000
	22	3.5000000	0.000000

Tableau (9- 2): Déplacement des nœuds

<i>Déplacement (m)</i>			
<i>secteurs</i>	<i>N°</i>	<i>DEP-DROITE</i>	<i>DEP-GAUCHE</i>
<i>secteur 1</i>	0	0.000000000	0.000000000
	1	0.013543200	0.013423150
	2	0.012917210	0.019375700
	3	0.017172100	0.009569561
	4	0.008229991	0.006695549
	5	0.005103348	0.003736222
	6	0.001991368	0.001056912
	7	-0.000716253	-0.001122833
	8	-0.002828460	-0.002789385
<i>secteur 2</i>	9	-0.003583735	-0.003422764
	10	-0.003422760	-0.003227262
	11	-0.003227640	-0.003005753
	12	-0.003005753	-0.002735329
	13	-0.002735329	-0.002362970
	14	-0.002362975	-0.001807191
	15	-0.001807191	-0.000960149
	16	-0.000960315	0.000308151
<i>secteur 3</i>	17	-0.007178330	-0.004951434
	18	-0.004951434	-0.002522055
	19	-0.002522066	-0.000258637
	20	-0.000255984	0.001564382
	21	0.005643820	0.002738295
	22	0.007795000	0.003141714

Tableau (9- 3): efforts tranchants

<i>Efforts tranchants (t)</i>			
<i>secteurs</i>	<i>N°</i>	<i>suivant OX</i>	<i>suivant OY</i>
<i>secteur 1</i>	0	0.0000000	0
	1	-8.7873152	26.46833
	2	7.1748250	40.4257
	3	17.7459400	47.39378
	4	21.254290	47.183
	5	17.813610	38.52619
	6	4.3739630	20.19197
	7	-15.931000	0.0253231
	8	-37.652770	-15.3451
<i>secteur 2</i>	9	-33.777620	-15.42511
	10	-15.382940	4.387062
	11	4.3918060	22.44445
	12	22.174290	39.65898
	13	39.658841	55.78514
	14	54.784520	70.335841
	15	69.439620	82.50704
	16	90.416540	91.04548
<i>secteur 3</i>	17	-200.142800	-150.8955
	18	-150.872100	-123.9265
	19	-123.972000	-92.84225
	20	-94.855270	-63.52411
	21	-70.693510	-31.893258
	22	-30.875200	-0.00025486

Tableau (9- 4): Efforts normaux

<i>efforts normaux(t)</i>			
<i>secteurs</i>	<i>N°</i>	<i>suivant OX</i>	<i>suivant OY</i>
<i>secteur 1</i>	0	0	0
	1	98.72618	101.4075
	2	104.6225	112.2954
	3	118.021	129.6074
	4	136.5554	150.4521
	5	155.89542	171.2464
	6	178.4857	184.3914
	7	188.6248	199.2733
	8	200.3654	205.35224
<i>secteur 2</i>	9	179.435	199.52366
	10	199.4263	200.53884
	11	201.3863	202.33655
	12	203.3453	205.32232
	13	205.3043	208.26335
	14	206.2723	209.658441
	15	209.2203	212.15782
	16	214.8966	215.87422
<i>secteur 3</i>	17	92.44263	92.44263
	18	92.44263	92.44263
	19	92.44263	92.44263
	20	92.44263	92.44263
	21	92.44263	92.44263
	22	92.44263	92.44263

Tableau(9- 5): Moments de flexion

<i>Moments de flexion (t.m)</i>			
<i>secteurs</i>	<i>N°</i>	<i>suivant OX</i>	<i>suivant OY</i>
<i>secteur 1</i>	0	0.0000000	0.00000000
	1	60.862540	45.1254400
	2	55.896541	35.2143600
	3	31.926654	10.3654750
	4	12.315965	-15.9857100
	5	-16.856324	-31.5486730
	6	-41.422531	-43.6585410
	7	-48.588964	-38.7524200
	8	-35.756430	-19.3952400
<i>secteur 2</i>	9	-18.396850	-10.0351426
	10	-9.2547310	-5.90087500
	11	-6.3684125	-12.7125840
	12	-13.614523	-27.1245680
	13	-34.143256	-48.6874620
	14	-47.770125	-75.3256410
	15	-73.035290	-111.036284
	16	-120.75486	-142.362587
<i>secteur 3</i>	17	-145.36525	-44.3625100
	18	-56.326950	-32.5524130
	19	39.442513	101.652101
	20	96.983251	140.325240
	21	150.23470	171.325156
	22	171.25431	177.258641

