

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Ouvrages Hydrotechniques

THEME :

**ETUDE DE LA VARIANTE DES OUVRAGES
ANNEXES (DERIVATION PROVISoire, VIDANGE
DE FOND ET PRISE D'EAU) DU BARRAGE DE
CHERCHAR (W.SKIKDA)**

Présenté par :

M^r BADJADJA ABDELMOUMENE

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
M^r M.K.MIHOUBI	M C.A	Président
M^r M.BACHIR CHERIF	MA.B	Examineur
M^{eme} N.HADJ SADOK	MA.A	Examinatrice
M^r M. D BENSALAH	MA.A	Examineur
M^r A.HEBBOUCHE	MA.A	Promoteur

Septembre 2012

œ Dédicace œ

Je dédie ce modeste travail à :

Mes chers parents

Ma chère fiancée

Mes chers frères et ma chère sœur ainsi que sa fille l'adorable Sérine

Toute ma grande famille de près et de loin

Tous mes amis

Toute personne ayant contribué à sa réalisation

BADJADJA ABDELMOUMENE

❧ Remerciements ❧

Avant tout, je remercie le bon Dieu qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de force et de sagesse, ainsi que la bonne volonté pour achever ce modeste travail.

*Ces quelques lignes ne vont jamais exprimer à la juste valeur ma reconnaissance à l'égard de mon promoteur **Mr HEBBOUCHE**, pour sa patience et son aide qu'il m'a offert durant la période de réalisation de ce travail.*

Toute gratitude à mes professeurs et enseignants qui m'ont guidé au cours de la formation d'ingénieur, et mes respects aux membres de jury qui me feront l'honneur d'apprécier ce travail.

Je remercie tout mes collègues les étudiants de l'ENSH

*Mes derniers remerciements, mais non les moindres s'adressent à tous mes amis de la promotion 2012, pour avoir beaucoup de sollicitudes et de chaleur humaine dont nous avons tant besoin, à savoir : **AISSA, YACINE, AMINE, YUCEF, HALIM, AYOUB, BILAL, NOUREDDINE, SMAIL, ABDERAHMENE, ISHAK, NASRO** et les autres ...*

قمنا في هذه المذكرة بدراسة تقنية شاملة على مستوى "وادي شرشار" (ولاية سكيكدة) لانجاز سد لسقي الأراضي الفلاحية و التزويد بالمياه الصالحة للشرب.
بعد القيام بدراسة جيولوجية و جيوتقنية ثم دراسة هيدرولوجية معمقة قمنا بدراسة مفصلة للمنشآت الملحقة للسد مع احترام كل العوامل الأساسية مثل تضاريس و جيولوجيا المنطقة و نوع السد و مدة الاستعمال بالإضافة الى جميع المشاكل المتعلقة بالاستغلال طويل المدى للسد.

Résumé :

Dans le présent mémoire nous avons fait une étude technique complète sur l'oued CHERCHAR (Wilaya de SKIKDA) pour l'implantation d'un barrage destiné à l'irrigation et l'alimentation en eau potable.

Après avoir fait élaboré une étude géologique et géotechnique ensuite une étude hydrologique approfondie nous avons fait une étude détaillé de la conception des ouvrages annexes du barrage en respectant les facteurs essentiels tels que la topographie et la géologie du site, le type du barrage, la durée de fonctionnement et les problèmes d'exploitation pendant la durée de vie du barrage.

Abstract:

In the present report we made a complete technical study on the wadi CHERCHAR (State of SKIKDA) for the establishment of a Small dam, intended for the irrigation and the supply drinking water.

After having made prepared a geological and géotechnical investigation, then a thorough hydrological study we made a detailed study of the additional works of the dam with respecting the main factors such as topography and geology of the site, the type of dam, the uptime and the operationnal problems during the lifespan of the dam.

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE :	1
Objectif :	1

Chapitre I : Memoire de Synthese

I.1. SITUATION GEOGRAPHIQUE :	2
I.2. LA GEOLOGIE DE LA ZONE D'ETUDE.....	3
I.3.HYDROGEOLOGIE :	5
I.4.LA GEOPHYSIQUE DE LA ZONE D'ETUDIE :	7
I.5. SISMICITE DE LA ZONE D'ETUDE :	8
I.6.ETANCHEITE DE LA CUVETTE :	9
I.7.FONDATION DE BARRAGE ET SES OUVRAGES ANNEXES :	10
I.8.DESCRPTION DES MATERIAUX DISPONIBLES :	11
I.9. ZONES D'EMPRUNT ET QUANTITE DE MATERIAUX :	12
I.10. CARACTERISTIQUES HYDROLOGIQUES :	14
I.11.ETUDE DE SEDIMENTATION :	17

Chapitre II : Etude Hydrologique

Introduction :	18
II.1. Caractéristiques du bassin versant:	18
II.2. Evaluation des apports liquides :	31
II.3. Evaluation des apports solides:	34
II.4. Etude des crues :	34
II.5. Etude de Régularisation :	38
II.6. Laminage des crues :	47

Chapitre III: Etude de la dérivation provisoire

Introduction :	49
III.1. Type d'ouvrages de dérivation provisoire :	49
III.2. Choix de la crue de dimensionnement :	50
III.3. Succession des travaux :	50
III.4. Dimensionnement de la dérivation provisoire :	50

Chapitre IV : Etude de la vidange de fond

Introduction :	68
IV.1. But de l'étude :	68
IV.2. Effet de l'alluvionnement sur la capacité de la retenue :	69
IV.3. Types d'ouvrage de vidange :	69
IV.4. Choix de type de vidange :	70
IV.5. Recommandation pour les dispositifs de l'ouvrage de vidange :	70
IV.7. Calcul de la vidange de fond :	71
IV.8. Conclusion :	77

Chapitre V: Etude de la prise d'eau

Introduction :	78
V.1. Types des prises d'eau :	78
V.2. Choix de type de prise :	80
V.3. Qualité des eaux prélevées :	80
V.4. Calcul hydraulique de la conduite de prise d'eau :	80
V.5. Conclusion :	82

Chapitre VI : Etude des équipements hydromécaniques

Introduction :	83
VI.1. Les vannes :	83
VI.2. Les grilles de protection :	87
Conclusion :	89

Chapitre VII : Calcul du génie civil

VII.1. Calcul des charges sur la galerie :	90
VII.2. Calcul des efforts tranchants, normaux, et les moments de flexion :	91
VII.3. Calcul de ferrailage de la galerie :	94

Chapitre VIII : Organisation de chantier

Introduction :	104
VIII.1. Travaux de réalisation :	104
VIII.2. Les moyens de chantier :	104
VIII.3. Programme des travaux :	105
VIII.4. Planification :	105
VIII.5. Les plannings :	107
VIII.6. Délai de construction et programme des travaux :	107
VIII.7. Symboles des différentes opérations :	108
VIII.8. Détermination du chemin critique :	108
Conclusion :	108
CONCLUSION GENIRALE.....	109
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	110

CHAPITRE I

Tableau I-1 : Résumé des profondeurs des nappes phréatiques le long de l'axe de la digue principale, digue de col, l'évacuateur de crue et la galerie.....	6
Tableau I-2 : Résumé des essais de Lugeon et l'évaluation.....	7
Tableau I.3 Coefficients d'accélération du séisme.....	9
Tableau I.4 : Résumé des données climatiques moyennes mensuelles mesurées à la station climatique de Skikda ; Source [ANRH].....	14
Tableau I.5 : Evapotranspiration, par le calcul de Penman (en mm).....	14
Tableau I.6 : Evaporation Moyenne Mensuelle de Symons-bac (en mm).....	15
Tableau I.7 : précipitations moyennes dans la région.....	16
Tableau I.8 : Paramètres hydrologiques principaux.....	17

CHAPITRE II

Tableau (II. 1) : Coordonnées de la courbe hypsométrique.....	18
Tableau (II.2): Températures moyennes, maximale et minimale de Skikda.....	23
Tableau (II.3): Humidités à Skikda.....	23
Tableau (II.4): Vitesse moyenne du vent (en m/s) -Station de Skikda-.....	23
Tableau (II.5): Insolation, nébulosité et radiations solaires mensuelles.....	24
Tableau (II.6): Précipitations moyennes dans la région.....	24
Tableau (II.7) : Stations pluviométriques utilisées pour le B.V de Charchar.....	24
Tableau (II.8) : Répartition mensuelle de la pluie moyenne.....	24
Tableau (II.9) : Paramètres statistiques des pluies max journalières.....	25
Tableau(II-10): Ajustement a la loi de GUMBEL.....	25
Tableau (II.11) : Ajustement a la loi normale.....	26
Tableau(II.12): Ajustement a la loi log normale.....	27
Tableau (II.13): Intensité pour les différentes fréquences.....	29
Tableau(II.14) : Apports moyens interannuels.....	33
Tableau (II.15) : Répartition mensuelle de l'apport moyen.....	33
Tableau (II.16): Récapitulatif des coefficient de variation C_v	34
Tableau(II.17) : Apports fréquentiels.....	35
Tableau (II.18) : Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%.....	35
Tableau (II.19) : Pluies de courte durée.....	36
Tableau (II.20) : Pointe de Crue Annuelle enregistrée à la station hydrométrique CODE : 09-03-01.....	37
Tableau (II.21): Débits de pointe de crue basés sur les valeurs K transférée.....	38

Tableau II-22 : Débits de pointe de crue recommandés (m^3/s) pour le bassin versant du barrage de Charchar.....	38
Tableau (II.23) : Crue de projet recommandée [source CNAGB].....	39
Tableau (II.24) : Répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation Et AEP.....	40
Tableau II.25 : Valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques de la Cuvette.....	44
Tableau II-26 : Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.....	50

CHAPITRE III

Tableau (III.1) : Calcul des tirants d'eau en fonction des largeurs.....	54
Tableau (III.2) : Niveau de l'eau en fonction du débit dans le lit de l'oued.....	55
Tableau (III.3) : $Q = f(D)$	57
Tableau (III.4) : $H_{dév}=f(T)$	57
Tableau (III.5) : résultats de laminage.....	58
Tableau (III.6) : Récapitulatif des hauteurs et largeurs en crête du batardeau.....	59
Tableau (III.7) : Paramètres hydrauliques.....	61
Tableau (III.8) : coût total.....	61
Tableau (III.9) : Niveau de la crête du batardeau en fonction du diamètre de la conduite.....	62
Tableau (III.10) : Vérification du régime torrentiel dans la conduite de dérivation.....	63
Tableau (III.11) : Valeurs de C en fonction des pentes de talus et δ	68
Tableau (III.12) : Epaisseur de la couche en fonction de la hauteur des vagues.....	68

CHAPITRE IV

Tableau (IV.1) : type de vidange de fond en fonction de $H^2 \sqrt{V}$	74
Tableau (IV.2) : Calcul d'intégration numérique par la méthode de Simpson.....	79

CHAPITRE V

Tableau (V.1) : La distribution mensuelle de la demande.....	84
---	----

CHAPITRE VIII

Tableau (VIII.1) : symboles des opérations.....	112
--	-----

CHAPITRE I

Figure (I-1) : <i>Emplacement du Site de barrage</i>	2
Figure I.2 : <i>Carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A 99 modifié en2003</i>	9
Figure (I.3) : <i>l'emplacement des zones d'emprunts de barrage charchar</i>	13
Figure (I.4) : <i>les isolignes de l'Évapotranspiration Moyenne Annelle pour les bassins versants du barrage de Charchar</i>	15
Figure (I.5) : <i>Carte pluviométrique des PMA</i>	16

CHAPITRE II

Figure (II.1) : <i>Courbe hypsométrique du bassin versant de l'oued Cherchar</i>	18
Figure (II.2) : <i>Réseau hydrographique du bassin versant</i>	19
Figure (II.3) : <i>Histogramme des températures maximales et minimales à Skikda en fonction de temps</i>	23
Figure (II.4) : <i>Histogramme des humidités à Skikda en fonction de temps</i>	23
Figure (II.5) : <i>Répartition mensuelle de la pluie moyenne</i>	25
Figure (II.6) : <i>Ajustement à la loi de GUMBEL</i>	26
Figure (II.7) : <i>Ajustement à la loi normale</i>	26
Figure (II.8) : <i>Ajustement a la loi log normale</i>	27
Figure (II.9) : <i>Pluie de Courte Durée</i>	30
Figure (II.10) : <i>Courbes intensité durée fréquence</i>	30
Figure (II.11) : <i>Répartition mensuelle des apports</i>	34
Figure(II.12) : <i>Distribution probabiliste loi de GALTON (loi log normale) utilisée pour la distribution des pointes de crues de la station hydrométrique 03-09-1</i>	37
Figure (II.13) : <i>Hydrogrammes des crues pour différentes périodes de retour</i>	39
Figure (II.14) : <i>Courbes caractéristiques de la retenue</i>	41
Figure (II.15) : <i>Graphique d'exploitation (sans pertes)</i>	43
Figure (II.16) : <i>Graphique d'exploitation (avec pertes)</i>	45
Figure (II.17) : <i>Courbe réduite des valeurs cumulées</i>	48
Figure (II.18) : <i>Courbes $H = f(Q,q)$</i>	49
Figure (II.19) : <i>Courbes $V = f(Q,q)$</i>	50

CHAPITRE III

Figure (III.1): <i>courbe de tarage</i>	55
Figure (III.2): <i>Schéma de calcul</i>	60
Figure (III.3): <i>Courbe d'optimisation de la dérivation provisoire</i>	62

CHAPITRE IV

Figure (IV.1) : <i>Courbe Surface-Hauteur</i>	77
Figure (IV.2) : <i>La fonction $\frac{A(h)}{\sqrt{H}} = f(h)$</i>	78

CHAPITRE VI

Figure (VI.1) : <i>écoulement dans une galerie à aération forcée superficielle</i>	87
Figure (VI.2) : <i>grille, panneau, barreaux</i>	90

CHAPITRE VII

Figure (VII.1) : <i>Diagramme des efforts tranchants</i>	96
Figure (VII.2) : <i>Diagramme des moments de flexion</i>	97
Figure (VII.3) : <i>schéma de ferrailage de la galerie</i>	107

INTRODUCTION :

L'eau est une ressource rare et précieuse, indispensable pour tout développement économique à savoir agricole ou industriel, elle est la source de la vie, sa demande est en croissance permanente et pour la satisfaire, on a recours à la mobilisation en construisant les ouvrages hydrauliques tels que les barrages.

Nous avons traité l'étude et la conception des ouvrages annexes (dérivation provisoire, prise d'eau et vidange de fond) du barrage CHARCHAR dans la wilaya de Skikda.

Le choix de ce dernier dépend essentiellement des facteurs suivants : Le débit, la qualité des prévisions des crues, la durée de fonctionnement, la topographie, la géologie, le type de barrage et les problèmes d'exploitation; Ces facteurs nous dirigent vers l'implantation des ouvrages annexes les plus favorables et les moins coûteux.

OBJECTIF :

Les ouvrages annexes constituent la partie sollicitée d'un aménagement hydraulique. En conséquence, il est primordial de concevoir ces ouvrages en respectant les critères et les exigences techniques et économiques. Une étude de variantes s'avère nécessaire pour la réussite d'un tel projet. L'objectif de notre mémoire de fin d'études et de réaliser une étude de la conception des ouvrages annexes (dérivation provisoire, prise d'eau et vidange de fond) du barrage de CHARCHAR (WILAYA DE SKIKDA).

Chapitre 01

Memoire de synthèse

I.1. SITUATION GEOGRAPHIQUE :

Le site du Barrage de Charchar et son bassin versant sont situés à peu près 13 km au sud-ouest de la wilaya de Skikda. Le site du barrage est situé tout juste en aval du confluent des oueds Hamida et Cherrioua. dans une région à pluviométrie d'environ 780 mm par an. L'eau provenant du barrage de Charchar serait surtout utilisée pour l'irrigation dans la région en aval du barrage. AEP de Zardezas, El Harouch, Ain Bouzaine et M'Djez dchich.

La Figure I-1 montre la carte de la zone d'étude ainsi que l'emplacement du site.

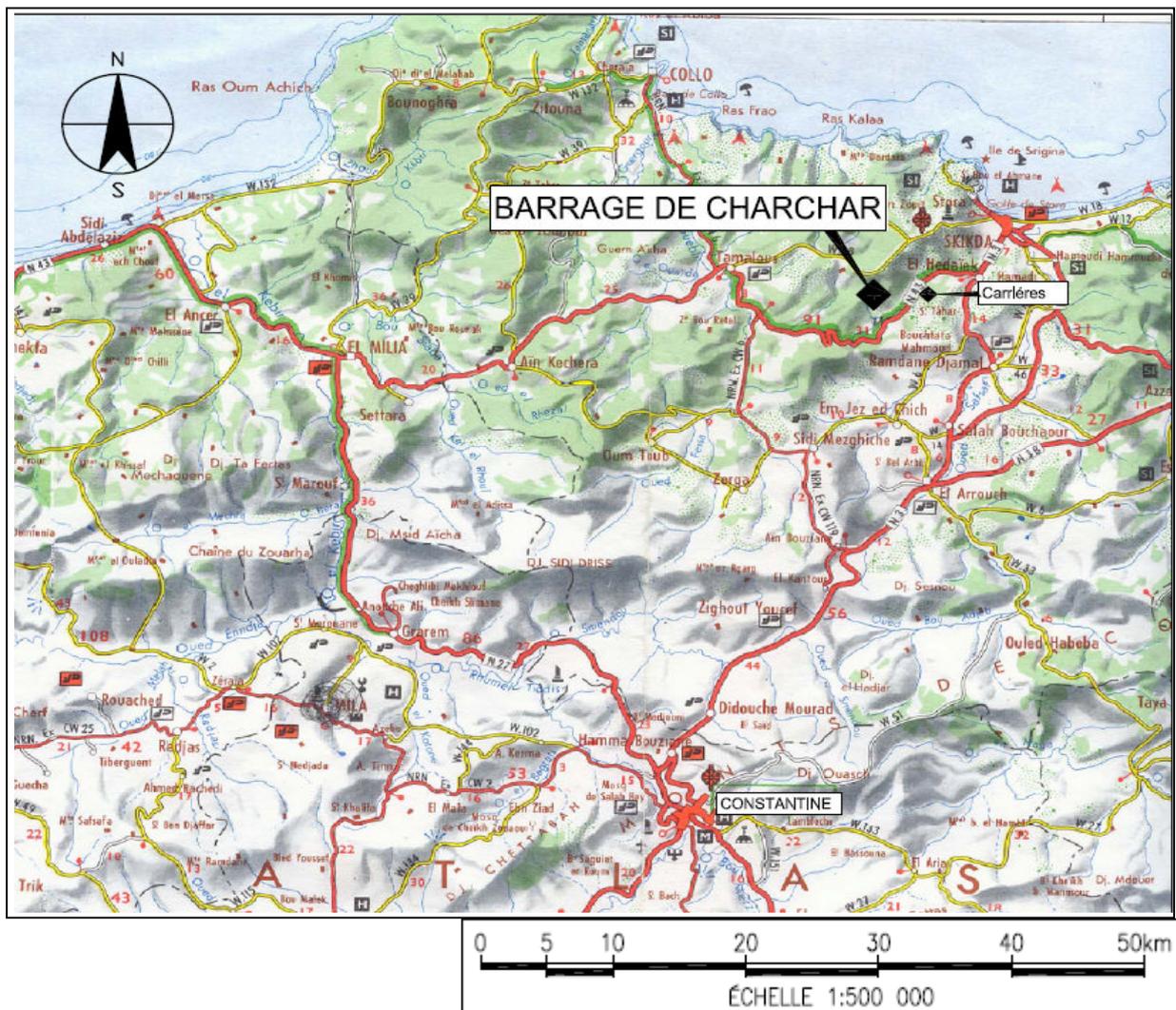


Figure I-1 : Emplacement du Site de barrage

Les coordonnées du site du barrage (les coordonnées géographiques de Lambert) sont les suivantes : (Carte de St Charles 1 :50 000)

X = 302 600 m

Y = 4 074 229 m

Z = 90 m

I.2. LA GEOLOGIE DE LA ZONE D'ETUDE

I.2.1. lithologie :

La lithologie du bassin versant du barrage de Charchar est en plus part constitué par des micaschistes granulitisés et des schistes micacés (gneiss) d'Eocène. Dans l'est, zones de dépôt de grès et de conglomérats Oligocène inférieur sont présente. Les sols rencontrés dans ces formations seraient principalement très argileuse et donc imperméable. Le bassin versant du barrage de Charchar est caractérisé par une végétation relativement dense le long des montagnes de Skikda et quelques zones d'agriculture dans les voisinages des villages autour du bassin versant. La végétation naturelle consiste d'arbres tels que le chêne liège, chêne zéen, des peupliers et de frênes. La végétation naturelle est principalement constituée de petits arbustes. La population est regroupée en villages qui vivent de l'agriculture. Environ 23% des terres cultivables sont utilisées pour l'agriculture dont 30% sont des vergers. Le restant est des fruits saisonniers. (Grandes cultures et maraîchages).

I.2.2. Description stratigraphique et tectonique de la fondation :

Les formations géologiques rencontrées au niveau de la cuvette et le site de Charchar sont de deux types :

- **Les formations cristallines** : Les formations cristallines se répartissent en deux faciès bien distincts :

a/ Les micaschistes :

Les micaschistes couvrent pratiquement le bassin versant de l'Oued Charchar, jusqu'à hauteur de la digue. Ils se présentent sous forme d'une roche finement feuilletée, riche en micas, dans laquelle alternent des feuillets.

b/ Les schistes satinés :

Ils sont des affleurements des schistes satinés au nord de la digue, et tout le long des deux rives de l'Oued Charchar. Les schistes satinés sont accompagnés de façon presque constante, par de nombreux filonnets de quartz. Les schistes satinés gris ont été rencontrés

en profondeur dans certains sondages réalisés au niveau de la digue. Ils sont accompagnés par l'intercalation d'un banc de grès à ciment calcaire gris, d'environ 2 m d'épaisseur. Cette présence anormale d'un banc de grès dans des roches métamorphiques, peut s'expliquer par le fait qu'à la périphérie du massif les conditions de pression et température, ont été relativement faibles.

➤ **Les formations sédimentaires :**

a/Les grès ou poudingues de base :

Les grès de base, qui correspondent en aux poudingues peuvent observés dans le lit de l'Oued Frira (affluent du Charchar) de direction NO. Au niveau de l'oued Charchar, au contact des roches cristallines, les grès prennent une direction NE. Ils se présentent sous forme d'une roche à grains moyens à grossiers de couleur grise.

b/Les marnes :

Les affleurements de marnes sont rares au niveau de la cuvette, car celles-ci sont souvent recouvertes par des couches d'argile et par la végétation. A l'affleurement, et à faible profondeur, les marnes se présentent sous forme de plaquettes, parfois oxydées. Dans les sondages, les marnes sont sableuses, compactes ou altérées.

c/Les marnes calcaires et les calcaires marneux :

Ces formations, transgressif sur les roches cristallines, peuvent être classées dans la catégorie des marnes auxquelles elles sont souvent associées. Les calcaires marneux sont compacts et fissurés, avec des filons de calcite, parfois oxydés. Les marnes calcaires sont friables, très fracturées, souvent désagrégées.

d/Les grès supérieurs :

Les grès n'apparaissent pas à l'affleurement dans la cuvette de Charchar. Cependant, nous avons pu observer, de part et d'autre de l'Oued Frira, des couches de grès altéré, très friable, avec de fins cristaux de micas.

Dans les roches cristallines, on note à l'affleurement la présence de petits plis qui se confondent souvent avec la schistosité. Les schistes sont affectés par une multitude de failles d'importance locale, de direction NO-SE.

Dans l'ensemble, les grès (ou poudingues de base) que l'on rencontre dans le lit de l'oued se présentent sous forme de blocs sans structure apparente. Il est possible néanmoins d'observer une stratification les pendages de 42° à 50°. Dans les dépôts sédimentaires les accidents tectoniques d'importance majeure n'existent pas.

1.2.3. Tectonique du site de Charchar :

Au niveau du site de Charchar, on ne décèle aucune structure qui soit évidente. Les roches sédimentaires transgressives, reposent de manière monotone sur le massif cristallophyllien.

Dans les roches cristallines, on note à l'affleurement la présence de petits plis qui se confondent souvent avec la schistosité. Ces plis sont visibles dans le lit de l'oued Charchar, et notamment au point de coordonnées (X=302,750 et Y= 4074,320).

Les schistes sont affectés par une multitude de failles d'importance locale, de direction NO-SE, qu'on peut observer à l'affleurement mais aussi sur les carottes des sondages S1 à S7. Sur la rive gauche la fissuration semble plus prononcée, car en plus du fait que les sondages S1 et S2 montrent une fissuration plus importante, le profil sismique S1a mis en évidence, non loin du sondage S2, une faille de direction NO-SE.

Cette faille semble affecter les terrains de couverture, ainsi que les micaschistes sur une épaisseur d'environ 15 m.

Dans les roches sédimentaires, le complexe flysch est transgressif sur les formations Cristallines. Dans l'ensemble, les grès (ou poudingues de base) que l'on rencontre dans le lit de l'oued se présentent sous forme de blocs sans structure apparente.

I.3. HYDROGEOLOGIE :

1.3.1. Etude des eaux souterraines :

Les étés sont généralement chauds et secs, avec une évaporation généralement élevée. L'Évapotranspiration Moyenne Annuelle est de l'ordre de 1 230 mm. Les températures mensuelles moyennes varient entre 12,1 °C en janvier et 24,7 °C en août.

Les eaux souterraines suivent généralement la trace des fissures et fractures des roches ainsi que des couches poreuses des sols et roches.

Les puits artésiens n'ont pas été rencontrés pendant les forages.

1.3.2. La nappe phréatique :

Les mesures de niveau d'eau ont été effectuées dans les piézomètres prévus à cet effet, notamment dans les sondages S1, S3, S4, S6, et S7, juste après leur réalisation.

Les mesures effectuées montrent l'existence d'une nappe d'eau concentrée principalement dans les terrains de couverture, et dans la partie altérée ou fissurée des formations schisteuses.

Tableau I-1 : Résumé des profondeurs des nappes phréatiques le long de l'axe de la digue principale, digue de col, l'évacuateur de crue et la galerie de dérivation.

Location	No. du sondage	Côte du sondage (m)	Profondeur verticale de la nappe phréatique (m)	Côte de la nappe phréatique (m)
Axe de la digue principale	S1	111,60	16,61	94,99
	S2	86,20	7,15	79,05
	S3	80,78	1,91	78,87
	S4	93,05	7,42	85,63
	S5	102,71	2,75	99,96
Galerie de dérivation	S4*	93,05	7,42	85,63
	S6	83,74	4,41	79,33
	S7	86,78	8,35	78,43
Evacuateur de crue	S12	120,59	7,40	113,19
	S13	109,50	5,40	104,10
	S14	86,00	7,40	78,60
Axe de la digue de col	S8	105,50	3,90	101,60
	S9	100,50	3,38	97,12
	S11	122,00	3,54	118,46

1.3.3.Perméabilité :

Les essais de perméabilité ou essai Lugeons ont été réalisés dans les sondages aux sites du barrage de Charchar pour déterminer la perméabilité et avoir une idée sur la présence ou l'absence des vides et des fractures au sein de la masse rocheuse. Les essais ont aussi été réalisés pour établir la profondeur dans le cas où il existe. La présence des vides et fractures pourront contribuer aux fuites et perte d'eau dans la cuvette du barrage de Charchar. Les résultats des essais lugeons classés selon les différentes parties du barrage sont contenus dans le tableau I-2.

➤ Les différents essais :

Les résultats des essais relatifs à l'essai de Proctor normal et Limite d'Atterberg sont représentés dans le tableau I.1 dans l'annexe 1.

Les résultats des essais chimiques dans la zone d'emprunt sont représentés dans le tableau I.4 dans l'annexe 1.

La classification des sols en fonction de la granulométrie et des Limites d'Atterberg dans la zone d'emprunt sont représentés dans le tableau I.5 dans l'annexe 1.

Le diagramme de plasticité est donné du barrage est donné dans l'annexe 1.

Le résumé des essais de perméabilité dans le site du barrage est représenté dans les tableaux II.1 et II.2 dans l'annexe 2.

Les résultats des essais de résistance à la compression simple, de la densité et de la porosité sont représentés dans le tableau II.3 dans l'annexe 2.

Tableau I-2 : Résumé des essais de Lugeon et l'évaluation

Lieu	Numéro du sondage	Profondeurs des étages (m)	Perméabilité de la masse rocheuse (Lugeon)	Type d'écoulement
Flanc gauche de l'axe de la digue principale	S1	5-10	3	Laminaire
		10-15	<2	Laminaire
		15-20	<2	Laminaire
		20-25	<2	Laminaire
		25-30	<2	Laminaire
		30-35	<2	Laminaire
	S2	35-40	<2	Laminaire
		15-20	<2	Laminaire
Flanc droit d'axe de la digue principale	S4	20-25	<2	Laminaire
		6-10	6	Laminaire
		10-15	<2	Laminaire
		15-20	<2	Laminaire
	S5	20-25	<2	Laminaire
		5-10	<2	Laminaire
		10-15	<2	Laminaire
		15-20	3	Laminaire
		20-25	3	Laminaire
		25-30	3	Laminaire
		30-35	3	Laminaire
		35-40	2	Laminaire
Lit de la ravine	S3	5-10	<2	Laminaire
		10-15	<2	Laminaire
		15-20	<2	Laminaire
		20-25	<2	Laminaire
Axe de la digue de col	S8	10-15	6	Laminaire
	S9	10-15	3	Laminaire
	S11	10-15	2	Laminaire

I.4.LA GEOPHYSIQUE DE LA ZONE D'ETUDIE :

L'objectif de l'étude géophysique était de déterminer la profondeur de la couverture du terrain, le profil de la roche altérée pour la fondation du barrage et afin de déterminer autres anomalies ainsi que des zones de faille.

1.4.1.Suivant l'axe de la digue principale :

Cette coupe passe par les sondages S1, S2, à 10m de S3, S4 et S5, et fait ressortir plusieurs terrains (de haut en bas) :

- (a) **Couche 1** : Une première couche superficielle qui suit l'allure de la topographie. Cette couche d'une vitesse inférieure à 650m/s correspond à la couche altérée, essentiellement aux colluvions. Son épaisseur peut atteindre 6m sur la rive gauche. La base de cette couche est bien définie par la sismique.
- (b) **Couche 2** : La seconde couche apparaît avec une vitesse comprise entre 1000 à 2000m/s. Elle correspond à des schistes altérés au niveau du sondage S1. L'altération doit être très importante. En effet, cette vitesse est très faible en comparaison avec les vitesses caractéristiques des schistes, $3000 < V < 4500$ m/s.
Cette couche n'existe pas sur la rive droite. Ceci est probablement dû à l'érosion. Son épaisseur moyenne est de 4m et elle semble devenir plus épaisse plus au nord.
- (c) **Couche 3** : Cette couche a une vitesse variant de 2000 à 3000 m/s (le plus souvent proche de 3000 m/s). Elle correspondrait aux schistes peu consolidés. Son toit est clairement défini sauf dans les endroits où son épaisseur est faible. Ceci est dû au fait qu'elle surmonte un substratum schisteux à haute vitesse et que la sismique réfraction est «aveugle» dans ce cas, et ne peut caractériser les couches minces. L'épaisseur de cette couche est très variable et semble dépasser 15m sur la rive droite.
- (d) **Couche 4** : Cette couche correspond à l'apparition des vitesses élevées, supérieures à 3000 m/s. La vitesse moyenne est de 4000 m/s. Dans la partie sud du profil, la vitesse dépasse 5000 m/s. elle correspond à des schistes satinés et bien consolidés. Sa profondeur moyenne est de 10m sur la rive gauche. Sur la rive droite, sa profondeur passe de 3m à plus de 20m. Au centre du profil, une faille d'un rejet de 5m affecte les schistes.

1.4.2. Suivant l'axe de galerie de dérivation :

Ce profil amont – aval s'est situé sur le début de la rive droite, plus exactement sur l'emplacement prévu de l'axe de la galerie de dérivation provisoire. Il passe par les sondages S6 et S7. Cette coupe fait ressortir les mêmes terrains observés sur l'axe de la digue principale.

1.5. SISMICITE DE LA ZONE D'ETUDE :

L'Algérie a tout le temps été soumise à une activité sismique intense avec comme résultats des pertes humaines et matérielles importantes dommageables non seulement aux individualités et collectivités locales, Donc pour pouvoir résister à ce phénomène, on doit construire des ouvrages de telle sorte à leur fournir un degré de protection tolérable en répondant aux règles parasismiques algériennes.