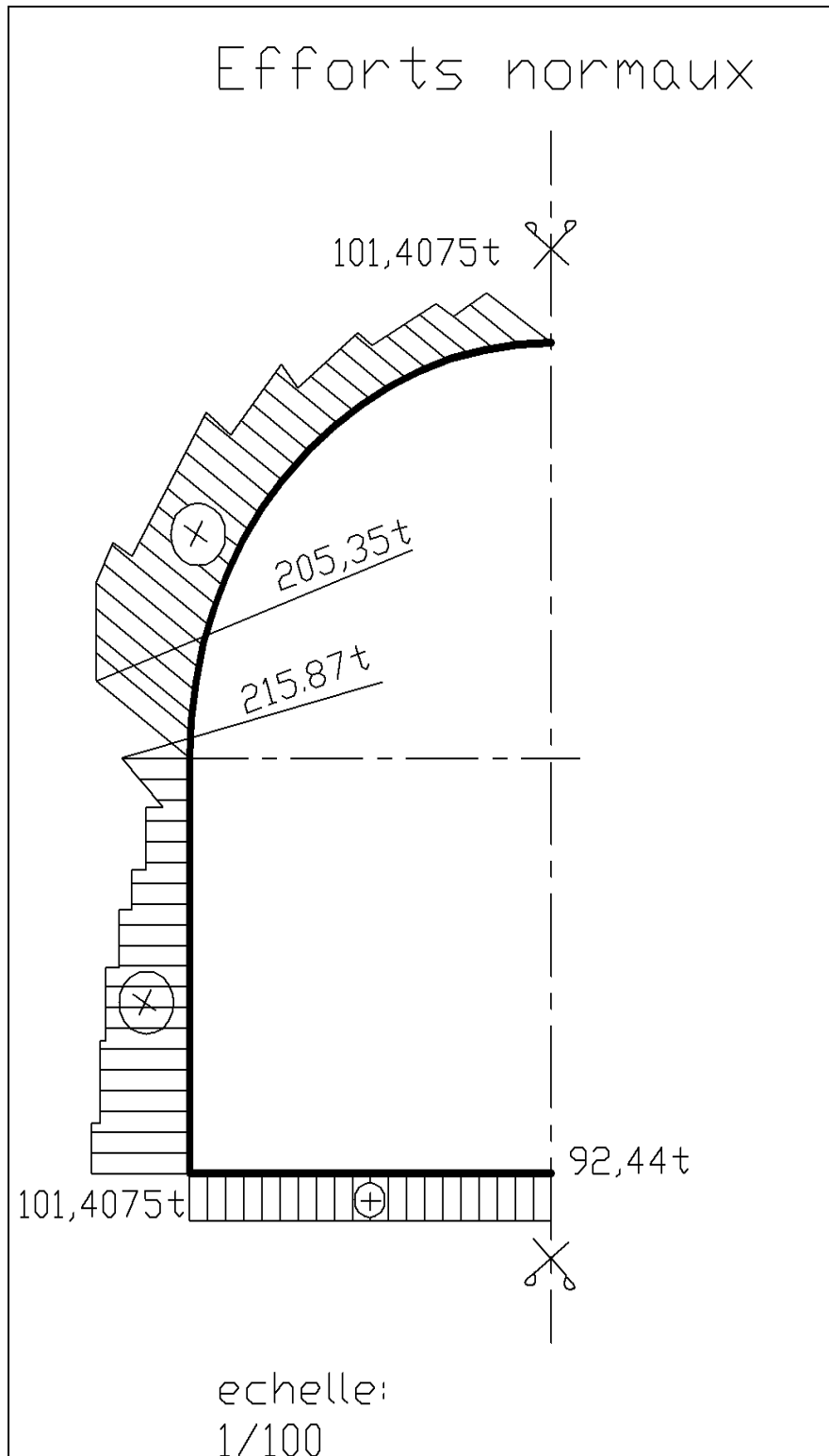


Figure (9- 1): *Diagramme des efforts tranchants*

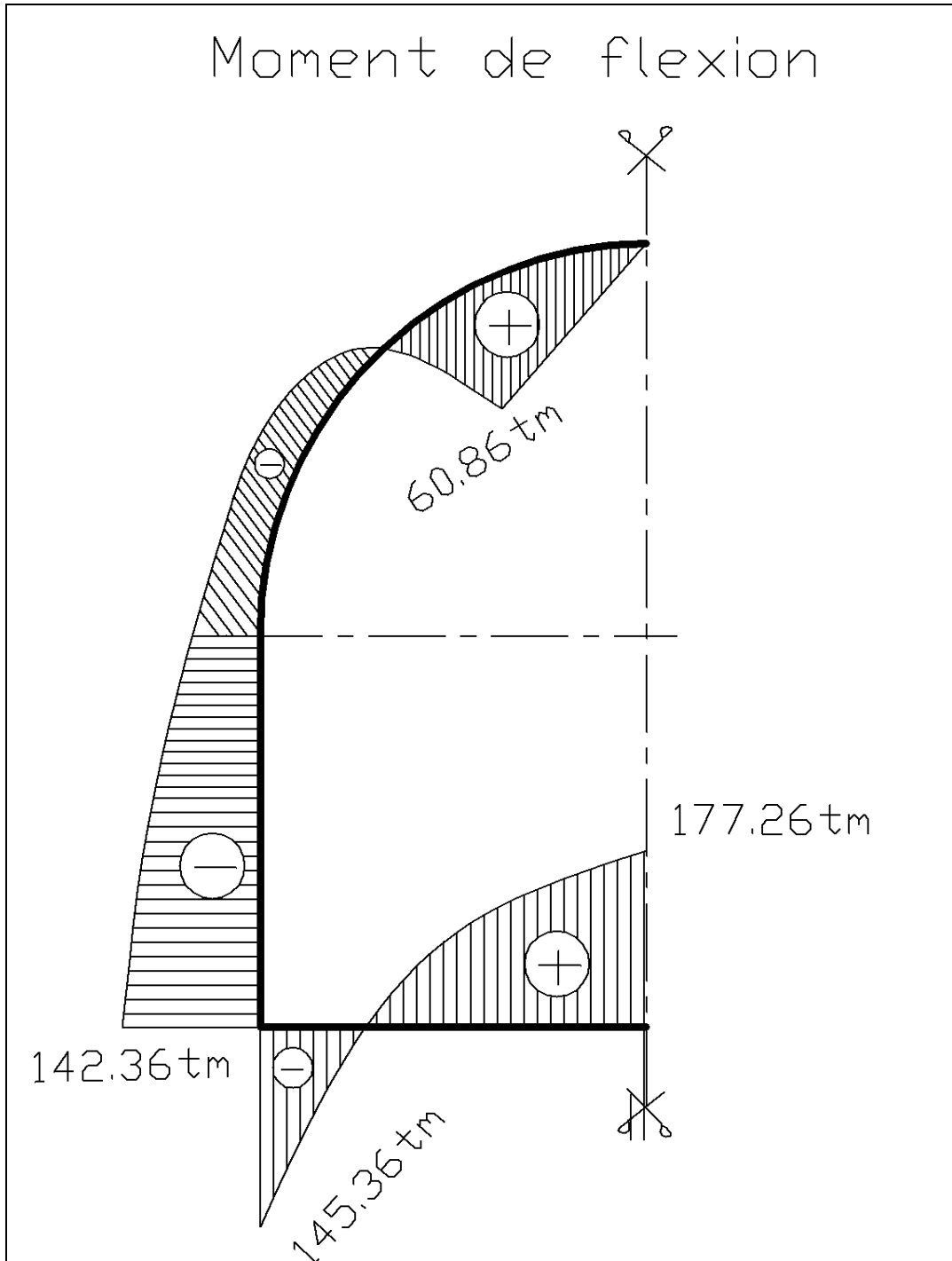


Figure (9- 2): Diagramme des moments de flexion

3. Calcul de ferrailage de la galerie

Le calcul de ferrailage des différents secteurs a été effectuée par le logiciel (Robot Expert v.17.5)

Les résultats obtenus sont représentés dans la suite

3.1. SECTEUR I

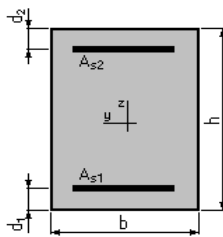
Calcul de Section

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa) Acier: $f_e = 200.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)
 $h = 100.0$ (cm)
 $d_1 = 5.0$ (cm)
 $d_2 = 5.0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N ⁰	Type	N (T)	M (T*m)
1.	ELS	98.72	60.86
2.	ELU	133.27	82.16

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 18.24$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 16.6$ (cm²)
 Section minimum $A_{s \text{ min}} = 20.0$ (cm²) Section maximum $A_{s \text{ max}} = 500.0$ (cm²)
 Théorique $\rho = 0.33$ (%)
 Minimum $\rho_{\text{min}} = 0.20$ (%) maximum $\rho_{\text{max}} = 5.00$ (%)

Analyse par Cas :**Cas N^O 1 : Type ELS N = 98.72 (T) M = 60.86 (T*m)**

Coefficient de sécurité : 1.27
 Position de l'axe neutre : $y = 35.3$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 83.2$ (cm)
 Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 6.2$ (MPa)
 Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 8.4$ (Mpa)

Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 157.6$ (Mpa)
 Comprimée : $\sigma_s' = 80.0$ (Mpa)
 Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s \text{ lim}} = 200.0$ (Mpa)

Cas N^O 2 : Type ELU N = 133.27 (T) M = 82.16 (T*m)

Coefficient de sécurité : 1.00 Pivot : A
 Position de l'axe neutre : $y = 20.6$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 86.8$ (cm)
 Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)
 Déformation du béton : $\varepsilon_b = 2.77$ (‰)
 Contrainte de l'acier :

tendue : $\sigma_s = 174.1$ (Mpa)
 comprimée : $\sigma_s' = 174.1$ (Mpa)

Vérification de Section**Capacités limites :**

	N (T)	M (T*m)
Etat Limite U ltime (fondamental)	867.86	0.00
Etat Limite de S ervice	898.77	0.00

Analyse par Etat :**Etat ELU N = 867.86 (T) M = 0.00 (T*m)**

Coefficient de sécurité : 1.00 Pivot : C
 Position de l'axe neutre : $y = + \text{infini}$
 Bras de levier : $Z = 45.0$ (cm)
 Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 2.00$ (‰)
 Déformation du béton : $\varepsilon_b = 2.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier :
 Comprimée : $\sigma_s' = 174.1$ (Mpa)

Etat ELS N = 898.77 (T) M = 0.00 (T*m)

Coefficient de sécurité : 1.00
 Position de l'axe neutre : $y = + \text{infini}$
 Bras de levier : $Z = 45.0 \text{ (cm)}$
 Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 8.4 \text{ (Mpa)}$
 Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 8.4 \text{ (Mpa)}$

Contrainte de l'acier :
 Comprimée : $\sigma_s' = 126.0 \text{ (Mpa)}$
 Contrainte limite de l'acier : $\sigma_s \text{ lim} = 200.0 \text{ (Mpa)}$

Donc les contraintes dans les aciers et dans le béton sont vérifiées.