L'activité sismique est due principalement à la nature géologique de la région magrébine et à ses caractéristiques tectoniques à la frontière de la plaque africaine et eurasiennne, en mouvement compressif permanent (tectonique des plaques) Le site de notre barrage est situé dans la zone « IIa » (zone caractérisée par moyenne à forte intensité sismique selon les R.P.A correspondant à une intensité de VII selon l'échelle de MERCALI)

Dans notre cas l'ouvrage à une moyenne importance (ouvrage courant) ce qui lui permet d'être classé dans le groupe IIa selon le règlement R.P.A voir figure I.2)

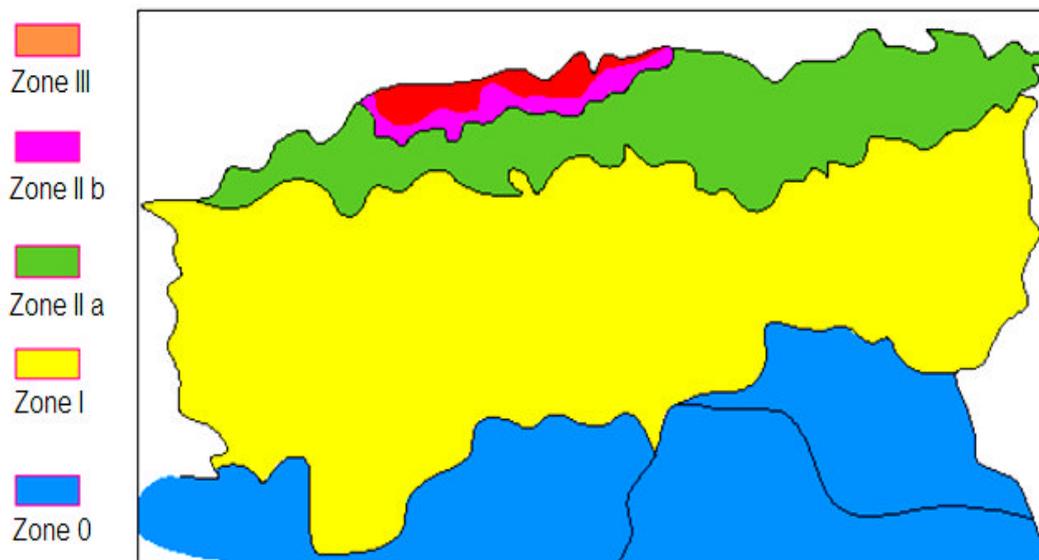


Figure I.2 : Carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A

Le tableau suivant représente les coefficients d'accélération de la zone sismique selon la zone qu'on doit utiliser dans les différents calculs de toutes sortes d'ouvrages:

Coefficient d'accélération du séisme utilisé : 0,15g

Tableau I.3 Coefficients d'accélération de la zone sismique.

Groupe	Zone I	Zone II-a	Zone II-b	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance.
1a	0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrages d'importance vitale
1b	0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrages de grande importance
2	0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages courants
3	0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages de faible importance

I.6. ETANCHEITE DE LA CUVETTE :

Au niveau de la cuvette les probabilités de fuite vers les bassins voisins sont minimales. Cependant au niveau de la zone de contact (formations cristallines et sédimentaires), située à l'endroit de l'évacuateur de crues nous avons observé dans les grès des failles d'importance locales de direction NE-SO. Des fissures plus ou moins importantes ont été également observées dans les sondages S12 et S11.

Il y a lieu donc de prévoir un traitement de la partie comprise entre le S12 et S11 par la pose d'un voile d'étanchéité.

I.7.FONDATION DE BARRAGE ET SES OUVRAGES ANNEXES :

I.7.1.Digue principale :

La fondation des ouvrages du barrage principale sera réalisée à une profondeur de 3 à 7 m environ; sur une roche moyennement dure à dure et moyennement altéré à fraîche, généralement les micaschistes, schistes satiné et schiste micacé satiné à joints très rapprochés à espacé.

I.7.2.Digue de col :

La fondation de la digue de col sera réalisée à une profondeur de 3m environ, sur une roche fortement dégradée, généralement des marnes calcaires, marnes argileuses et des grès.

I.7.3.Ouvrages annexes:

I.7.3.1.Dérivation Provisoire : La fondation de la galerie de dérivation sera, elle aussi, réalisée sur une roche schisteuse selon les endroits.

Les ouvrages de prise et de vidange seront utilisés pour dériver la rivière lors de la construction. Une capacité de débit de 95 m³/s a été choisie, ce qui représente un débit de crue bi-décennale amorti de 135 m³/s.

I.7.3.2.Prise et vidange d'exploitation : La demande pendant l'année atteint son maximum durant le mois de juillet et est de 475 000 m³. Si l'eau est relâchée à travers la conduite de dérivation plus de 8 heures par jour, 22 jours par mois, le débit sera environ égal à 0,75 m³/s. Ceci nécessitera une conduite de 500 mm de diamètre si l'on assume que la vitesse de l'écoulement est inférieure à 4 m/s.

I.7.3.3.Prise d'eau : Etant donné la sismicité de la région et les charges sismiques importantes qu'une tour de prise autonome devrait être capable de supporter de par sa conception, il a fallu prendre en considération des alternatives à la tour de prise proposée en Mission 1. Le flanc droit de la vallée se prête à une structure de prise similaire à celle du barrage de Bouroumi et du barrage Mohale au Lesotho. La structure de prise sera située sur la pente droite de la vallée en amont du remblai. Il s'agira d'une structure en béton qui reposera sur la roche le long de la pente à une profondeur de 2,5 à environ 4 m. L'avantage de cette structure est qu'elle n'a pas besoin d'une grande base lourde, de murs épais et de lourdes armatures, ce qui serait le cas pour une tour de prise autonome.

Pour permettre de tirer la meilleure eau du niveau supérieure, trois prises seront mises en place. Une vanne papillon de 500 mm de diamètre sera placée à chaque prise. Chaque prise sera protégée par une grille fixe. Si les vannes papillon demandent à être entretenues, un batardeau sera abaissée jusqu'au niveau de cette prise. L'accès aux ouvrages de vidange se fera par la salle de contrôle située en haut de structure de prise.

La prise la plus basse à 93,4 m NGA permettra de tirer de l'eau du barrage à environ 94,5 m NGA (une immersion de 1,5 x le diamètre de la prise est recommandée pour empêcher l'air d'être absorbé dans la conduite de prise). A ce niveau, le volume de retenue restant dans la cuvette sera environ de 251 000 Hm³ (5% du volume de retenue total).

I.7.3.4. La Conduite de dérivation : La conduite en béton armé aura plus ou moins la forme d'un œuf pour résister aux concentrations de contraintes des contraintes due à la formation d'une voûte dans le remplissage sur la conduite (Melville, 1987).

I.7.3.5. Vidange de fond : Une vidange de fond sera fournie pour vider le barrage en cas d'urgence et pour chasser les dépôts de sédiments autour des prises d'eau. La vidange de fond sera fournie à une élévation de 86,24 m NGA. Il s'agit d'une conduite de 600 mm de diamètre déchargeant environ 2,3 m³/s lorsque le niveau de l'eau dans le barrage est à la CRN. Une seule vidange de fond sera fournie à une élévation de 86,24 m NGA. Il s'agit d'une conduite de 600 mm de diamètre déchargeant environ 2,3 m³/s lorsque le niveau de l'eau dans le barrage est à la CRN.

La vidange de fond se terminera par une vanne de réglage type « Howell Bunger » juste en aval de la jonction, entre la structure de prise et la conduite. Ceci signifie que la vidange de fond se déversera directement dans la conduite. Aucun dispositif de dissipation ne sera nécessaire en aval de la conduite puisque la longueur de la voie de passage à travers la conduite dissipera suffisamment le débit pour empêcher l'érosion du matériau du lit de la rivière. Une vanne papillon de 600 mm de diamètre sera fournie pour permis l'entretien de la vanne de réglage.

I.7.3.6. Batardeaux : Le batardeau en amont sera implanté de façons qu'il pourra être incorpore dans la digue principal et sera construit en remblai tout-venant. Le batardeau en aval sera nécessaire pour empêcher les eaux de crue de remonter dans la zone où la digue sera construite.

La fondation de l'évacuateur de crue, situé sur le flanc gauche de la digue de col, sera réalisée à une profondeur variant entre 6m et 10m environ, sur des roches fortement dégradées, généralement des marnes, marnes calcaires et grès à joints rapprochés et moyennement rapprochés, mais très rapprochés à certains endroits.

I.8. DESCRIPTION DES MATERIAUX DISPONIBLES :

Le bassin de l'oued Charchar est constitué essentiellement par des formations cristallines (schisteuses). La seule zone d'intérêt est représentée par la terrasse formée par les dépôts d'âge Quaternaire et les colluvions. La superficie totale de cette terrasse ne dépasse pas 1 ha.

La cuvette de l'Oued Frira, de par sa morphologie, et son étendue, se présente en apparence, comme une zone susceptible de fournir les matériaux nécessaires à la construction de la digue. Selon les résultats des essais, les matériaux dans la cuvette sont constitués de 12% à 34% d'argile, de 8% à 88% de limon et de 11% à 33% de sable. La densité sèche maximale (Proctor) est comprise entre 1 660 kg/m³ et 1780 kg/m³ Les résultats des essais de la teneur

en CaCO_3 ont permis de classer les matériaux en tant que marne ou argile marneuse globalement. La teneur en CaCO_3 varie entre 1% et 11,18%.

Les matériaux fins sont classés en tant que CL (argile sableuse et limoneuse) dans la classification de « Unified Soil Classification System » (USBR, 1987) avec un indice de plasticité moyen à élevé. Les résultats des essais indiquent une limite de liquidité entre 38 et 74 avec un indice de plasticité entre 13 et 38. L'essai de Proctor normal indique une teneur en eau optimale comprise entre 5% et 18%. Les matériaux sont favorables pour le noyau et pour le remblai tout-venant d'un barrage en terre si l'on se base sur le diagramme de plasticité et les observations faites sur le terrain.

Les versants de l'oued Charchar étant constitué par des schistes, les produits d'altération et d'érosion représentent essentiellement par des sols schisteux. Les dépôts grossiers (galets et graviers) proviennent de l'érosion des grès situés sur les rives de l'oued Frira, mais les alluvions sont limités et uniquement aux abords de l'oued, et que leur épaisseur dépasse rarement 1 mètre.

I.9. ZONES D'EMPRUNT ET QUANTITE DE MATERIAUX :

Selon les investigations géotechniques, il ya trois zones sont indiquées comme étant des zones d'emprunt potentielles :

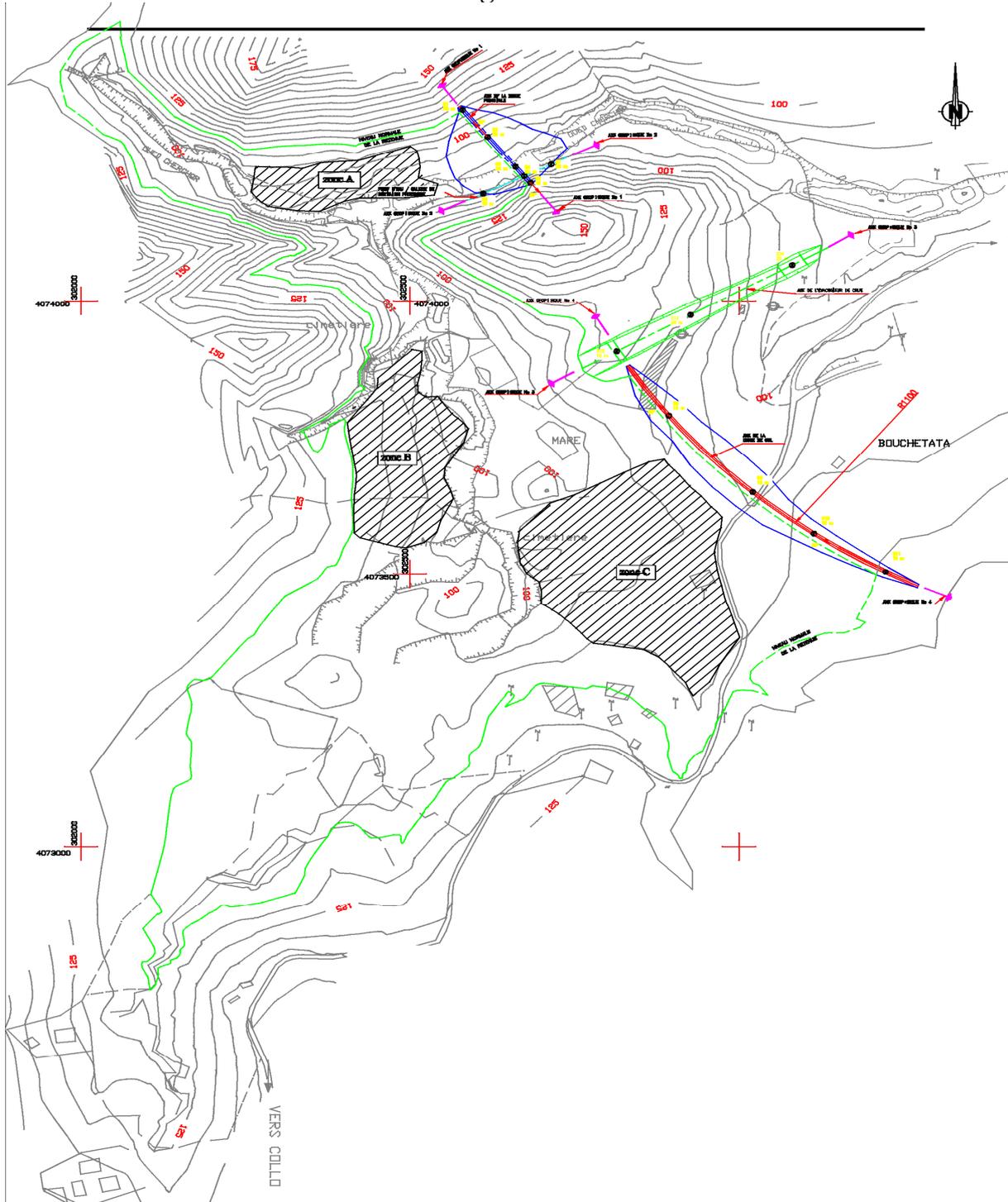
La Zone A : se trouve un peu en amont de la digue principale et occupe une Superficie d'environ 1 ha. Du à des difficultés d'accès, aucun puits d'essai n'a été creusé. Néanmoins un sondage électrique a été réalisé et celui a indiqué que l'épaisseur du matériau de la terrasse alluviale ne dépasse pas 2 mètres On risque de ne pas atteindre la quantité maximale d'environ 20 000 m³ de matériau adéquat nécessaire pour le tout-venant à cet endroit. Il faudrait mener d'autres investigations pour prouver la qualité et la quantité du matériau.

La zone B : située sur la rive gauche de l'Oued Frira. Sa superficie est approximativement 15 hectares.

La zone C : a une superficie d'environ 30 hectares Lors des calculs des quantités de matériaux, il a fallu prendre en compte l'épaisseur des formations argileuses rencontrées dans les puits creusés dans la cuvette de l'Oued Frira, car deux cas bien distincts ont été identifiés : Le premier cas est celui des parties qui occupent les versants de la vallée. Là les argiles reposent sur des grès jaunes friables (rive gauche) ou sur des marnes grises, parfois plastiques (rive droite). Leur épaisseur ne dépasse guère 2 m. Le deuxième cas comprend les parties qui occupent le fond de la vallée. l'épaisseur des argiles est plus

importante et varie entre 3 et 4 m. Si l'on considère qu'on peut prélever 1m d'argile dans la première zone et 3 m dans la seconde.

Figure I. 3 : l'emplacement des zones d'emprunts de barrage charchar



I.10. CARACTERISTIQUES HYDROLOGIQUES :

I.10.1.Climat :

Le bassin versant de Charchar et celui de la station hydrométrique 03-09-01 sont sujets à des précipitations d'hiver : environ 80% des PMA ont lieu entre novembre et avril. L'été est généralement chaud et sec, avec une évaporation généralement élevée. L'Évapotranspiration Moyenne Annuelle (EMA) est de l'ordre de 1230 mm. Les températures mensuelles moyennes varient entre 12,1 °C en janvier et 24,7 °C en août. Le Tableau I-4 résume les températures moyennes mensuelles, les heures d'ensoleillement, l'humidité, la vitesse du vent et l'évapotranspiration mesurée à la station climatique de Skikda, qui est située à environ 13 km au nord-ouest du site du barrage de Charchar et de son bassin versant. Les enregistrements à la station de Skikda s'étendent de 1975 à 1995.