Expertise de Section**Analyse par Cas :****Cas N^O 1 : Type ELS N = 98.72 (T) M = 60.86 (T*m)**

Coefficient de sécurité : 1.27
 Position de l'axe neutre : $y = 35.3 \text{ (cm)}$
 Contrainte du béton :
 Comprimée : $\sigma_{bc} = 6.2 \text{ (Mpa)}$
 Contrainte limite du béton :
 Comprimée : $0,6 f_{cj} = 8.4 \text{ (Mpa)}$
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 157.6 \text{ (Mpa)}$
 Comprimée : $\sigma_s' = 80.0 \text{ (Mpa)}$
 Contrainte limite de l'acier : $\sigma_s \text{ lim} = 200.0 \text{ (Mpa)}$

3.2. SECTEUR II

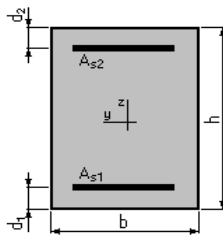
Calcul de Section

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa) Acier: $f_e = 200.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)
 $h = 100.0$ (cm)
 $d_1 = 5.0$ (cm)
 $d_2 = 5.0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N ⁰	Type	N (T)	M (T*m)
1.	ELS	215.87	142.36
2.	ELU	291.42	192.19

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 71.0$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 66.6$ (cm²)
 Section minimum $A_{s \text{ min}} = 14.0$ (cm²)
 Théorique $\rho = 1.45$ (%)
 Minimum $\rho_{\text{min}} = 0.15$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N⁰ 1: Type ELS N = 215.87 (T) M = 142.36 (T*m)

Coefficient de sécurité: 1.00
 Position de l'axe neutre: $y = 50.9$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 78.0$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 8.4$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 8.4$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_S = 109.3$ (MPa)

Comprimée: $\sigma_{S'} = 113.6$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{S \text{ lim}} = 200.0$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELU **N = 291.42 (T)** **M = 192.19 (T*m)**

Coefficient de sécurité: 1.08 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 49.7$ (cm)

Bras de levier: $Z = 75.1$ (cm)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_S = 3.20$ (‰)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3.50$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_S = 174.1$ (MPa) comprimée: $\sigma_{S'} = 174.1$
(MPa)

Vérification de Section

2. Résultats:

Capacités limites:

	N (T)	M (T*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	1045.26	0.00
Etat Limite de Service	1021.22	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	1326.95	0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU **N = 1045.26 (T)** **M = 0.00 (T*m)**

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: C

Position de l'axe neutre: $y = 130.9$ (cm)

Bras de levier: $Z = 45.0$ (cm)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_S = 2.86$ (‰)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 2.97$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Comprimée: $\sigma_{S'} = 174.1$ (MPa)

Etat ELS **N = 1021.22 (T)** **M = 0.00 (T*m)**

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 4263.1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 45.2$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 8.4$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 8.4$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_S = 109.4$ (MPa)

Comprimée: $\sigma_{S'} = 113.6$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{S \text{ lim}} = 200.0$ (MPa)

Donc les contraintes dans les aciers et dans le béton sont vérifiées.

Expertise de la Section

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELS N = 215.87 (T) M = 142.36 (T*m)

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 50.9$ (cm)

Contrainte du béton:

Comprimée: $\sigma_{bc} = 8.4$ (MPa)

Contrainte limite du béton:

Comprimée: $0,6 f_{cj} = 8.4$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_S = 109.4$ (MPa)

Comprimée: $\sigma_{S'} = 113.6$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{S \text{ lim}} = 200.0$ (MPa)

3.3. SECTEUR III

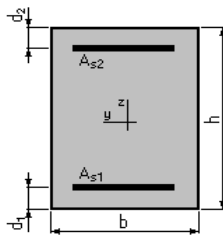
Calcul de Section

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa) Acier: $f_e = 200.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 30.0$ (cm)
 $h = 60.0$ (cm)
 $d_1 = 5.0$ (cm)
 $d_2 = 5.0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N ⁰	Type	N (T)	M (T*m)
1.	ELU	124.79	239.29
2.	ELS	92.44	177.26

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 125.1$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 95.5$ (cm²)
 Section minimum $A_{s \text{ min}} = 2.6$ (cm²)
 Théorique $\rho = 36.10$ (%)
 Minimum $\rho_{\text{min}} = 0.16$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N⁰ 1: Type ELU N = 124.79 (T) M = 239.29 (T*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 0.0$ (cm)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0.00$ (‰)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0.00$ (‰)

Cas N^o 2: Type ELS **N = 92.44 (T)** **M = 177.26 (T*m)**

Coefficient de sécurité: 1.02
 Position de l'axe neutre: $y = 26.8$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 46.1$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 8.2$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 8.4$ (MPa)

Contrainte de l'acier:
 Tendue: $\sigma_s = 130.3$ (MPa)
 Comprimée: $\sigma_s' = 100.3$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 200.0$ (MPa)

Vérification de la Section

Capacités limites:

	N (T)	M (T*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	977.29	0.00
Etat Limite de Service	719.20	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	1146.63	0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU N = 977.29 (T) M = 0.00 (T*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: C
 Position de l'axe neutre: $y = 67.1$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 28.2$ (cm)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 3.00$ (‰)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3.24$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 Comprimée: $\sigma_s' = 174.1$ (MPa)

Etat ELS N = 719.20 (T) M = 0.00 (T*m)

Coefficient de sécurité: 1.00
 Position de l'axe neutre: $y = 158.2$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 27.3$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 8.2$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 8.4$ (MPa)

Contrainte de l'acier:
 Tendue: $\sigma_s = 130.3$ (MPa)
 Comprimée: $\sigma_s' = 100.3$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 200.0$ (MPa)

Donc les contraintes dans les aciers et dans le béton sont vérifiées.

Expertise de la Section

Analyse par Cas:

Cas N^o 1: Type ELS N = 92.44 (T) M = 177.26 (T*m)

Coefficient de sécurité: 1.02

Position de l'axe neutre: $y = 26.8$ (cm)

Contrainte du béton:

Comprimée: $\sigma_{bc} = 8.2$ (MPa)

Contrainte limite du béton:

Comprimée: $0,6 f_{cj} = 8.4$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 130.3$ (MPa)

Comprimée: $\sigma_s' = 100.3$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_s \text{ lim} = 200.0$ (MPa)

3.4. Les sections d'aciers à mettre en place

3.4.1. Secteur I

$$A_{s2} = \max(A'_{\min}, A'_{\text{u}}) = 16.66 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} = \max(A_{\min}, A_{\text{u}}) = 20.0 \text{ cm}^2$$

3.4.1.1. Aciers principaux

$$A_{s1} = 20 \text{ cm}^2 \Rightarrow 11\text{T}16 (22.10 \text{ cm}^2) \text{ (voire tableau A annexes D)}$$

$$A_{s2} = 16.66 \text{ cm}^2 \Rightarrow 11\text{T}14 (16.92 \text{ cm}^2)$$

3.4.1.2. Aciers de répartition

$$A_{\text{t}} = A_{s1}/3 = 6.66 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5\text{T}14 (7.69 \text{ cm}^2)$$

$$A'_{\text{t}} = A'_{s2}/3 = 5.55 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5\text{T}12 (5.65 \text{ cm}^2)$$

3.4.2. Secteur II:

$$A_{s1} = \max(A'_{\min}, A'_{\text{u}}) = 71.0 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = \max(A_{\min}, A_{\text{u}}) = 66.6 \text{ cm}^2$$

3.4.2.1. Aciers principaux

$$A_{s1} = 71.0 \text{ cm}^2 \Rightarrow 9\text{T}32 (72.35 \text{ cm}^2) \text{ (voire tableau A annexes D)}$$

$$A_{s2} = 66.6 \text{ cm}^2 \Rightarrow 9\text{T}25 (64.31 \text{ cm}^2)$$

3.4.2.2. Aciers de répartition

$$A_{\text{t}} = A_{s1}/3 = 23.66 \text{ cm}^2 \Rightarrow 12\text{T}14 (24.11 \text{ cm}^2)$$

$$A'_{\text{t}} = A'_{s2}/3 = 22.2 \text{ cm}^2 \Rightarrow 12\text{T}16 (18.4632 \text{ cm}^2)$$

3.4.3. Secteur III:

$$A_{s2} = \max(A'_{\min}, A'_{\text{u}}) = 125.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} = \max(A_{\min}, A_{\text{u}}) = 95.5 \text{ cm}^2$$

3.4.3.1. Aciers principaux

$$A_{s1} = 125.1 \text{ cm}^2 \Rightarrow 10\text{T}40 (125.60 \text{ cm}^2) \text{ (voire tableau A annexes D)}$$

$$A_{s2} = 95.5 \text{ cm}^2 \Rightarrow 10\text{T}32 (80.38 \text{ cm}^2)$$

3.4.3.2. Aciers de répartition

$$A_{\text{t}} = A_{s1}/3 = 41.7 \text{ cm}^2 \Rightarrow 11\text{T}25 (53.96 \text{ cm}^2)$$

$$A'_{\text{t}} = A'_{s2}/3 = 31.83 \text{ cm}^2 \Rightarrow 11\text{T}20 (34.54 \text{ cm}^2)$$

Le schéma de ferrailage est représenté dans la figure suivante

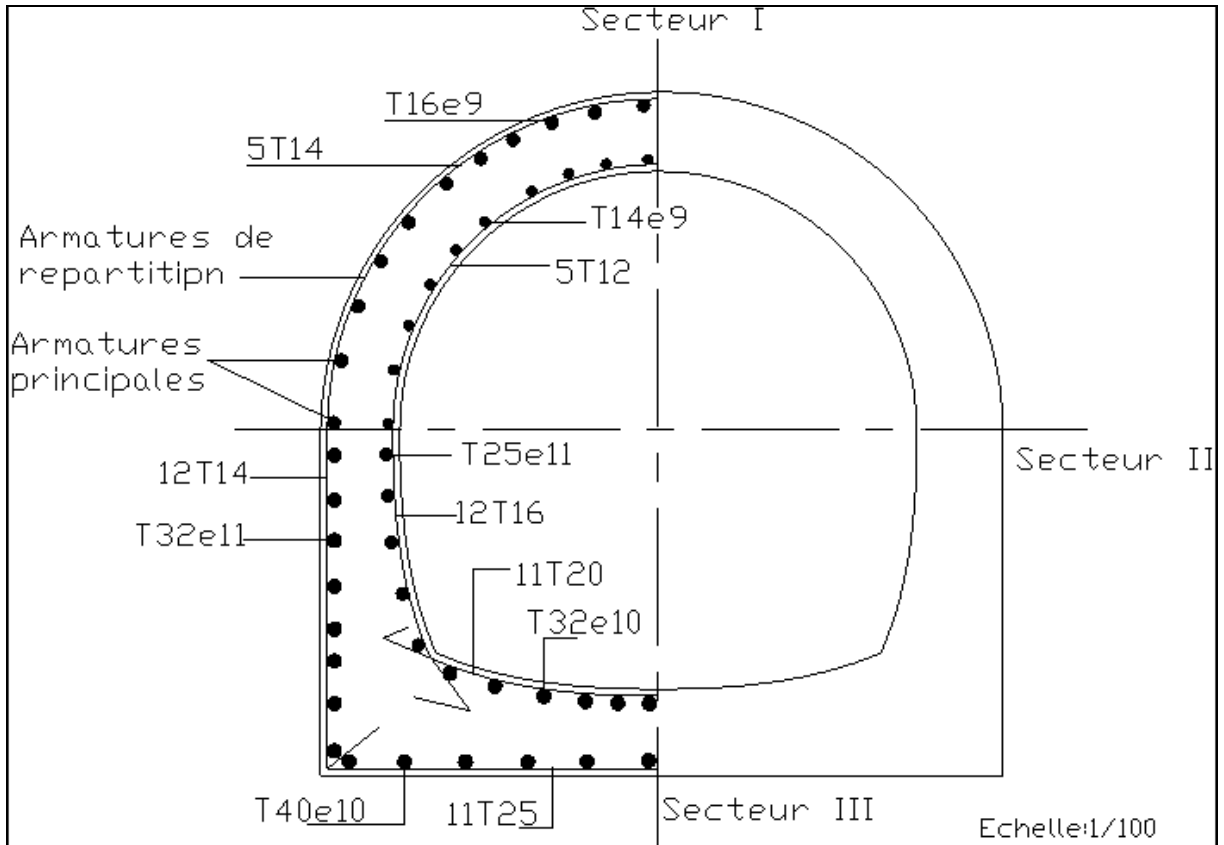


Figure (9- 3): schéma de ferrailage

Chapitre X

Protection et sécurité de travail

1. Introduction

La protection et la sécurité de travail comprennent tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs. Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent prendre naissance à tous moments, c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour promouvoir contre ces derniers.

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

Ces règlements contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et les dégâts humains et matériels dus à ces accidents. En ce qui concerne la sécurité pendant la période de construction et d'exploitation du barrage, la prévention contre les accidents de travail est indispensable.

2. Conditions dangereuses dans le chantier (14):

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

3. Actions dangereuses :

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Imprudence durant le travail.

- Mauvaise utilisation d'un outillage ou d'un engin.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Plaisanter ou se quereller.
- Adopter une position peu sûre.

4. Mesures préventives :

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

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

5. -Plan de sécurité adaptée aux travaux de réalisation:

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent la plupart du temps dans la réalisation du barrage on a proposé plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de soutènement et de fondation profondes. On a résumé ce plan dans le tableau suivant.

Tableau (10- 1) : plan de sécurité

Objectifs visés	Mesures appropriées à envisager
1) Prévenir les risques d'accident par chutes, chutes et engins de terrassement.	Disposition concernant : -La réalisation du chantier de jour comme nuit. -Les zones interdites au public. - Les précautions particulières à prendre en cas de brouillard. -Réglementation de la circulation , signalisation interne aux chantiers, dépôts (panneaux, repérages, etc.....).
2) Limiter les risques d'incidents lors de l'approvisionnement du chantier. Assurer la stabilité, la consolidation et la reprise des éléments stockés.	Repérage des lignes électriques.
3) Prévenir les accidents lors de l'utilisation du matériel :	Disposition à prendre pour le guidage des camions et des engins notamment lors des

De renversement des engins ; De l'éboulement des terrains ;	manœuvres en marche arrière.
4) Eviter les heurtes entre les engins et renversement des engins.	Interdiction de dépassement et de stationnement.
5) Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés.	-Définition des lieux de stockage des divers matériaux. -Moyens de calage de chargement et de déchargement.
6) Eliminer les surcharges en bordure des fouilles.	Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.
7) Prévenir les chutes des objets.	Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières.
8) Prévenir des ruptures des organes de levage.	Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules.
9) Heurts des personnes par les outils.	Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à une distance suffisant les uns des autres.

6. Conclusion :

La prévention devrait tendre à être appuyée sur les critères défensifs uniquement mais aussi il faut créer des progrès techniques et scientifiques en ce qui concerne le matériel utilisé de point de vue confort et facilité de manipulation.

Conclusion général

Les résultats des analyses et des investigations exécutées dans le cadre de l'étude de l'A.P.D du barrage BOUNACHI sur l'oued RABTA ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- La construction des ouvrages annexes du barrage BOUNACHI sur l'oued RABTA n'implique aucune difficulté technique particulière.

Le barrage BOUNACHI peut assurer la pérennité de l'irrigation, permettant ainsi le développement du secteur de l'agriculture avec la mise en valeur de nouvelles terres, l'intensification et la diversification des cultures

- La réalisation de barrage BOUNACHI offrira un grand nombre d'emplois dans les secteurs de l'exploitation du barrage, de l'agriculture et des services, que ce soit à court terme durant la phase de construction ou à long terme une fois le barrage en exploitation.

- L'exécution du projet entraînerait sans doutes des effets négatifs tels que : l'impacte sur l'environnement (la faune et la flore, la privation des viverrins de l'alimentation en eau à partir du fil d'eau de l'oued ...etc) Une étude d'impacte sur l'environnement est cependant nécessaire pour la proposition de mesures compensatoires.