Tableau I.4 : Résumé des données climatiques moyennes mensuelles mesurées à la station climatique de Skikda ; Source [ANRH]

Elément	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec	Total
Température °C	12,1	12,3	13,3	15,0	18,1	21,0	24,0	24,7	23,1	19,7	16,2	17,7	
Heures d'ensoleillement (en heures)	5,8	6,3	7,3	8,1	9,3	10,5	11,4	10,6	8,9	7,3	6,2	5,2	
Humidité (%)	78,4	76,2	77,7	83,7	82,5	77,5	74,8	82,0	83,1	76,6	82,7	79,3	
Vitesse du vent(m/s)	3,0	3,1	2,9	2,7	2,5	2,5	2,5	2,4	2,5	2,5	2,8	3,2	
Evapotranspiration Penman (mm)	40	52	83	111	139	159	180	167	124	85	50	37	1227

I.10.2.Evaporation :

L'évaporation mensuelle doit être utilisée dans la modélisation d'un bassin versant ainsi que la simulation d'évaporation des surfaces des réservoirs et, si possible, le calcul de la demande relative à l'irrigation. L'évapotranspiration (ETP), qui se base sur la formule de Penman et qui utilise les données de la station de Skikda, était disponible. Le Tableau I-5 indique la liste de l'évapotranspiration moyenne mensuelle et annuelle à Skikda et la Figure I-4 illustre les isolignes de l'Évapotranspiration Moyenne Annuelle pour les bassins versants du barrage de Charchar et de la station hydrométrique 03-09-01. La carte de l'évapotranspiration a été obtenue par l'Agence National de Ressources Hydraulique (ANRH, 2000). L'EMA du barrage de Charchar ainsi que l'EMA de la station hydrométrique 03-09-01 a été calculée comme étant 1 195 mm.

Tableau I.5 : Evapotranspiration, par le calcul de Penman (en mm) , Source [ANRH]

Moi	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec	Total
ETP(mm)	40	52	83	111	139	159	180	167	124	85	50	37	1227
ETP(%)	3,3	4,2	6,8	9,0	11,3	13,0	14,7	13,6	10,1	6,9	4,1	3,0	100

Etude de la variante des ouvrages annexes du barrage CHERCHAR wilaya de SKIKDA

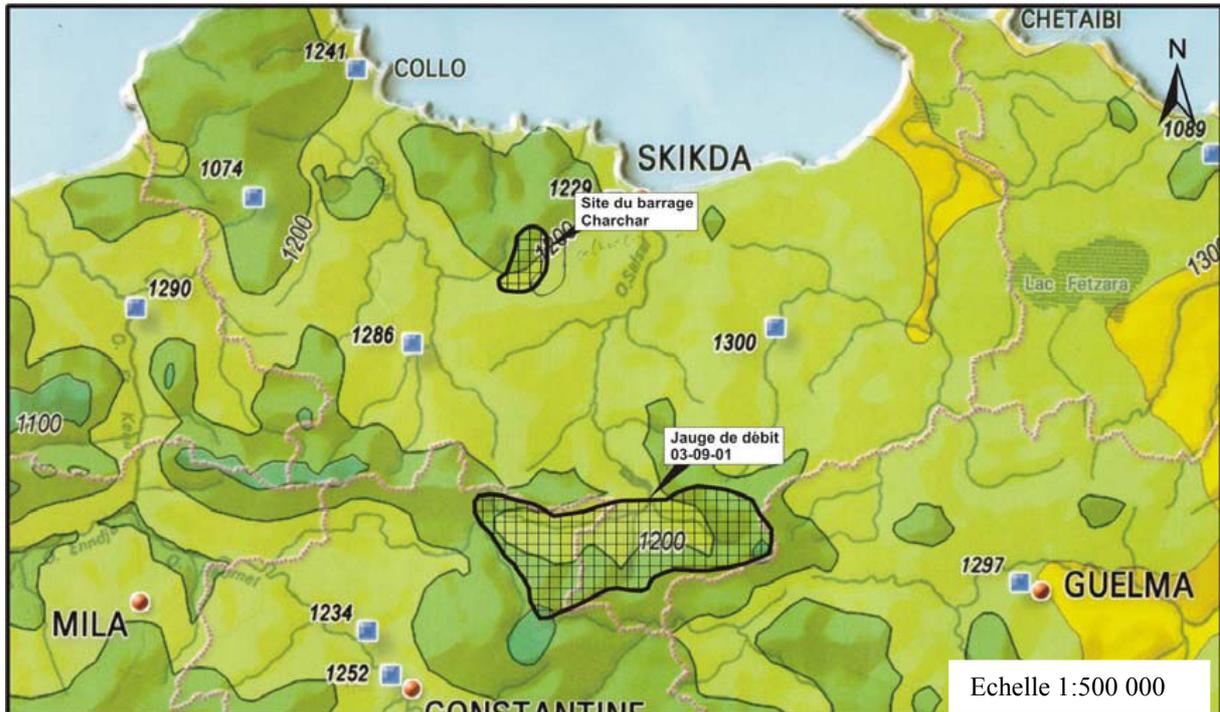


Figure I.4 : les isolignes de l'Évapotranspiration Moyenne Annelle pour les bassins versants du barrage de Charchar

L'évapotranspiration calculée selon la méthode de Penman équivaut à peu près à l'« évaporation d'eau libre ». Puisque les valeurs de l'évaporation mensuelle de Symons-bac sont utilisées dans le modèle du bassin versant, l'évapotranspiration mensuelle de Penman a été convertie en son équivalent Symons-bac, en utilisant des facteurs de conversion. Les valeurs d'évaporation sont représentatives de l'évaporation mesurée à un bac d'évaporation. Les facteurs de conversion mensuels, dont la valeur est inférieure à 1, servent à convertir les valeurs d'évaporation mesurées au bac en valeurs d'évaporation des réservoirs et lacs. Les facteurs de conversion tiennent compte de la différence des superficies exposées dans le bac ou dans le réservoir ainsi que des impacts atmosphériques sur les différents volumes et superficies des deux masses d'eau. Les facteurs de conversions ainsi que les résultats concernant l'évaporation sont donnés dans le Tableau I-5-2-2. A noter que les chiffres d'évaporation Penman ont été divisés par les facteurs mentionnés cidessus afin de les convertir en chiffres Symons-bac.

Tableau I.6 : Evaporation Moyenne Mensuelle de Symons-bac (en mm)

Bassin versant	EMA	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec
Facteurs de conversion		0,81	0,82	0,83	0,84	0,88	0,88	0,88	0,87	0,85	0,83	0,81	0,81
Station hydrométrique 03-09-01	1422	102	60	43	47	57	92	122	155	183	211	200	149
Barrage de Charchar	1422	102	60	43	47	57	92	122	155	183	211	200	149

Source [ANRH]

I.10.3.Precipitations:

I.10.3.1. Precipitations enregistrées: Le tableau suivant montre que les précipitations moyennes dans la région varient entre 574mm (station de Sidi Mezghich) et 879,3 mm (station de Bissy).

Tableau I.7 : précipitations moyennes dans la région

Code	Nom	Pluie moy (mm)
30801	Skikda port	750,0
30906	El Arrouch	608,9
30907	Sidi Mezghich	574,0
30908	Emdjez Cheikh	583,6
30909	Ramdane Djamal	586,3
30910	Bissy	879,3
30911	Bouchtata	648,7
30919	Skikda	810,0

I.10.3.2.Précipitations moyennes annuelles (PMA) :

Une carte isohyète des bassins versants du site du barrage de Charchar et de la station hydrométrique 03-09-01 est indiquée en Figure I-4. Cette carte, fournie par l'ANRH et préparée en 1993, est au 1:500 000. On notera qu'elle exclut les précipitations de la période s'étendant entre 1960 et 1969. La carte isohyète a été utilisée pour déterminer les PMA des bassins versants (site du barrage de Charchar et station hydrométrique 03-09-01). Une PMA de 780 mm a été déterminée pour le bassin versant du barrage de Charchar et une PMA de 720 mm a été déterminée pour le bassin versant de la station hydrométrique 03-09-01.

Les cartes isohyètes sont généralement préparées suivant une étude des paramètres régionaux et prennent en compte les variabilités de la pluviométrie enregistrée aux stations les plus représentatives. Les cartes isohyètes prennent aussi en considération la topographie en générale. Suivant ce qui est dit ci dessus, il semble plus aisé de déterminer les PMA en utilisant les cartes isohyètes au lieu d'utiliser les précipitations enregistrées de la région. Il existe une similarité entre la pluviosité des bassins versants des oueds Charchar et Saf Saf basée sur des valeurs des PMA de 780 et 720 mm respectivement.

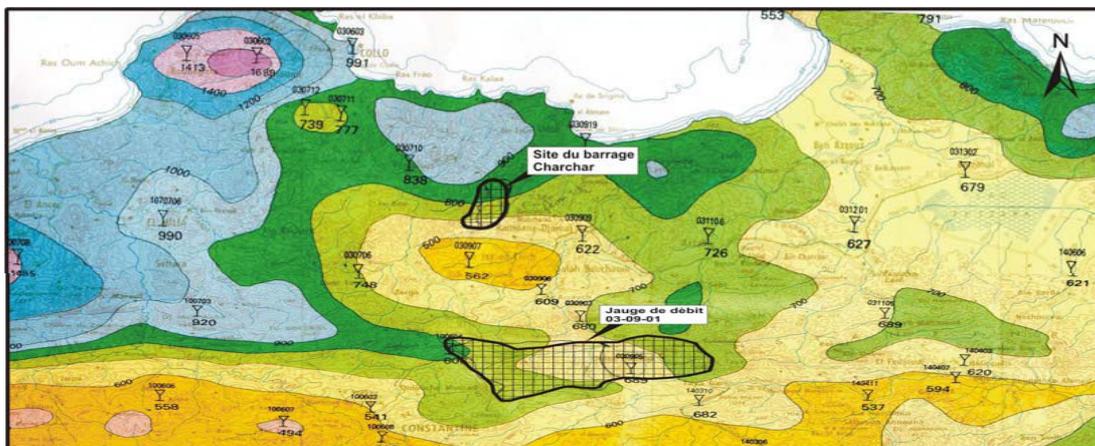


Figure I.5 : Carte pluviométrique des PMA

Etude de la variante des ouvrages annexes du barrage CHERCHAR wilaya de SKIKDA

I.10.4.Débit du cours d'eau :

L'Oued Saf Saf est situé au sud du bassin versant du barrage de Charchar comme indiqué dans la Figure I-4. Le Tableau I-8 liste les paramètres hydrologiques principaux pour ces deux stations.

Tableau I.8 : Paramètres hydrologiques principaux

PARAMETRE	UNITE	BASSIN VERSANT 03-09-01	BASSIN VERSANT DU BARRAGE DE HARCHAR
Superficie du bassin versant	km ²	322	23
PMA	mm	720	780
EMA	mm	1422	1422

Le bassin versant du barrage de Charchar et celui de la station hydrométrique 03-09-01 sont hydrologiquement similaires en termes de précipitations, topographie et utilisation des terres. Le bassin versant de la station 03-09-01 est cependant bien plus grande que celle du barrage de Charchar.

I.11.ETUDE DE SEDIMENTATION :

Les barrages les plus proches sont les barrages de Guenitra (256t/km².an) au sud-ouest et celui de Zardezas (2609 t/km².an) qui est plus loin au sud-est du barrage de Charchar. Encore plus loin, le barrage de H.Debach, au sud est du site du barrage de Charchar a un débit solide de 213 t/km².an.

A partir des évaluations des trois barrages, celui de Guenitra, Zardezas et Debach, il peut être déduit que le rendement en sédiment pour le barrage de Charchar variera entre 200 et 2600 t/km.an. Si tous les sédiments sont piégés dans la cuvette, la masse de sédiments accumulée en 50 ans sera égale à $50 \times 800 \times 25 = 1,0$ millions de tonnes. En faisant l'hypothèse que la densité des sédiments est de 1,35 t/m³, le volume de sédiments prévu sur 50 ans est de 0,74 Hm³ en assumant que 100% des sédiments sont piégés.

CONCLUSION:

Les caractéristiques des données géologiques du site de barrage ont été analysées. La cartographie lithologique et structurale du site de barrage et de sa cuvette est contenue dans les plans. Les types de roche rencontrés sur le site sont principalement : Les formations cristallines et Les formations sédimentaires. Les roches en place et souterraine ne présente aucun problème du point de vue stabilité de l'ouvrage du barrage et des travaux relatifs. Apparemment, il n'y a pas de problème de percolation d'eau dans la cuvette; il en a de même pour le phénomène de glissement. En général, la masse rocheuse est imperméable ou relativement imperméable. La perméabilité peut être réduite par l'injection. Un nombre des puits supplémentaires doivent être réalisés pour confirmer la quantité des matériaux pour le remblai dans la cuvette.

Chapitre 02

Etude hydrologique

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 barrage. Les études hydrologiques donc sont très indispensables. Elles ont pour objectif d'étudier les conditions de la réserve d'une part et d'autre part d'estimer la crue contre laquelle il est nécessaire de protéger le barrage.

II.1. Caractéristiques du bassin versant:

Le site du Barrage de Charchar et son bassin versant sont situés à 13 km au sud-ouest de Skikda. Le site du barrage est situé tout juste en aval du confluent des oueds Frira et Charchar.

NB : On donne les caractéristiques morphologiques, hydrographiques ainsi que le relief en forme de tableaux avec tous les résultats dedans.

Informations complémentaires aux tableaux :

➤ Hypsométrie du bassin versant :

Tableau (II. 1) : Coordonnées de la courbe hypsométrique

Altitude(m)	Hi(m)	Si (Km ²)	Si %	Si% cumul
609-500	109	1,01	4,39	4,39
500-400	100	4,91	21,35	25,74
400-300	100	4,80	20,87	46,61
300-200	100	5,93	25,78	72,39
200-100	100	6,03	26,22	98,61
100-80	20	0,33	1,43	100

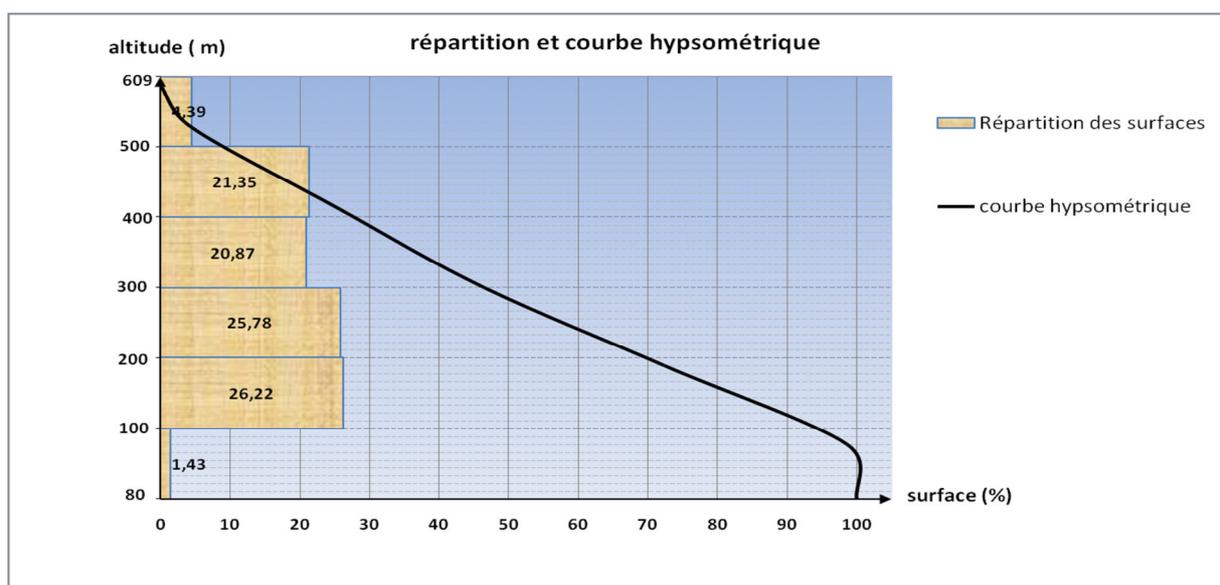


Figure. (II. 1) : Courbe hypsométrique du bassin versant de l'oued Cherchar

➤ Le réseau hydrographique :

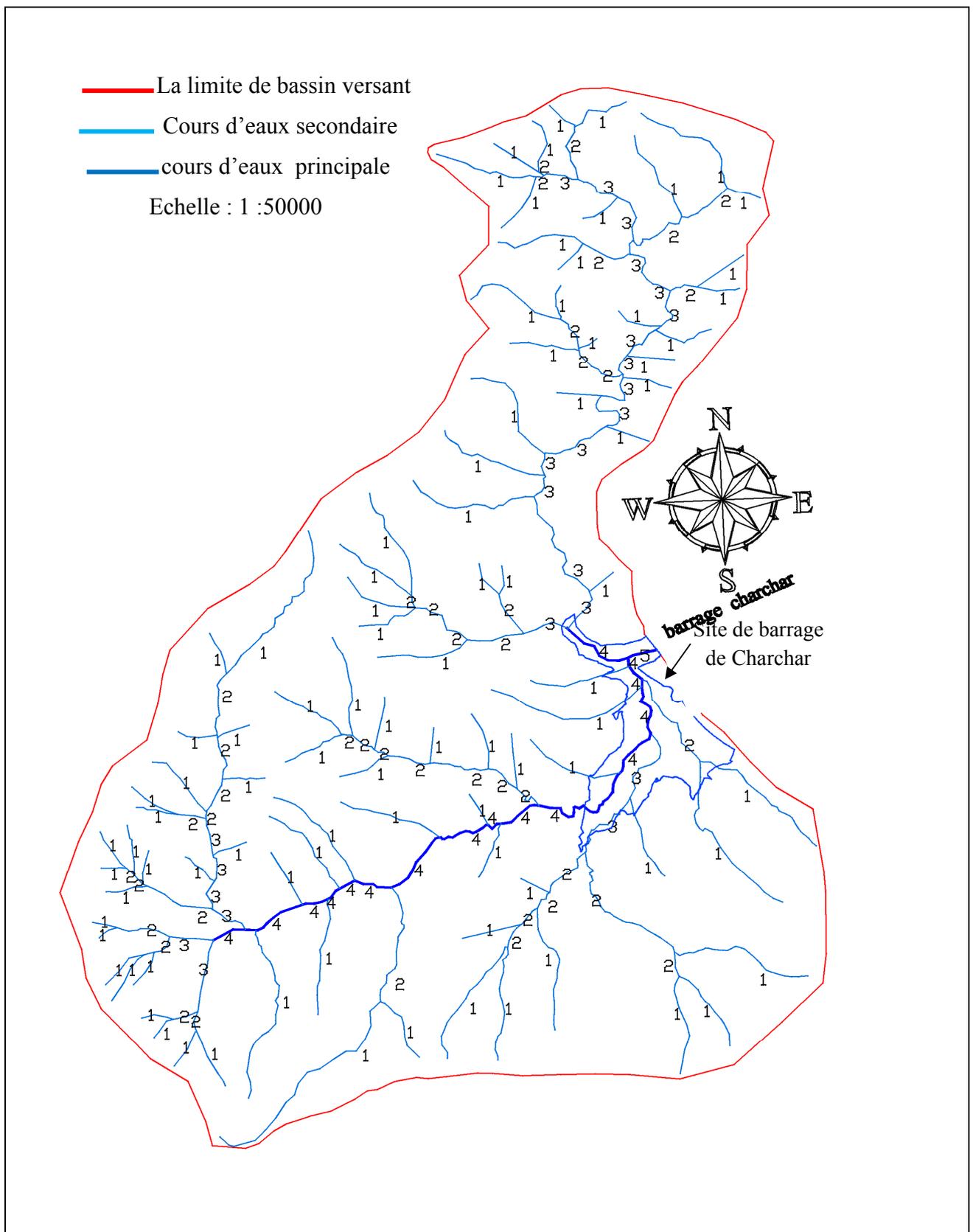


Figure. (II. 2) : Réseau hydrographique du bassin versant

II.1.1. Caractéristiques morphologiques						
Paramètres géométriques			Paramètres de forme			Hypsométrie du B.V
Surface du B.V	Périmètre du B.V	Longueur du talweg principal	Indice de compacité (GRAVELIUS)	Coefficient d'allongement	Rectangle équivalent	
S = 23 km²	P = 24,5 Km	Lp = 9,2 Km	Formule: $K = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}}$ $K_c = 1,43 > 1$ notre bassin est allongé	Formule: $Ca = L^2 / S$ $Ca = 3,68$	Formules : $L = K \frac{\sqrt{S}}{1 - (\frac{P}{L}) + 1}$ $l = \frac{P}{2} - L$ $L \text{ (longueur)} = 9,82 \text{ Km}$ $l \text{ (largeur)} = 2,43 \text{ Km}$	Tableau (II. 1) et Figure (II. 2)

II.1.2. Relief

Altitude médiane	Altitude moyenne	Indice de pente globale	Indice de pente moyenne	Indice de pente roche	Dénivelée spécifique	Pente moyenne du B.V
<p>H_{med} = 334,4 m</p>	<p>Formule:</p> $H = \frac{\sum S H}{S}$ <p>H_{moy} = 331,9 m</p>	<p>Formule:</p> $I = \frac{D}{L}$ <p>D = H_{5%} - H_{95%} H_{5%} = 584,3 m H_{95%} = 192,2 m</p> <p>I_g = 3,99 %</p>	<p>Formule:</p> $I = \frac{\Delta H}{L} = \frac{H - H}{L}$ <p>I_{pm} = 5,52 %</p>	<p>Formule:</p> $I = \frac{1}{\sqrt{L}} \frac{AD}{AD}$ <p>I_p = 2,24 %</p>	<p>Formule:</p> $D_s = I_g \sqrt{S}$ <p>D_s = 191,35</p> <p>le relief est modéré</p>	<p>Formule:</p> $I_{moy} = \frac{\Delta H(0,5L + L + L + \dots + 0,5L)}{S}$ <p>I_{moy} = 1,79 %</p>

II.1.3. Caractéristiques hydrographiques								
Réseau hydrographique	Densité de drainage	Coefficient de torrentialité	Longueur moyenne des versants	Pente moyenne du cours d'eau	Temps de concentration			Vitesse moyenne de ruissellement
					Formule de GIANDOTTI	Formule de CALIFORNIA	Formule Bransby-Williams	
Il existe plusieurs classifications dont la plus courante est la classification de SCHUM qui considère : « ordre (x+1) tout tronçon de rivière formé par la réunion de 02 cours d'eau d'ordre (x) ».	Pour procéder au calcul, il faut classer les cours d'eau en utilisant la méthode de Schum Formule: $D_d = \frac{\sum L_i}{S}$ $\sum L_i = 94,3 \text{ Km}$ $D_d = 4,1 \text{ km/km}^2$	Formule: $C_t = D_d \cdot F_1$ Et $F_1 = N_1/S$ $C_t = 16,4$	Formule: $L_i = \text{---}$ $L_i = 1,20 \text{ km}$	Formule: $I = \frac{\Delta}{L}$ $I = 4,5 \%$	Formule de GIANDOTTI	Formule de CALIFORNIA	Formule Bransby-Williams	Formule : $V_R = \text{---}$ $V_R = 3,41 \text{ km/h}$
					$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L}{0,8 \frac{H}{L} - H}$ $T_c = 2,7$ (valeur choisie)	$T_c = \frac{0,87L}{H - H}$ $T_c = 1,2$	$T_c = \frac{[(0,87 \times L_p^2)/(1000 \times S)]^{0,36}}{0,38}$ $T_c = 1,1$	

II.1.4. Caractéristiques climatiques :

II.1.4.1. Température :

Tableau (II.2): Températures moyennes, maximale et minimale de Skikda

Mois	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	Moy
T°moy	10,1	11,1	13,1	14,6	17,6	20,8	23,9	24,8	22,7	19,1	15,1	11,9	17,1
T°min	8,1	8,2	9,1	10,8	13,8	16,9	20,0	20,7	18,9	15,7	11,8	9,0	13,6
T°max	16,1	16,4	17,4	19,1	22,5	24,9	28,0	28,7	27,2	23,7	20,4	17,3	21,8

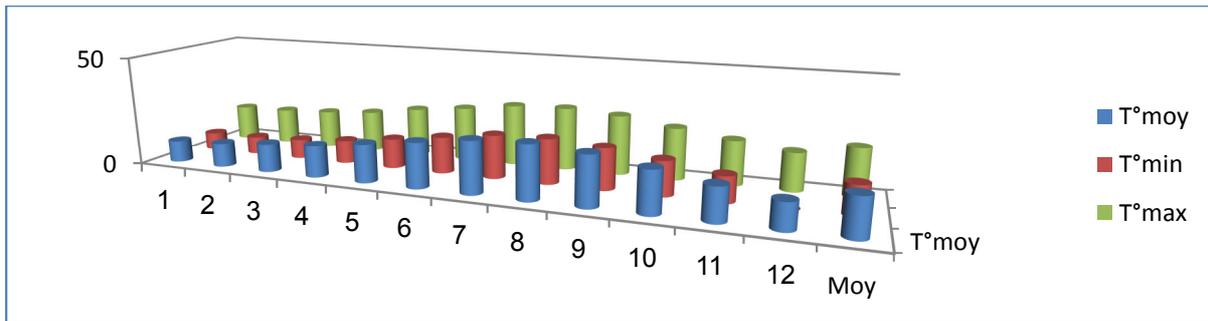


Figure. (II.3): Histogramme des températures maximales et minimales à Skikda en fonction de temps

II.1.4.2. Humidité relative:

Tableau (II.3): Humidités à Skikda

Mois	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	Moy
H _{moy} %	78,4	76,2	77,7	83,7	82,5	77,5	74,8	82,0	83,1	76,6	76,3	82,7	79,3
H _{min} %	55,2	53,9	55,4	54,8	55,7	56,8	54,0	56,5	55,7	54,5	53,2	55,3	55,1
H _{max} %	90,3	90,1	90,4	90,3	89,5	88,5	87,7	88,3	89,1	90,0	89,8	88,0	89,3

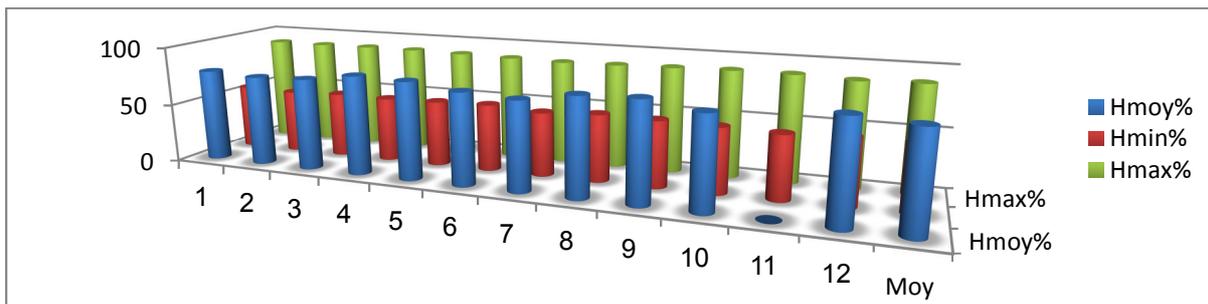


Figure. (II.4): Histogramme des humidités à Skikda en fonction de temps

II.1.4.3. Vitesse du vent :

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec	Total
Vitesse du vent(m/s)	3,0	3,1	2,9	2,7	2,5	2,5	2,5	2,4	2,5	2,5	2,8	3,2	2,7

Tableau (II.4): Vitesse moyenne du vent (en m/s) -Station de Skikda-

II.1.4.4. L'Ensoleillement :*Tableau (II.5): Insolation, nébulosité et radiations solaires mensuelles*

Mois	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
L'ensoleillement Heure/jour	5,8	6,3	7,3	8,1	9,3	10,5	11,4	10,6	8,9	7,3	6,2	5,2
Nébulosité	5,4	5,5	4,6	4,6	4,6	3,7	3,1	2,4	3,7	4,3	5,6	6,3
Radiation Cal/cm ² /jour	20	28	37	45	54	559	604	534	539	31	22	18

II.1.4.5. Pluviométrie:*Tableau (II.6): Précipitations moyennes dans la région*

Code	Nom	Pluie moy (mm)
030801	Skikda port	750,0
030906	El Arrouch	608,9
030907	Sidi Mezghich	574,0
030908	Emdjez Cheikh	583,6
030909	Ramdane Djamal	586,3
030910	Bissy	879,3
030911	Bouchtata	648,7
030919	Skikda	810,0

II.1.4.5.1. Stations pluviométriques utilisées:*Tableau (II.7) : Stations pluviométriques utilisées pour le bassin versant de Charchar*

NUMERO DE LA STATION PLUVIOMETRIQUE	PERIODE D'ENREGISTREMENT (ANNEES HYDROLOGIQUES)	DUREE DE L'ENREGISTREMENT (ANNEES)
03-09-06	1967/08 – 2007/08	41
03-09-07	1953/10 – 1961/10	9
	1965/10 – 1979/09	15
03-09-11	1949/10 – 1955/08	7
	1967/10 – 2007/08	41
03-09-19	1910/10 - 1963/09	54
	1965/10 – 1981/09	17

II.1.4.5.2. Répartition mensuelle de la pluie moyenne:*Tableau (II.8) : Répartition mensuelle de la pluie moyenne*

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Total
P(mm)	30,78	47,70	66,54	95,53	79,79	67,34	62,84	52,22	33,56	12,56	3,04	6,14	558,0
P(%)	5,52	8,55	11,92	17,12	14,30	12,07	11,26	9,36	6,01	2,25	0,54	1,10	100

La série des précipitations de la station EL-ARROUCH (03-09-06) et représentée dans l'annexe III. A travers le tableau (II-13), on déduit que la saison pluvieuse s'étale de

septembre à mai, par contre la saison sèche s'étale de juin à Aout. Ces résultats sont donnés sous forme d'histogramme dans la figure II-7

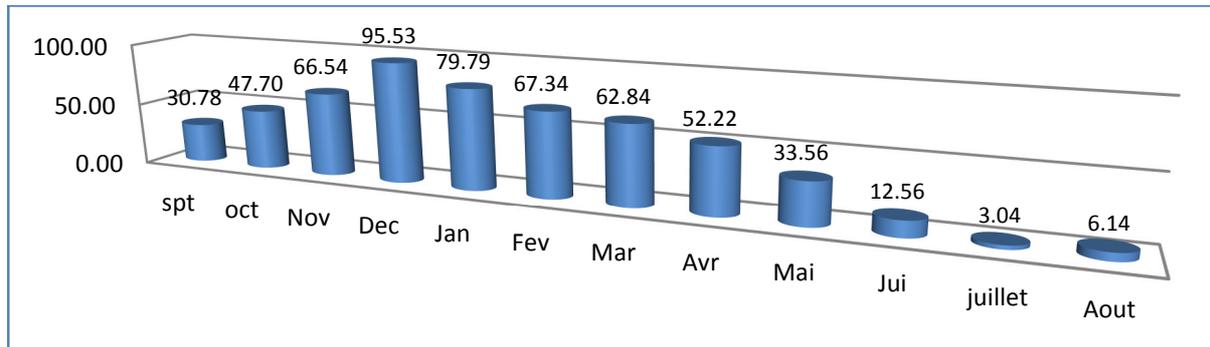


Figure (II.5) : Répartition mensuelle de la pluie moyenne

II.1.4.5.3. les pluies maximales journalières : La série des pluies maximales journalières de la station EL-ARROUCH et représente dans l'annexe III.