Le projet du barrage de BOUNACHI est considéré comme un investissement primordial pour le pays, puisqu'il permettrait d'assurer les ressources hydriques nécessaires pour la survie des communautés

En fin, On peut dire que cette étude nous a permis de toucher presque à tout ce qui concerne l'étude de l'A.P.D et d'exécution des ouvrages annexes et on souhaite que ce travail représente vraiment les efforts qu'on a mis à disposition pour l'effectuer.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE :

- (1) **HASSANE M.** (Cours d'ouvrage hydrotechnique 5^{ème} Année ENSH- 2008-2009).
- (2) **M DUNGLAS** (cours d'ouvrage d'art 1^{er} 2^{ème} et 3^{ème} partie)
- (3) **RICHARD O. SINNIGER ; WILLI H. HAGER ;** 1988 : Constructions Hydrauliques (écoulements stationnaires) volume 15 pp376-408.
- (4) **JEAN-MAURICE DURAND ;** 25/03/1999 : Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale ; pp137-146.
- (5) **ANBT 2005** : Etude de faisabilité du barrage BOUNACHI.
- (6) **GERARD DEGOUTTEE(ENGREF) ;** 1997 : PETITS BARRAGES (Recommandation pour la conception, la réalisation, et le suivie) ; pp 93,94.
- (7) technique des barrages en aménagement rural
- (8) **ARMANDO LENCASTRE ;** 1983 : Hydraulique générale (édition revue et augmentée ; troisième tirage 2002) ; pp148.
- (9) **MAURICE BOUVARD, 1984** : Barrages mobiles et ouvrages de dérivation (à partir de rivières transportant des matériaux solides ; pp310
- (10) **TOUAIBIA B.** (Cours d'Hydrologie 3^{ème} Année et Régularisation des débits 4^{ème} année).
- (11) **NEHITI HAMID, 1993** : étude hydraulique et génie civile d la prise d'eau du barrage TILESDIT ; dirigé par YAHYA MOULOUDI
- (12): Documentation sur LOGICIEL Robot Millennium v.17.5
- (13) **VOLKOV** «Guide de la thèse de fin d'étude »Blida1986
- (14) **BENHAFID. M.S.** (cours de protection et sécurité de travail 5^{ème} année ENSH- 2008

ANNEXES

ANNEXES A

FICHES TECHNIQUES POUR LES SONDAGES DE RECONNAISSANCE SONDAGE **BF-1**

SITE DU BARRAGE : BOU NACHI
EMPLACEMENT : AXE – FOND DE VALLEE
FORAGE : PAR ROTATION
INCLINAISON SUR LA VERTICALE : SONDAGE VERTICAL
DIRECTION (azimut) : /
PROFONDEUR : 45 m
COORDONNEES APPROXIMATIVES: X = 4 061 190
Y = 610 518
COTE APPROXIMATIVE : Z = 132
DIAMETRE FINAL DU TROU : 86 mm
ESSAIS LUGEON : TRANCHES (3m) : 10
 PROFONDEUR : de 15 m à 45 m
 PRESSION : de 15m à 25m 0-1-2-3-2-1-0 bars
 de 25m à 35m 0-2-4-6-4-2-0 bars
 au- delà de 35m 0-3-6-10-6-3-0 bars
PIEZOMETRE /
ECHANTILLONS : DE ROCHES /
 DE SOLS : INTACTS 1
 REMANIES /
 D'ALLUVIONS ACTUELLES:
 REMANIES 3
 D'EAU /

SONDAGE **BF 2**

SITE DU BARRAGE : BOU NNACHI
EMPLACEMENT : AXE – FOND DE VALLEE
FORAGE : PAR ROTATION
INCLINAISON SUR LA VERTICALE : SONDAGE VERTICAL
DIRECTION (azimut) : /
PROFONDEUR : 45 m
COORDONNEES APPROXIMATIVES: X = 4 061 205
Y = 610 605
COTE APPROXIMATIVE : Z = 131
DIAMETRE FINAL DU TROU : 86 mm
ESSAIS LUGEON : TRANCHES (3m) : 10
 PROFONDEUR : de 15 m à 45 m
 PRESSION : de 15m à 25m 0-1-2-3-2-1-0 bars
 De 25m à 35m 0-2-4-6-4-2-0 bars
 Au-delà de 35m 0-3-6-10-6-3-0 bars
PIEZOMETRE /
ECHANTILLONS : DE ROCHES /
 DE SOLS : INTACTS 1
 REMANIES /
 D'ALLUVIONS ACTUELLES:
 REMANIES 3
 D'EAU /

SONDAGE **BF-3**

SITE DU BARRAGE : BOU NACHI
EMPLACEMENT : AXE – RIVE GAUCHE
FORAGE : PAR ROTATION
INCLINAISON SUR LA VERTICALE : SONDAGE VERTICAL
DIRECTION (azimut) : /
PROFONDEUR : 50 m
COORDONNEES APPROXIMATIVES: X = 4 061 155
Y = 610 295

COTE APPROXIMATIVE : Z = 164
 DIAMETRE FINAL DU TROU : 86 mm
 ESSAIS LUGEON : TRANCHES (3m) : 15
 PROFONDEUR : de 6 m à 50 m
 PRESSION : à 10m 0-1-2-3-2-1-0 bars
 De 10m à 20m 0-2-4-6-4-2-0 bars
 Au-delà de 20m 0-3-6-10-6-3-0 bars
 PIEZOMETRE OUI (35 m)
 ECHANTILLONS : DE ROCHES 1
 DE SOLS : INTACTS 1
 REMANIES /
 D'EAU /
 SONDAGE BF-4

SITE DU BARRAGE : BOU NACHI
 EMPLACEMENT : AXE – RIVE GAUCHE
 FORAGE : PAR ROTATION
 INLCINAISON SUR LA VERTICALE : SONDAGE VERTICAL
 DIRECTION (azimut) : /
 PROFONDEUR : 35 m
 COORDONNEES APPROXIMATIVES: X = 4 061 285
 Y = 610 270

COTE APPROXIMATIVE : Z = 154
 DIAMETRE FINAL DU TROU : 86 mm
 ESSAIS LUGEON : TRANCHES (3m) : 10
 PROFONDEUR : de 6 m à 35 m
 PRESSION : à 10m 0-1-2-3-2-1-0 bars
 De 10m à 20m 0-2-4-6-4-2-0 bars
 Au-delà de 20m 0-3-6-10-6-3-0 bars
 PIEZOMETRE OUI (30 m)
 ECHANTILLONS : DE ROCHES 1
 DE SOLS : INTACTS 1
 REMANIES /
 D'EAU /
 SONDAGE BF-5

SITE DU BARRAGE : M'DJEDEL
 EMPLACEMENT : AXE – RIVE GAUCHE
 FORAGE : PAR ROTATION
 INLCINAISON SUR LA VERTICALE : SONDAGE VERTICAL
 DIRECTION (azimut) : /
 PROFONDEUR : 60 m
 COORDONNEES APPROXIMATIVES: X = 562 866
 Y = 4 061 145

COTE APPROXIMATIVE : Z = 174
 DIAMETRE FINAL DU TROU : 86 mm
 ESSAIS LUGEON : TRANCHES (3m) : 19
 PROFONDEUR : de 3 m à 60 m
 PRESSION : à 5 m 0-1-2-3-2-1-0 bars
 de 5m à 20m 0-2-4-6-4-2-0 bars
 au-delà de 20m 0-3-6-10-6-3-0 bars
 PIEZOMETRE OUI (50 m)
 ECHANTILLONS : DE ROCHES 1
 DE SOLS : INTACTS 1
 REMANIES 1
 D'EAU /