II.1.4.5.3.1. Les paramètres statistiques :

Tableau (II.9) : Paramètres statistiques des pluies maximales journalières station EL-ARROUCHE (030906)

Nombre d'observation	41
Moyenne	51,05
Ecart-type	25,76
Médiane	43
Coefficient de variation	0,46
Coefficient d'asymétrie	1,65

II.1.4.5.3.2. Ajustement des pluies maximales journalières :

L'ajustement sera effectué à l'aide du logiciel « *Hydrolab* ».

a).Ajustement a la loi de GUMBEL:

Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau(II-10): Ajustement a la loi de GUMBEL

t	Fréquence	U.Gauss	Val.théo.	Borne inf.	Borne sup.
10000	0,9999	9,210	224,50	191,82	274,42
5000	0,9998	8,517	210,57	180,29	256,80
1000	0,999	6,91	178,23	153,51	215,92
500	0,998	6,21	164,29	141,96	198,31
100	0,99	4,60	131,88	115,05	157,40
50	0,98	3,90	117,85	103,38	139,72
10	0,9	2,25	84,67	75,58	98,09
5	0,8	1,50	69,59	62,73	79,39
2	0,5	0,37	46,82	42,29	52,19
1,25	0,2	-0,48	29,90	24,67	34,40

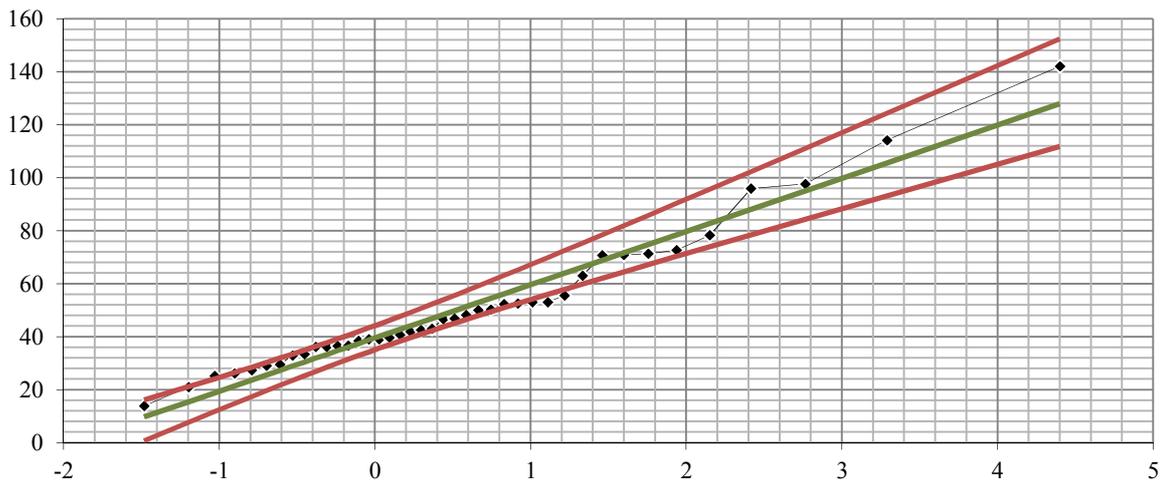


Figure.(II-6): Ajustement à la loi de GUMBEL

b).Ajustement a la loi normale: Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau (II.11) : Ajustement a la loi normale

t	Fréquence	U.Gauss	Val.théo.	Borne inf.	Borne sup.
10000	0,9999	3,72	146,84	134,00	163,60
5000	0,9998	3,54	142,24	129,92	158,28
1000	0,999	3,09	130,65	119,64	144,92
500	0,998	2,88	125,19	114,78	138,64
100	0,99	2,33	110,98	102,08	122,34
50	0,98	2,05	103,96	95,76	114,32
10	0,9	1,28	84,06	77,64	91,84
5	0,8	0,84	72,72	67,04	79,29
2	0,5	0,00	51,05	45,79	56,31
1,25	0,2	-0,84	29,38	22,81	35,05

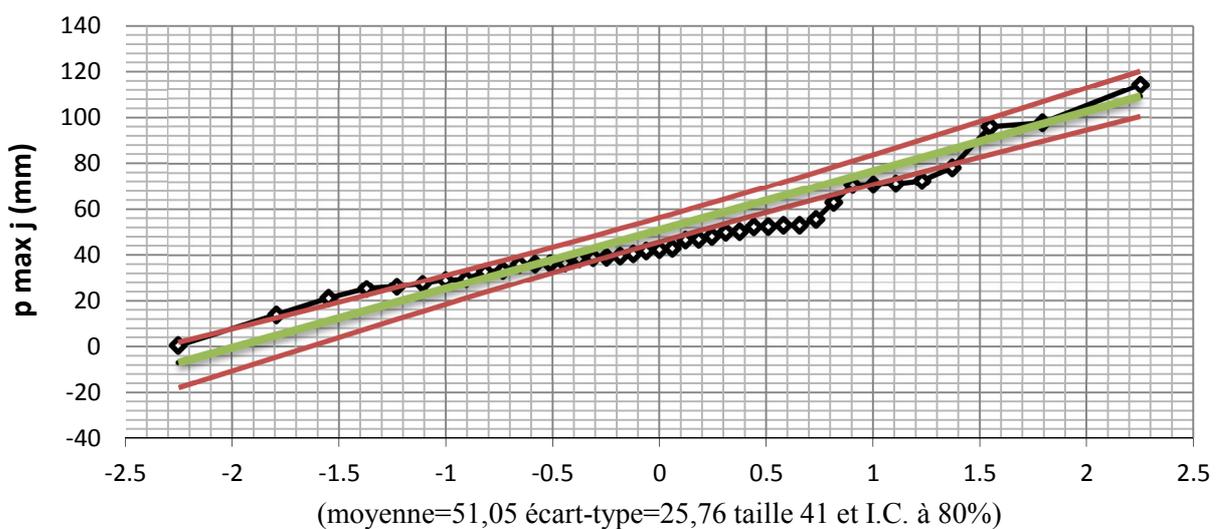


Figure (II.7) : Ajustement à la loi normale.

c).Ajustement a la loi log normale: Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

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

T	Fréquence	U.Gauss	Val.théo.	Borne inf.	Borne sup.
10000	0,9999	3,72	254,49	202,28	343,41
5000	0,9998	3,54	234,37	188,05	312,24
1000	0,999	3,09	190,53	156,47	245,91
500	0,998	2,88	172,81	143,45	219,77
100	0,99	2,33	134,04	114,32	164,21
50	0,98	2,05	118,23	102,12	142,29
10	0,9	1,28	82,84	73,85	95,20
5	0,8	0,84	67,64	61,11	76,07
2	0,5	0,00	45,91	41,79	50,44
1,25	0,2	-0,84	31,17	27,71	34,50

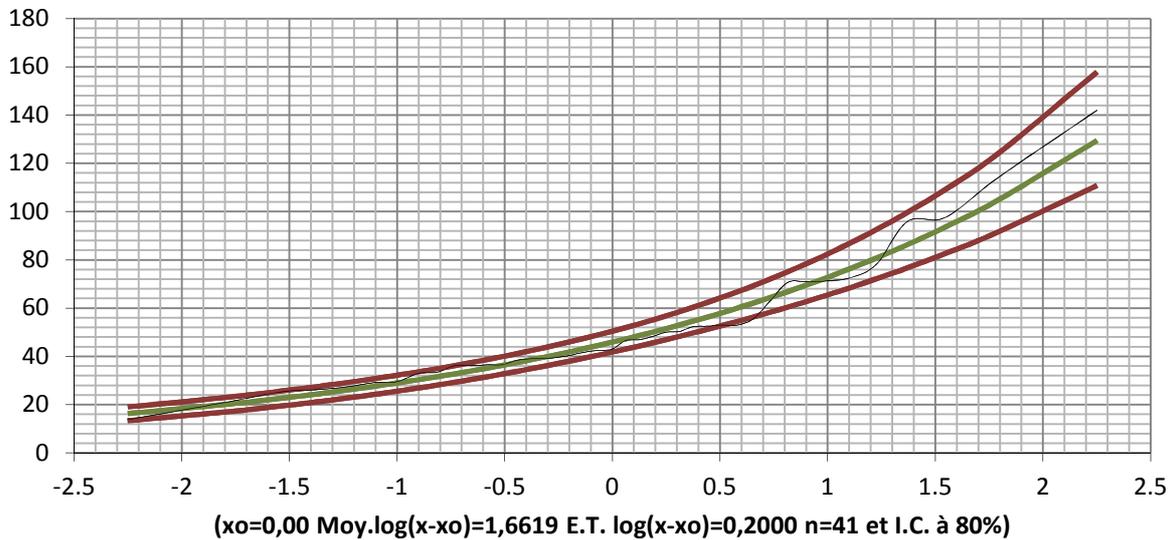


Figure. (II.8) : Ajustement a la loi log normale

Conclusion : D’après les schémas ; on déduit que la série des pluies maximales journalières suit la loi GAMBEL parce que la majorité des points sont à l’intérieur de l’intervalle de confiance. Le tracé des droites est représenté sur papier GUMBEL .

II.1.4.5.4. 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 :

$$P = P \quad (—) \dots\dots\dots(II-27)$$

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

$$I_t = \text{—} \dots\dots\dots(II-28)$$

Les résultats de calcul sont exposés dans le tableau (II-18) :

Tableau (II.13): Intensité pour les différentes fréquences

Période de retour	1000		500		100		50		10	
Fréquence	0,1		0,2		1		2		10	
P _{maxj}	178,23		164,29		131,88		117,85		84,67	
temps	P _{maxj} %	I ₀ (mm/h)								
0,5	18,16	36,31	16,74	33,47	13,44	26,87	12,01	24,01	8,63	17,25
1	27,33	27,33	25,19	25,19	20,22	20,22	18,07	18,07	12,98	12,98
1,5	34,72	23,15	32,00	21,33	25,69	17,13	22,96	15,30	16,49	11,00
2	41,14	20,57	37,92	18,96	30,44	15,22	27,20	13,60	19,54	9,77
2,5	46,93	18,77	43,26	17,30	34,72	13,89	31,03	12,41	22,29	8,92
2,7	49,11	18,19	45,27	16,77	36,34	13,46	32,47	12,03	23,33	8,64
4	61,93	15,48	57,08	14,27	45,82	11,46	40,95	10,24	29,42	7,35
8	93,21	11,65	85,92	10,74	68,97	8,62	61,64	7,70	44,28	5,54
12	118,41	9,87	109,14	9,10	87,61	7,30	78,29	6,52	56,25	4,69
16	140,31	8,77	129,34	8,08	103,82	6,49	92,78	5,80	66,66	4,17
20	160,05	8,00	147,53	7,38	118,43	5,92	105,83	5,29	76,03	3,80
24	178,23	7,43	164,29	6,85	131,88	5,50	117,85	4,91	84,67	3,53

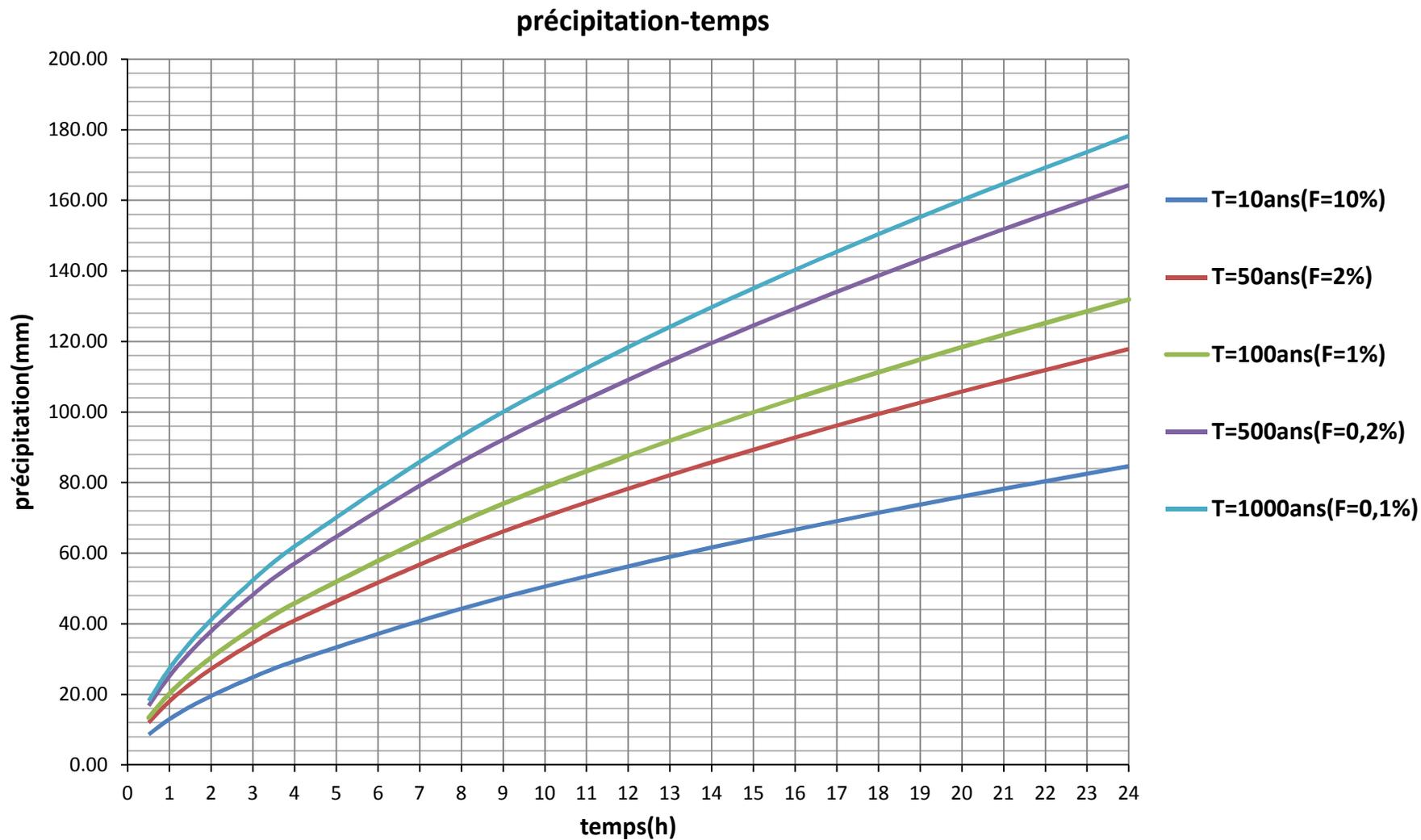


Figure (II.9) : Pluie de Courte Durée

l'intensité-temps

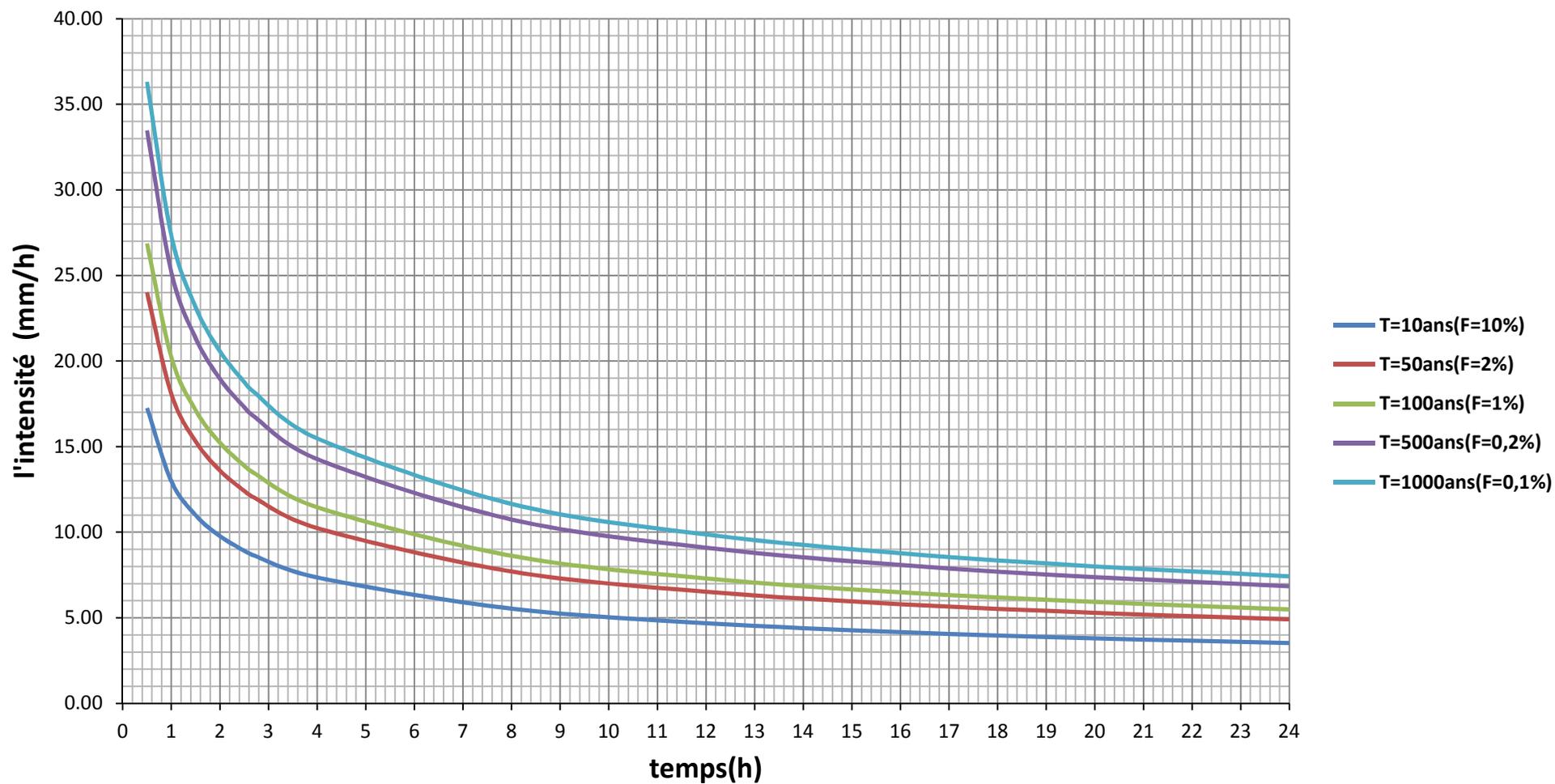


Figure (II.10) : Courbes intensité durée fréquence

II.2. Evaluation des apports liquides :

II.2.1. Apports moyens interannuels :

a). Formule de SAMIE : $A = L_e \cdot S$ (II-29)

$L_e = P^2 (293 - 2.2 \sqrt{P})$ (II-30)

b). Formule de DERY II: $A = 0.513 \cdot P^{2,683} \cdot D_d^{0,5} \cdot S^{0,842}$ (II-31)

c). Formule de MEDINGER: $L_e = 1.024 (P - 0.26)^2$ (II-32)

$A = L_e \cdot S$ (II-33)

D). Formule de TURC: $L_e = P - \frac{P - 300}{25T_0 + 0.05(T_0)^3}$ (II-34)

$L = 300 + 25T_0 + 0.05 (T_0)^3$ (II-35)

E). Formule de l'ANRH : $A_0 = 0,915 \cdot P^{2,684} \cdot S^{0,842}$ (II-36)

Tableau(II.14) : Apports moyens interannuels

Formule	Apports moyens interannuels (Hm ³)
Formule de SAMIE	2,8
Formule de DERY II	3,7
Formule de MEDINGER	4,7
Formule de TURC	2,1
Formule de l'ANRH	4,14

D'après ces résultats on adopte finalement la valeur de MEDINGER qui est la plus utilisée en Algérie sur tout pour les petits bassins versants. Donc on prend : **A = 4,7 Hm³**

II.2.2. Répartition mensuelle de l'apport moyen :

Le calcul se fait par la formule suivante: $Q_m = P_m \cdot C_e \cdot S$ (II-37)

Tableau (II.15) : Répartition mensuelle de l'apport moyen.

Mois	A (%)	A (Mm ³)
Septembre	5,52	0,22
Octobre	8,55	0,34
Novembre	11,92	0,48
Décembre	17,12	0,68
Janvier	14,3	0,57
Février	12,07	0,48
Mars	11,26	0,45
Avril	9,36	0,37
Mai	6,01	0,24
Juin	2,25	0,09
Juillet	0,54	0,02
Août	1,1	0,04
Total	100	4

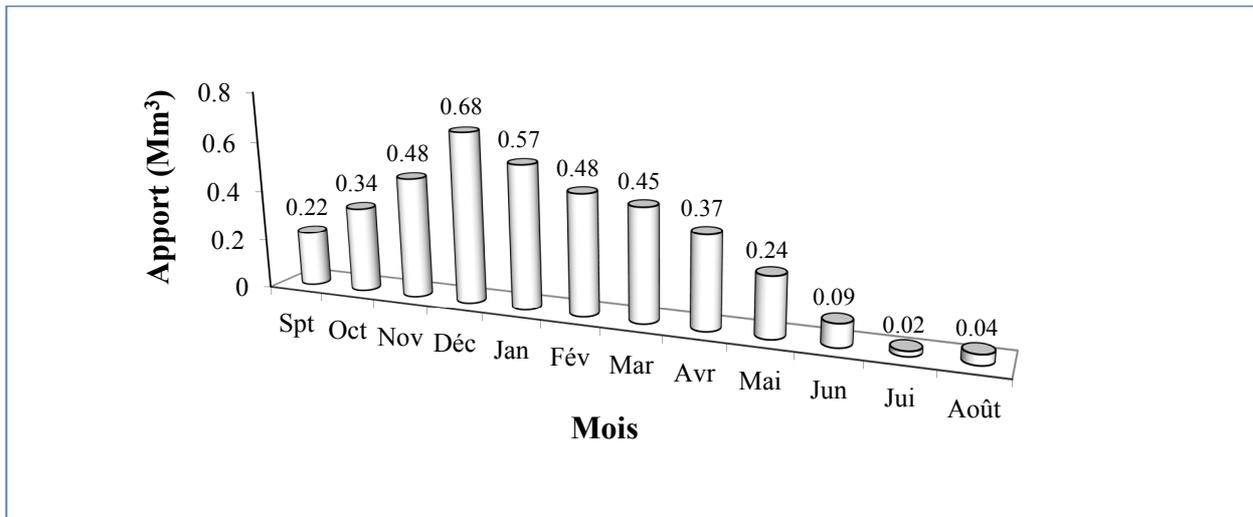


Figure (II.11): Répartition mensuelle des apports

II.2.3. Calcul du coefficient de variation: La variabilité de l'apport moyen annuel est caractérisée par le coefficient de variation C_v , estimé par des formules empiriques:

a).Formule de N.N.PADOUM: $C = k \cdot \frac{'}{,}$ (II-38)

b).Formule de Sokolovski-Chevelev: $C_v = 0.78 - 0.291 \text{Log} (M_0) - 0.063 \text{Log} (S + 1)$..(II-39)

c).Formule d’Ugiprovodkhoz: $C = \frac{'}{,}$ (II-40)

d).Formule d'Antonov: $C_v = \frac{0.78}{(S + 1000)^{0.097}}$ (II-41)

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

Tableau (II.16): Récapitulatif des coefficient de variation C_v

Formules	C_v
PADOUN	0,42
SOKOLOVSKY-CHEVELEV	0,46
UGIPROVODKHOZ	0,55
ANTONOV	0,40
Moyenne	0,46

La valeur de $C_v = 0,46$ obtenue par la formule de SOKOLOVSKY est finalement adoptée.

II.2.4. Les apports fréquentiels :

La distribution des apports fréquentiels sera régie par l'équation:

$A_{p\%} = A_0(F_{p\%} * C_v + 1)$ (II-42)

Les calculs des apports fréquentiels a conduit au tableau suivant :

Tableau(II.17) : Apports fréquents

Période de retour (ans)	Fréquence (%)	Variable de Gauss	Apport A (hm ³)
1.25	80	- 0,84	1,83
10	10	1,28	4,75
20	5	1,64	5,25
50	2	2,05	5,81
100	1	2,33	6,19
1000	0,1	3,16	7,34

II.2.4.1. Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80% :*Tableau (II.18) : Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%*

Mois	A _(80%) (hm ³)	A _(80%) (%)
Septembre	0,13	5,51
Octobre	0,21	8,54
Novembre	0,29	12,00
Décembre	0,41	17,00
Janvier	0,35	14,25
Février	0,29	12,00
Mars	0,27	11,25
Avril	0,23	9,25
Mai	0,15	6,00
Juin	0,05	2,25
Juillet	0,01	0,50
Août	0,02	1,00
Total	2,44	100,00

II.3. Evaluation des apports solides:

A partir des évaluations des débits solides des trois barrages, celui de Guenitra (256t/km².an), Zardezas (2609 t/km².an), il peut être déduit que le rendement en sédiment pour le barrage de Charchar varie entre 200 et 2600 t/km.an.

Calcul du débit solide par la formule de TIXERONT: Elle tient compte de la répartition du bassin versant en fonction de sa perméabilité et s'écrit : $Ts = \alpha \cdot L_0^{0.15}$ (II-43)

Ts = 776.16 (t/Km²/an)

II.4. Etude des crues :

II.4.1. Détermination du débit maximum de la crue (débit de pointe) :

a) Formule de Sokolovsky : $Q_{\%} = \frac{(\dots)}{\dots} \cdot S \cdot \alpha \cdot f$ (II-44)

b) Formule de Mallet-Gauthier: $Q_{\%} = 2K \log(1 + AP) = \frac{1}{1 + 4 \log T - \log S}$ (II-45)

c) Formule de Turazza: $Q_{\%} = \frac{\dots}{\dots}$ (II-46)

d) Formule d'Alexeev : $Q_{\%} = 0,34 P^{\dots}$ (II-47)

e) Formule empirique de FRANCOU-RODIER : $Q = 10^6 (A/10^8)^{1-0,1K}$ (II-48)

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau (II.19) : Pluies de courte durée

Période de retour	10	20	50	100	1000	10000
Francou-Rodier	62,9	84,2	113	135,6	214,4	298,9
Sokolovsky	2,95	6,76	9,54	13,03	26,58	-
Mallet-Gautier	66,5	76,8	88,5	96,4	119,0	137,9
Alexeev	22,67	30,35	35,22	40,92	61,14	-
Turazza	27,61	35,61	46,11	60,20	92,98	-

Tableau (II.20) : Pointe de Crue Annuelle enregistrée à la station hydrométrique CODE : 09-03-01

Années	Max (m3/s)	1987/1988	10,30
1973/1974	19	1988/1989	127,00
1974/1975	78,02	1989/1990	38,25
1975/1976	52,88	1990/1991	120,10
1976/1977	54,38	1991/1992	78,30
1977/1978	9,72	1992/1993	155,00
1978/1979	68,35	1993/1994	82,80
1979/1980	27,50	1994/1995	210,10
1980/1981	17,50	1995/1996	188,60
1981/1982	23,98	1996/1997	5,48
1982/1983	82,77	1997/1998	127,00
1983/1984	745,08	1998/1999	118,30
1984/1985	558,60	1999/2000	186,60
1985/1986	12,17	2000/2001	209,70
1986/1987	123,55	2001/2002	43,75

Ajustement à une loi Log-normale

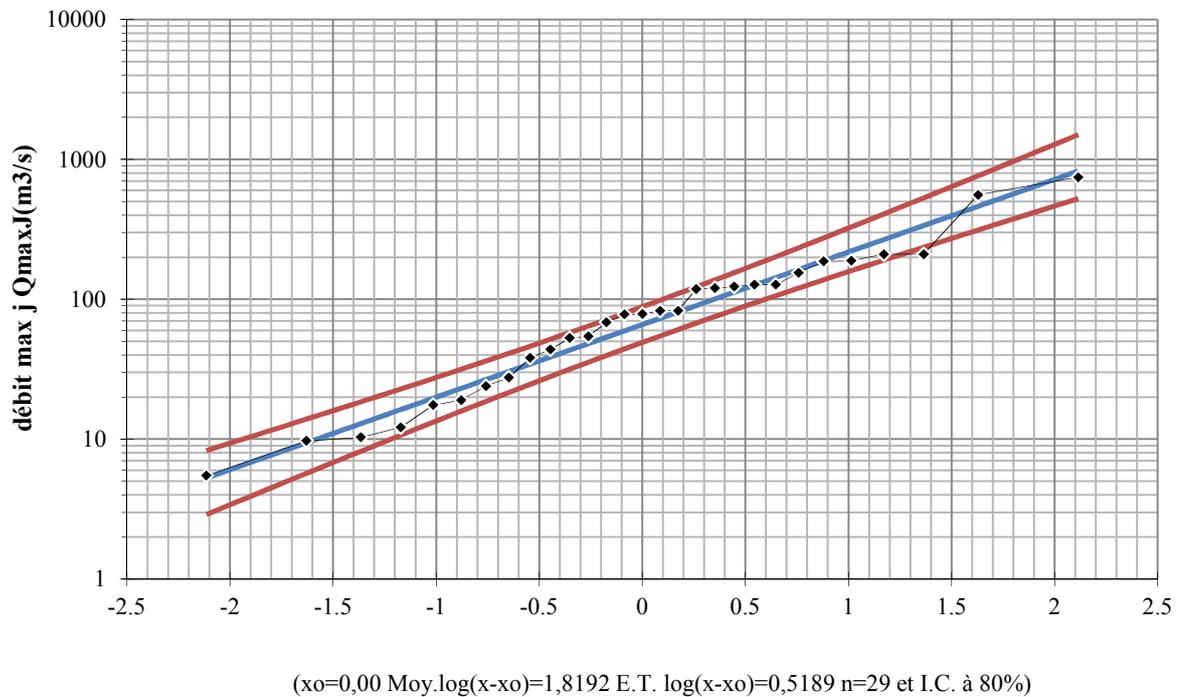


Figure (II-12) : Distribution probabiliste loi de GALTON (loi log normale) utilisée pour la distribution des pointes de crues de la station hydrométrique 03-09-1

Tableau (II.21): Débits de pointe de crue du barrage de Charchar, basés sur les valeurs K transférées

période de retour	Fréquence p%	U de gauss	Qmax(m3/s)	K	Qmax(m ³ /s)
10	0,9	1,282	333	3,67	62,9
20	0,95	1,645	424	3,86	84,2
50	0,98	2,054	541	4,05	113
100	0,99	2,327	629	4,17	135,6
200	0,995	2,576	716	4,28	158,6
500	0,998	2,88	831	4,39	189,8
1000	0,999	3,091	919	4,47	214,4
10000	0,9999	3,719	1210	4,69	298,9

Sur la base des débits de pointe de crue indiqués dans le Tableau (II-26) et en suivant une approche conservatrice, les débits de pointe de crue recommandés sont indiqués dans le Tableau II-27.

Tableau II-22 : Débits de pointe de crue recommandés (m³/s) pour le bassin versant du barrage de Charchar

Période de récurrence (années)	Débits de pointe de crue recommandés
10	62,9
20	84,2
50	113
100	135,6
1000	214,4
CRM	325

II.4.2. Hydrogramme de crue :

La forme des crues (temps de montée et de décrue) est déterminée a l'aide de la méthode de Sokolovsky qui assimile l'hydrogramme de crue a deux équations paraboliques l'une pour le temps de montée et définie par :

$$Q_t = Q_{max} \% \left(\frac{t}{t_m} \right)^n \dots\dots\dots(II-49)$$

Et l'autre équation pour la décrue exprimée par : $Q_t = Q_{max} \% \left(\frac{t}{t_d} \right)^m \dots\dots\dots(II-50)$

Temps de base: $t_b = t_m + t_d \dots\dots\dots(II-51)$

Le tableau qui donne les débits pour les différents périodes de retour et pour des différentes fréquences est donné dans l'annexe 4 (Tableau II.28)

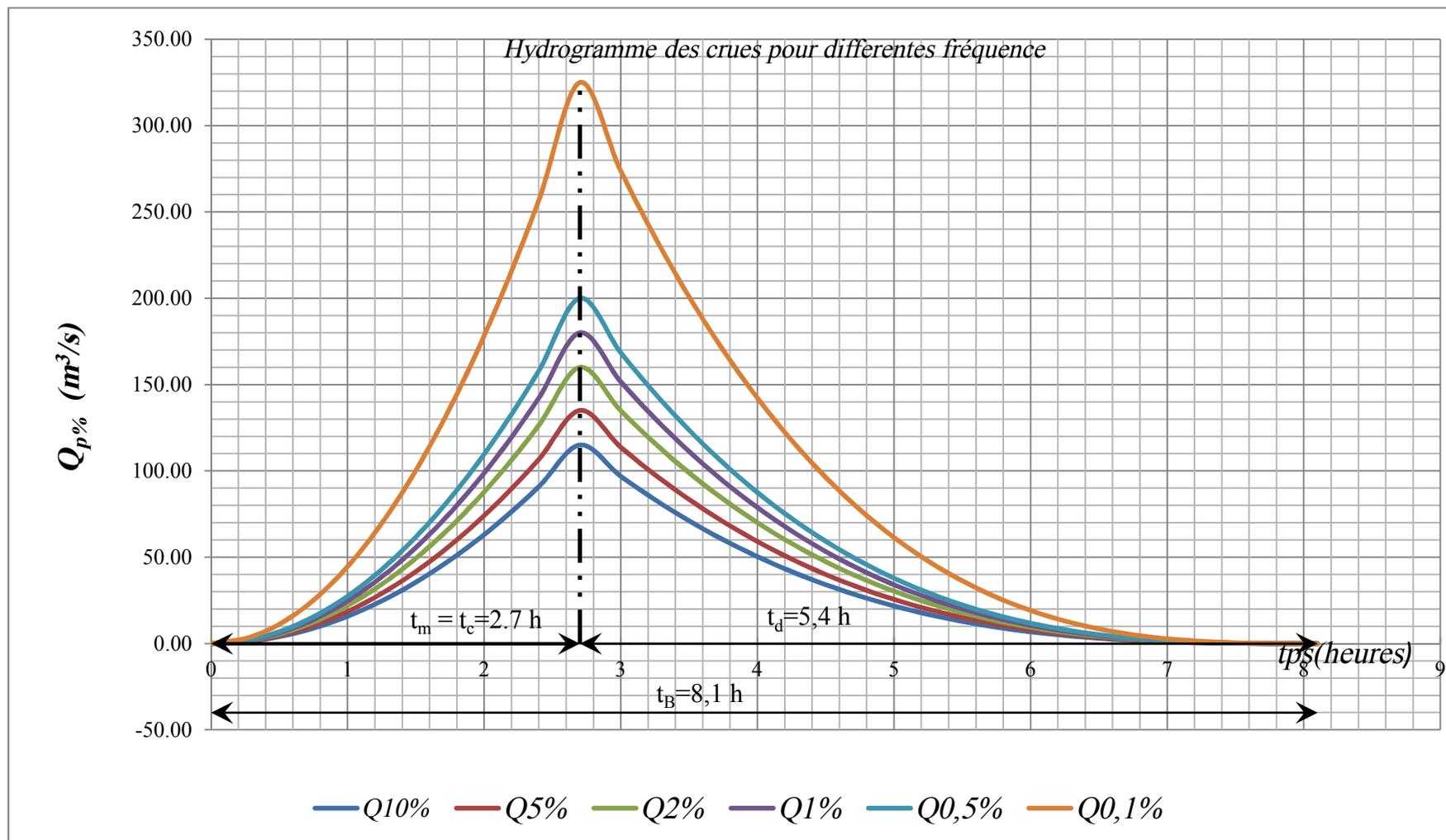


Figure (II-13): Hydrogrammes des crues pour différentes périodes de retour

II.4.3. Choix de la crue de projet :

Nous sommes amenés à faire un choix, notre choix est porté sur une période de retour de crue, dans notre cas nous allons opter pour la crue 1000 ans voyant le risque potentiel et les dommages que causera la rupture du barrage qui sont très importants selon la classification du (CNAGB), ainsi que la crue 1000 ans est la plus recommandée dans de cas pareil.