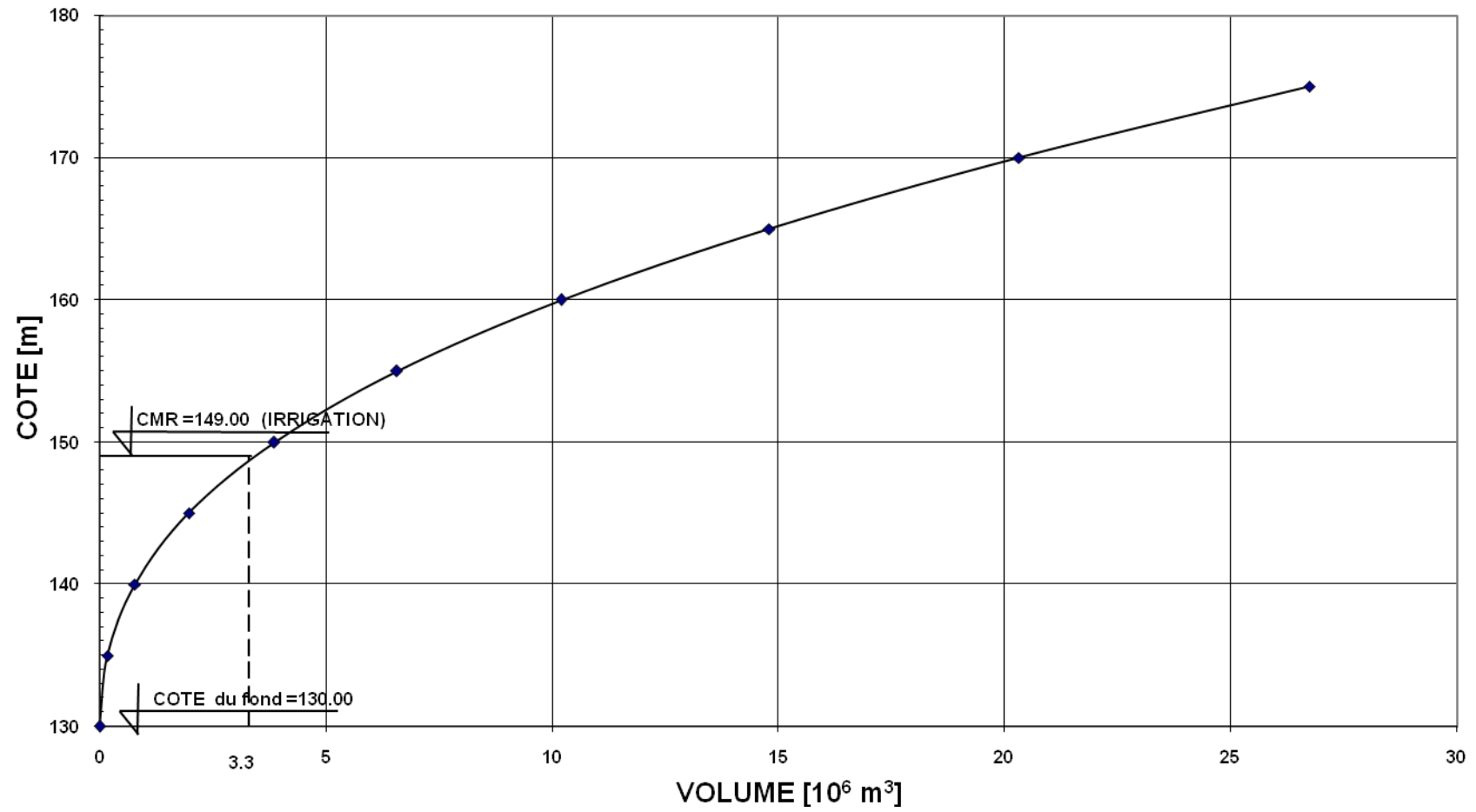
SONDAGE BF-6

SITE DU BARRAGE : M'DJEDEL
 EMPLACEMENT : AXE - RIVE GAUCHE
 FORAGE : PAR ROTATION
 INLCINAISON SUR LA VERTICALE : SONDAGE VERTICAL

ANNEXES B

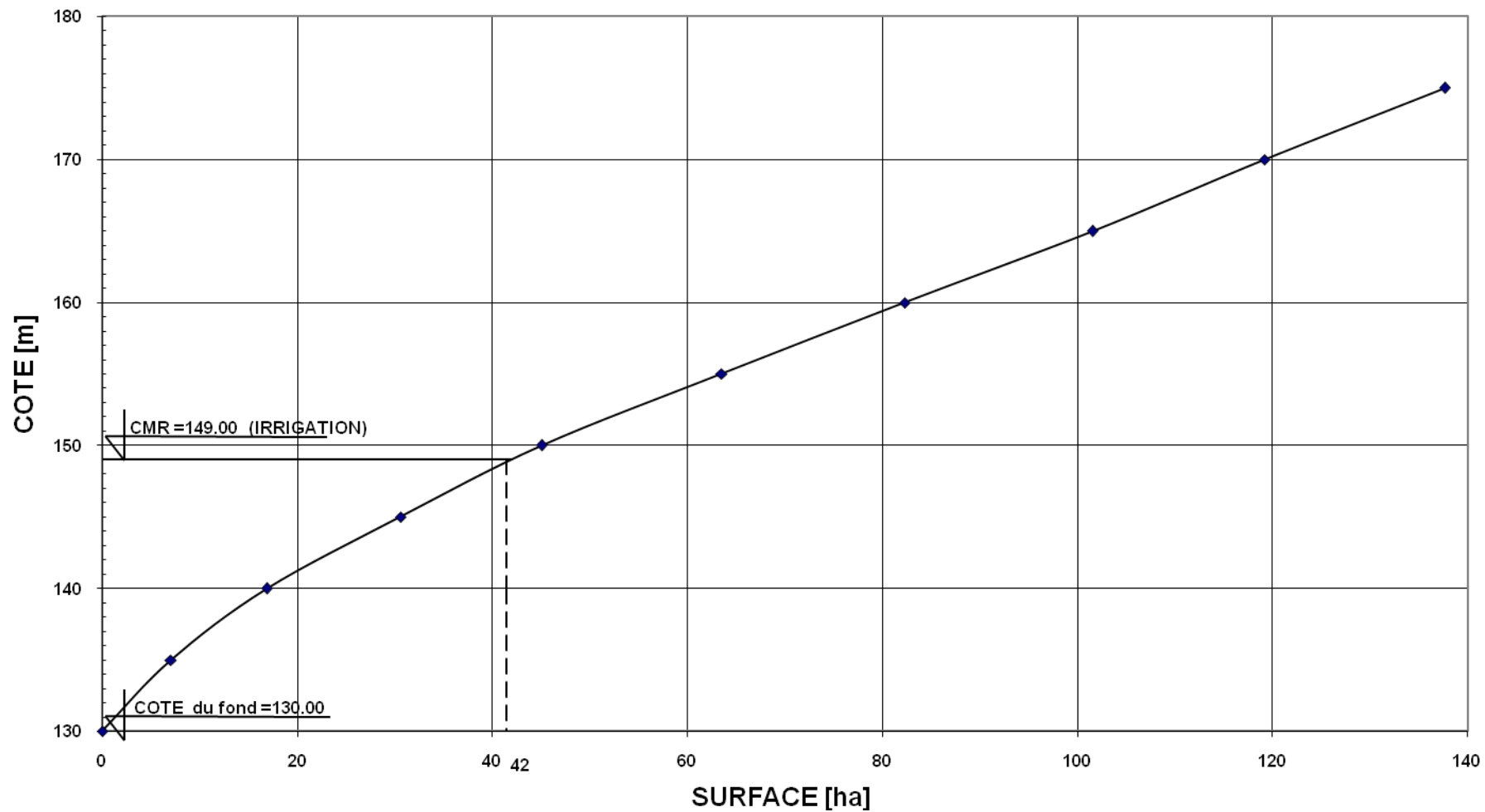
Cours d'eau : Rabta
Barrage et retenue : Bou Nachi
Site : Bou Nachi

COURBE VOLUME DE LA RETENUE



Cours d'eau : Rabta
Barrage et retenue : Bou Nachi
Site : Bou Nachi

COURBE SURFACE DE LA RETENUE

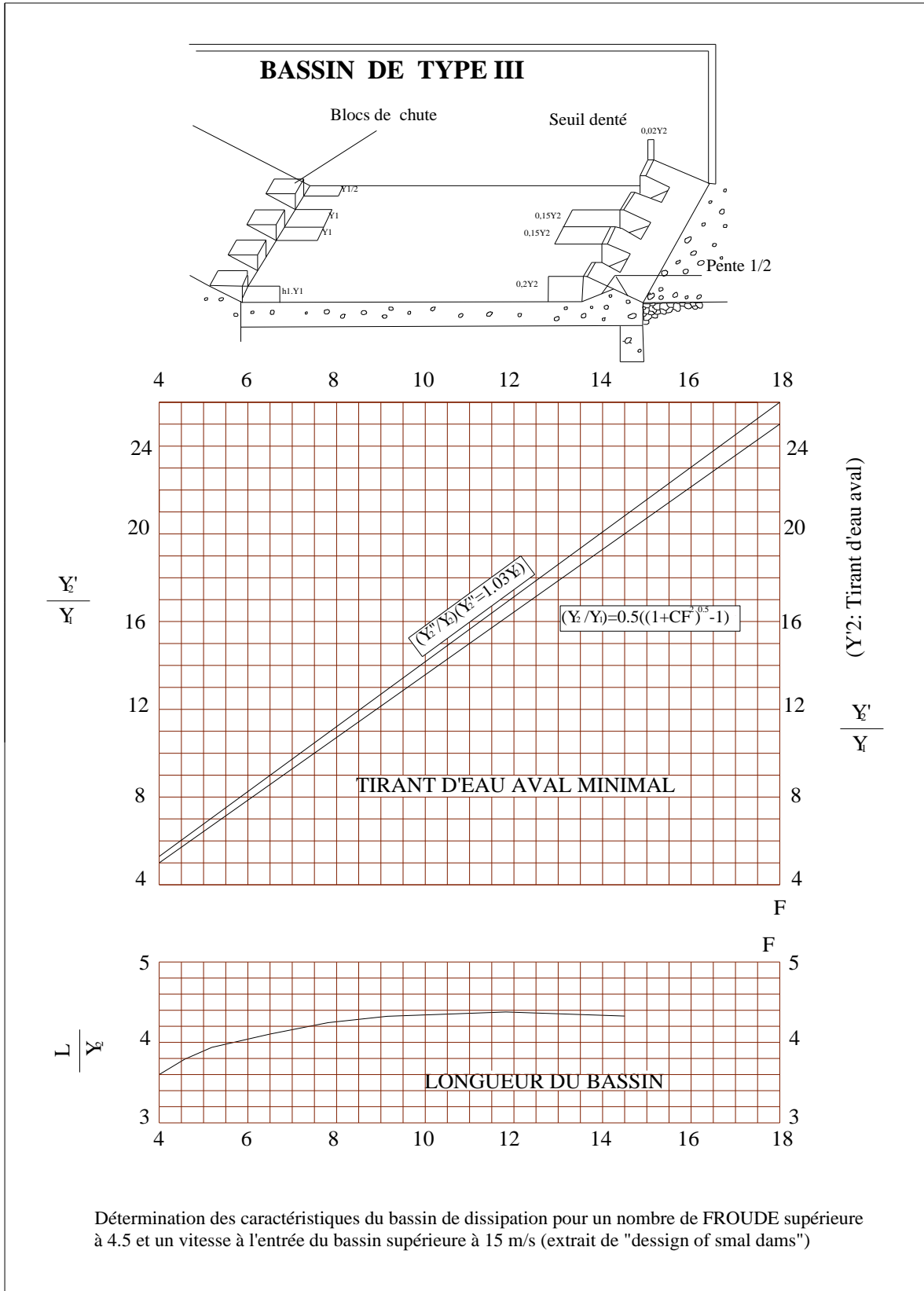


<i>Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes</i>									
<i>Mois</i>	<i>W (m3)</i>	<i>U (m3)</i>	<i>W-U (m3)</i>	<i>1ere consigne</i>			<i>2eme consigne</i>		
				<i>Vrf (m3)</i>	<i>Vri (m3)</i>	<i>S (m3)</i>	<i>Vrf (m3)</i>	<i>Vri (m3)</i>	<i>S (m3)</i>
				3.3	3.3		3.3	3.3	
<i>Octobre</i>	0.38	0	0.38	3.68	3.68		2.18	3.3	1.12
<i>Novembre</i>	1.735	0	1.735	5.415	5.415		3.5	4.54	1.04
<i>Décembre</i>	5.256	0	5.256	10.671	10.671		7.29	7.29	
<i>Janvier</i>	4.526	0	4.526	15.197	15.197		10.27	10.27	
<i>Février</i>	3.002	0	3.002	18.199	18.199		13.272	13.272	
<i>Mars</i>	3.623	0	3.623	21.822	19.7	1.002	16.895	16.895	
<i>Avril</i>	3.456	1.5	1.956	21.656	19.7	1.956	18.851	18.851	
<i>Mai</i>	2.809	3.36	-0.551	19.149	19.149	0	18.3	18.3	
<i>Juin</i>	0.771	4.95	-4.179	14.97	14.97		17.7	17.7	
<i>Juillet</i>	0.627	7.12	-6.493	8.477	8.477		10.02	10.02	
<i>Août</i>	0.397	3.95	-3.553	4.924	4.924		6.467	6.467	
<i>Septembre</i>	0.337	1.88	-1.543	3.381	3.381		4.924	4.924	
<i>Total</i>	26.919	22.76	2.159			2.159	3.3		2.159

Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Mois	W (m3)	U-P (m3)	W-(U-P) (m3)	1ere consigne			2eme consigne		
				Vrf (m3)	Vri (m3)	S (m3)	Vrf (m3)	Vri (m3)	S (m3)
				3.3	66000		3.3	3.3	0
<i>Octobre</i>	0.38	-0.051	0.431	3.731	3.731		1.503	3.3	1.01
<i>Novembre</i>	1.735	-0.062	1.797	5.528	5.528		2.3	3.3	1
<i>Décembre</i>	5.256	-0.074	5.33	10.858	10.858		5.888	5.888	
<i>Janvier</i>	4.526	-0.096	4.622	15.48	15.48		10.51	10.51	
<i>Février</i>	3.002	-0.121	3.123	18.603	18.603		13.633	13.633	
<i>Mars</i>	3.623	-0.152	3.775	22.378	19.7	2.01	17.408	17.408	
<i>Avril</i>	3.456	1.313	2.143	17.557	17.557	0	19.551	19.551	
<i>Mai</i>	2.809	3.171	-0.362	17.919	17.919	0	19.396	19.396	
<i>Juin</i>	0.771	4.761	-3.99	13.929	13.929		15.406	15.406	
<i>Juillet</i>	0.627	6.944	-6.317	7.612	7.612		9.089	9.089	
<i>Août</i>	0.397	3.819	-3.422	4.19	4.19		5.667	5.667	
<i>Septembre</i>	0.337	1.814	-1.477	3.3	3.3		4.19	4.19	
<i>Total</i>	26.919	22.76	2.01			2.01	3.3		2.01

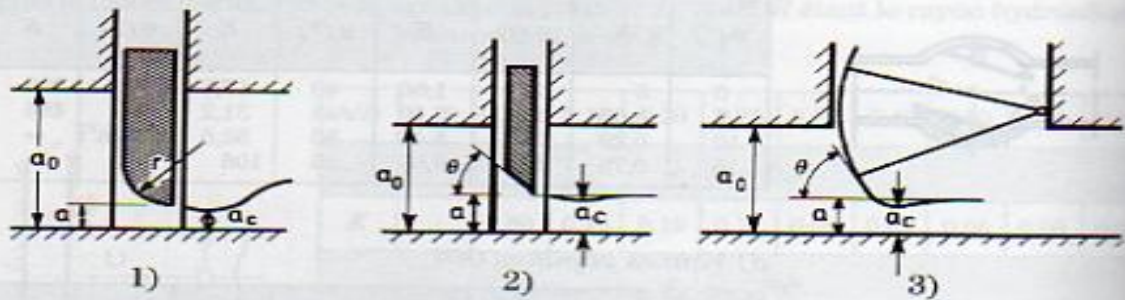
ANNEXES C



ANNEXES D

65 - Pertes de charge dans les vannes de grande dimension (1)

$$\Delta H = \frac{KU^2}{2g}$$



Ouverture relative : $a_r = \frac{a}{a_0}$

Coefficient de contraction $\eta = \frac{a_c}{a} = \frac{1}{1 + \sqrt{c(1-a^2)}}$

Dans le cas 1 : $c = 0,4/e^{16r/a}$;

r/a	0	0,02	0,06	0,08	0,10	0,15	0,20	0,25	0,27	0,29	0,31
c	0,400	0,290	0,153	0,111	0,081	0,036	0,016	0,007	0,005	0,004	0,003

Dans le cas 2 et 3 : $c = 0,4 \sin^3 \theta$

θ	0	10	20	30	40	50	60	70	80
c	0	0,002	0,016	0,050	0,106	0,180	0,260	0,332	0,382

Coefficient de perte de charge $K = K_1 + K_2 = K_1 + \left[\frac{1}{\eta a_r} - 1 \right]^2$

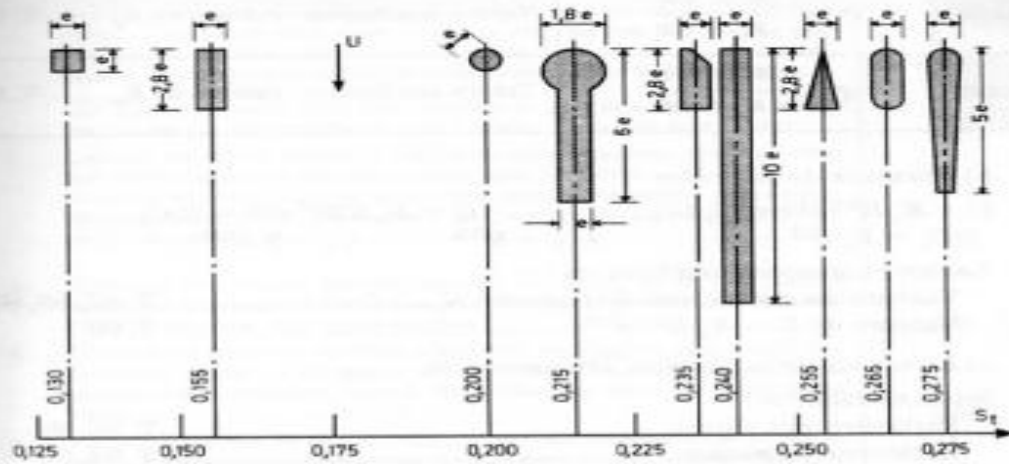
K_1 est le coefficient de perte de charge, dans le cas d'une vanne complètement ouverte : 0,10 à 0,20 dans le cas 1 et 2 ; 0,20 à 0,35, dans le cas 3.

(1) D'après CKIMITSKI - Coefficient de contraction de vannes-segment - Construction hydrotechnique (russe) - n° 11 - 1964 - cité par [39].

83 - Stabilité des grilles

D'après [39]

a. Nombre de Strouhal, S_r , en fonction de la forme du barreau en coupe



b. Coefficient de majoration, c , en fonction de la relation $(a + e) / e$

$\frac{a+e}{e}$	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	
c	2,15	1,7	1,4	1,2	1,1	1,05	1,03	1,01	1,0

29 - Position du centre de gravité G , aire S et carré du rayon de giration K^2 , pour diverses surfaces planes
 Extrait de [32] et [36]

Figure	Position du centre de gravité G	Aire S	Carré du rayon de giration K^2 (1)
	$V = \frac{2}{3} h = 0.6667 h$	$S = \frac{1}{2} bh = 0.5 bh$	$K_x^2 = \frac{h^2}{18} = 0.0556 h^2$
	$V = \frac{a}{\sqrt{2}} = 0.707 a$	$S = a^2$	$K_x^2 = \frac{a^2}{12} = 0.0833 h^2$
	$V = \frac{h}{2} = 0.5 h$	$S = bh$	$K_x^2 = \frac{h^2}{12} = 0.0833 a^2$
	$V = \frac{ab}{\sqrt{a^2 + b^2}}$	$S = ab$	$K_x^2 = \frac{a^2 b^2}{6(a^2 + b^2)}$
	$V = \frac{a \cos \theta + b \sin \theta}{2}$	$S = ab$	$K_x^2 = \frac{a^2 \cos^2 \theta + b^2 \sin^2 \theta}{12}$
	$V_1 = \frac{h}{3} \cdot \frac{2b+a}{b+a}$ $V_2 = \frac{h}{3} \cdot \frac{b+2a}{b+a}$	$S = h \cdot \frac{b+a}{2}$	$K_x^2 = \frac{h^2}{18} \cdot \frac{a^2 + 4ab + b^2}{(a+b)^2}$
	$V = R$	$S = \pi R^2 = 3.1416 R^2$	$K_x^2 = \frac{R^2}{4} = 0.25 R^2$
	$V_1 = 0.5756 R$ $V_2 = 0.4244 R$	$S = \frac{\pi R^2}{2} = 1.5708 R^2$	$K_x^2 = 0.0699 R^2$ $K_y^2 = \frac{R^2}{4} = 0.25 R^2$
	$V = 0.5756 R$	$S = \frac{\pi R^2}{4} = 0.7854 R^2$	$K_x^2 = 0.0700 R^2$

Figure	Position du centre de gravité G	Aire S	Carré du rayon de giration K^2 (1)		
	$V = 0,2234 R$	$S = R^2 \left(1 - \frac{\pi}{4}\right) = 0,2146 R^2$	$K_x^2 = 0,0349 R^2$		
	$V_1 = R \left(1 - \frac{2 \sin \alpha}{3 \alpha}\right)$ $V_2 = 2 R \frac{\sin \alpha}{3 \alpha}$	$S = \alpha R^2$ (α en radians)	$K_x^2 = \frac{R^2}{4} \left(1 + \frac{\sin 2 \alpha}{2 \alpha} - \frac{16 \sin^2 \alpha}{9 \alpha^2}\right)$ $K_y^2 = \frac{R^2}{4} \left(1 - \frac{\sin 2 \alpha}{2 \alpha}\right)$		
	$V_1 = R \left(1 - \frac{4 \sin^3 \alpha}{6 \alpha - 3 \sin 2 \alpha}\right)$ $V_2 = R \left(\frac{4 \sin^3 \alpha}{6 \alpha - 3 \sin 2 \alpha} - \cos \alpha\right)$	$S = \frac{R^2}{2} (2 \alpha - \sin 2 \alpha)$ (α en radians)	$K_x^2 = \frac{R^2}{4} \times \left(1 + \frac{2 \sin 2 \alpha \cdot \sin^2 \alpha}{2 \alpha - \sin 2 \alpha} - \frac{64 \sin^6 \alpha}{9 (2 \alpha - \sin 2 \alpha)^2}\right)$ $K_y^2 = \frac{R^2}{4} \left(1 - \frac{2 \sin 2 \alpha \sin^2 \alpha}{3 (2 \alpha - \sin 2 \alpha)}\right)$		
	$V = a$	$S = \pi ab = 3,1416 ab$	$K_x^2 = \frac{a^2}{4}$ $K_y^2 = \frac{b^2}{4}$		
	$V_1 = \frac{3}{5} a = 0,6 a$ $V_2 = \frac{2}{5} a = 0,4 a$	$S = \frac{\pi}{2} ab = 1,5708 ab$	$K_x^2 = 0,0582 a^2$ $K_y^2 = 0,1698 b^2$		
	$V_1 = \frac{a}{2 \operatorname{tg} \alpha}$ $V_2 = \frac{a}{2 \sin \alpha}$	$S = \frac{1}{4} n a^2 \cot \alpha = 0,25 n \cot \alpha \cdot a^2$	$K_1^2 = \frac{12 V_1^2 + a^2}{48}$ $K_2^2 = \frac{6 V_2^2 - a^2}{24}$		
Polygone régulier à n côtés	n	α	$\frac{1}{2} \sin \alpha$	$\frac{1}{2} \operatorname{tg} \alpha$	$0,25 n \cot \alpha$
	5	36°	0,8506	0,6882	1,7205
	6	30°	1,0000	0,8660	2,5981
	7	25° 42' 51",4	1,1537	1,0397	3,6339
	8	22° 30'	1,3066	1,2071	4,8284
	9	20°	1,4619	1,3737	6,1818
10	18°	1,6180	1,5388	7,6942	
12	15°	1,9318	1,8660	11,1962	

Tableau A : les sections d'aciers en fonction de nombre des barres

diamètre normalisé(m)	T (cm)	section (cm ²)	section x nombre des barres								
			2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	0.6	0.28	0.57	0.85	1.13	1.41	1.70	1.98	2.26	2.54	2.83
8	0.8	0.50	1.00	1.51	2.01	2.51	3.01	3.52	4.02	4.52	5.02
10	1	0.79	1.57	2.36	3.14	3.93	4.71	5.50	6.28	7.07	7.85
12	1.2	1.13	2.26	3.39	4.52	5.65	6.78	7.91	9.04	10.17	11.30
14	1.4	1.54	3.08	4.62	6.15	7.69	9.23	10.77	12.31	13.85	15.39
16	1.6	2.01	4.02	6.03	8.04	10.05	12.06	14.07	16.08	18.09	20.10
20	2	3.14	6.28	9.42	12.56	15.70	18.84	21.98	25.12	28.26	31.40
25	2.5	4.91	9.81	14.72	19.63	24.53	29.44	34.34	39.25	44.16	49.06
32	3.2	8.04	16.08	24.12	32.15	40.19	48.23	56.27	64.31	72.35	80.38
40	4	12.56	25.12	37.68	50.24	62.80	75.36	87.92	100.48	113.04	125.60