Tableau (II.23) : Crue de projet recommandée [source CNAGB]

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

Alors nous optons pour une crue de projet de probabilité de 0,1% (T = 1000 ans).

$$Q_{0,1\%} = 325 \text{ m}^3/\text{s}.$$

II.4.4. choix de la crue de chantier :

La protection contre la crue est obtenue par un amortissement de celle-ci par un batardeau tandis que l'ouvrage de dérivation proprement dit n'est dimensionné que pour une fraction de débit de pointe de la crue. Les barrages en remblais sont souvent protégés contre les crues cinquantenales ou même centennales, mais dans notre pays, l'ouvrage de dérivation est souvent dimensionné contre les crues dont la période de retour varie entre 10 et 50 ans. Donc vue toute ces exigences je vais choisir la crue vingtaine (20 ans) pour la conception des ouvrages de dérivation et prises d'eau.

$$Q_{5\%} = 134 \text{ m}^3/\text{s}.$$

II.5. Etude de Régularisation :

Il existe deux types de régularisation sont utilisés : La régularisation saisonnière et la régularisation interannuelle. Pour notre étude, ces deux types serrant étudiés.

II.5.1. Répartition des besoins :

Tableau (II.24) : Répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation Et AEP.

Mois	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	S
$U_{80\%}$ (Hm ³)	0,108	0,091	0,082	0,07	0,06	0,05	0,233	0,305	0,375	0,408	0,325	0,225

Source ANBT

II.5.2. Courbes caractéristiques de la retenue : Une relation superficie-capacité pour le barrage de Charchar, indiquée dans le Tableau II-31, a été obtenue à partir d’une levée (échelle 1 : 1 000) effectuée dans le bassin du barrage. La courbe se trouve en Figure II-15. L’approximation des volumes a été faite selon l’expression :

$$\Delta V = \text{---} \times \Delta H \text{(II-52)}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau (II. 31) (annexe 5)

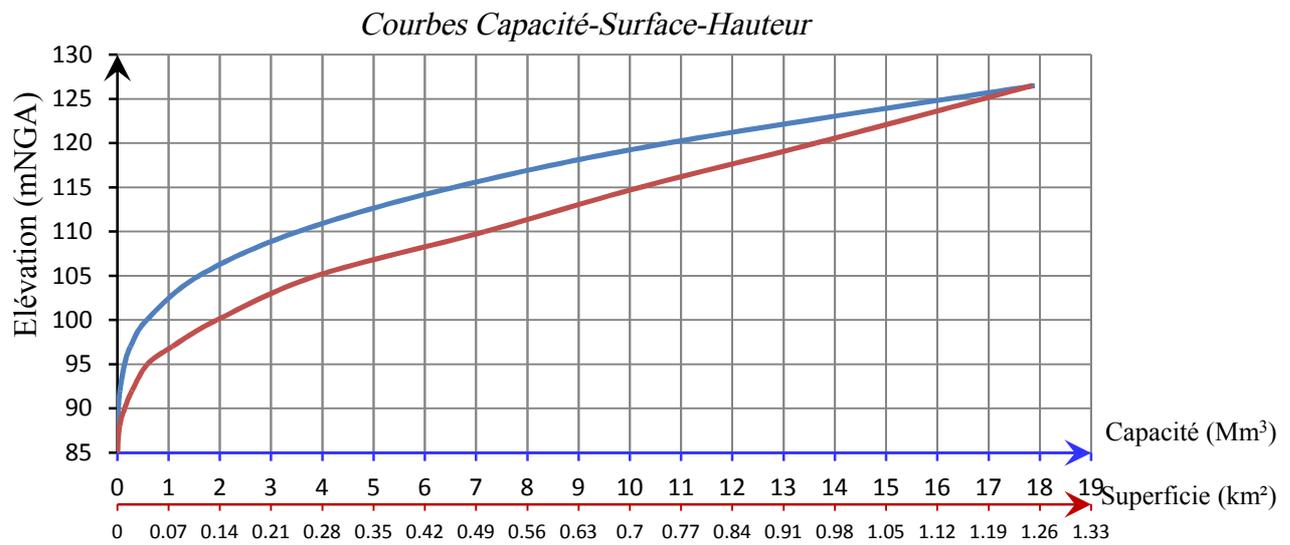


Figure (II-14) : Courbes caractéristiques de la retenue

II.5.3. Volume mort :

Il existe plusieurs formules pour le calcul du volume mort :

a).Méthode liée à l'érosion spécifique :

C'est la méthode la plus simple, le volume est donné par la formule suivante :

$$V = \text{---} \text{(II-53)}$$

$$V_m = 0,75 Hm^3$$

b).Formule de TIXERONT :

$$V = (1,05 - 1,10) \frac{\text{---}}{\delta} \text{ (II-54)}$$

$$Q_s = T_s * S \text{(II-55)}$$

$$Q_s = 17851.68t/an$$

$$V_m = 0,61 Hm^3$$

II.5.4. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau (II.32)

on a :

$$V_s = 1,359 \text{ Hm}^3$$

$V_d = 1,281 \text{ Hm}^3$ ($V_s > V_d$) donc : la retenue fonctionne à un seul temps.

D'ou : $V_u = V_d$

$$\mathbf{V_u = 1,281 \text{ Hm}^3}$$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m \dots \dots \dots (II-56)$$

$$\mathbf{V_{\text{NNR}} = 2,031 \text{ Mm}^3}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau (II.32) (annexe 4)

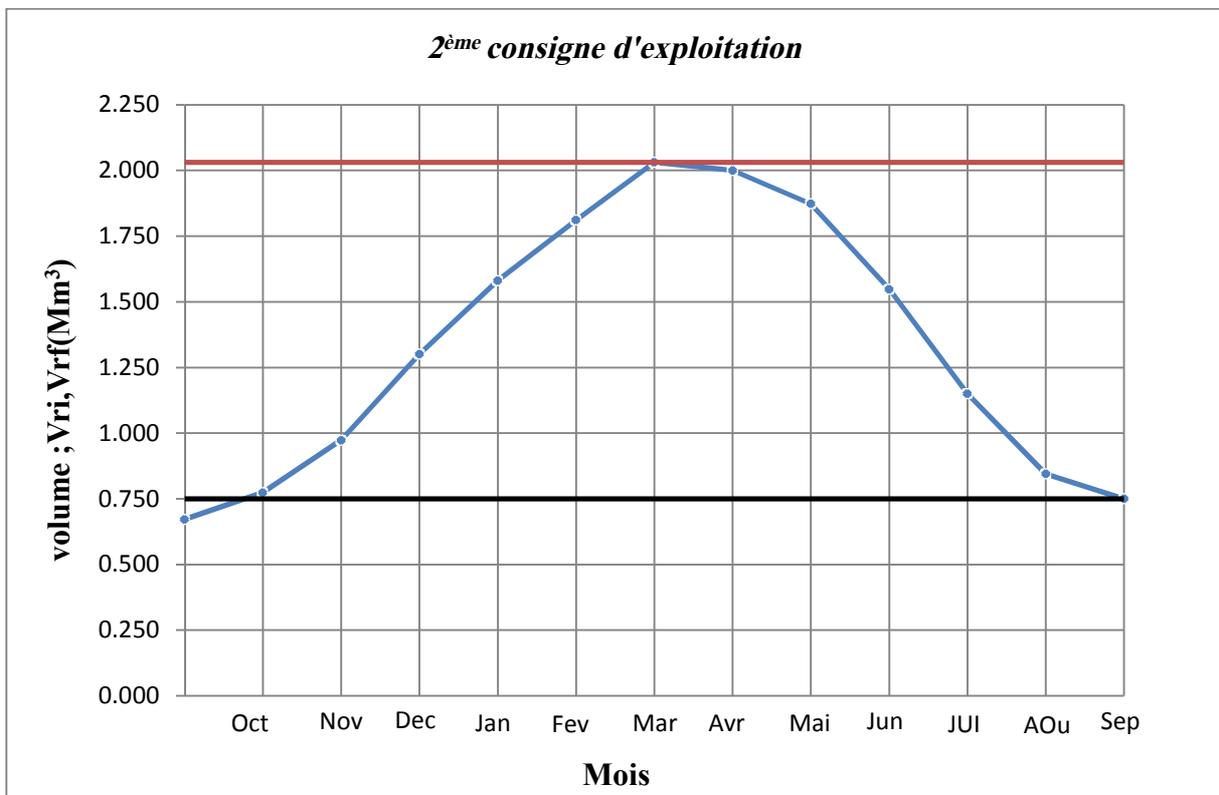
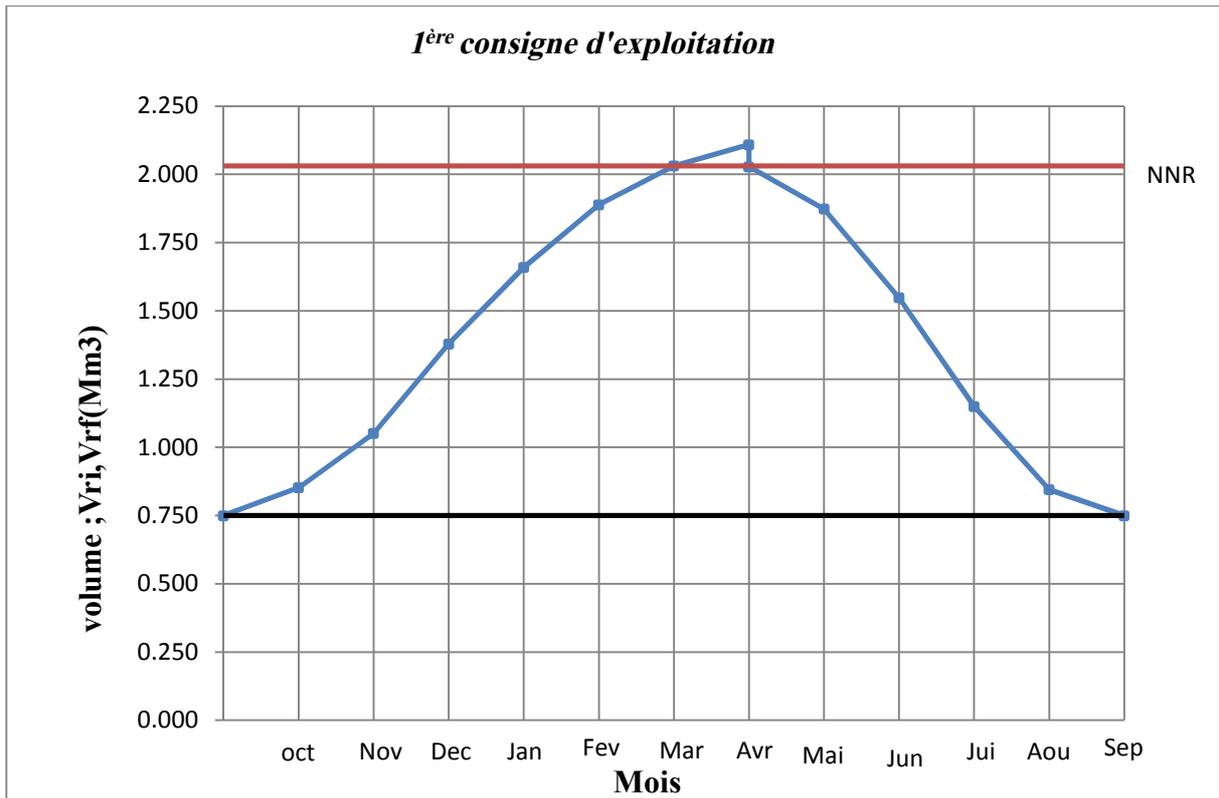


Figure (II-15) : Graphique d'exploitation (sans pertes)

II.5.5. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

- ◆ Pertes par évaporation.
- ◆ Pertes par infiltration.

A) Pertes par évaporation :

$$V_{\text{evp}} = E_v \cdot S_{\text{moy}} \dots\dots\dots(\text{II-57})$$

B) Pertes par infiltration :

$$V_{\text{inf}} = \dots\dots\dots(\text{II-58})$$

Tableau II.25 : Valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques de la cuvette

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

A cause de la faible perméabilité du sol de notre cuvette ; on prend $\delta=0,5$

Le calcul des pertes est représenté dans les tableaux II.34 et II.35 (*annexe 4*)

D'après le tableau on a :

$$V_s' = 1,353 \text{Hm}^3$$

$$V_d' = 1,341 \text{Hm}^3 \quad V_s' > V_d' \Rightarrow V_u' = V_d' = 1,341 \text{Hm}^3$$

$$\text{Donc } V_{\text{NNR}} = 2,091 \text{Hm}^3$$

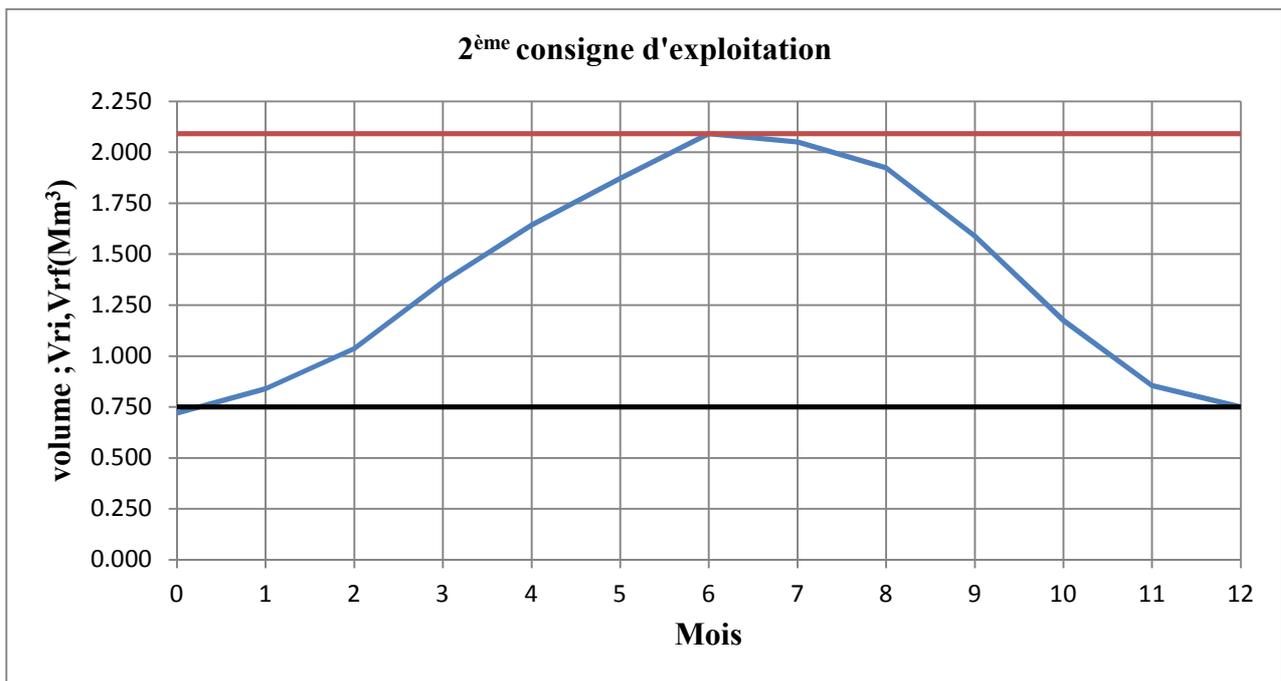
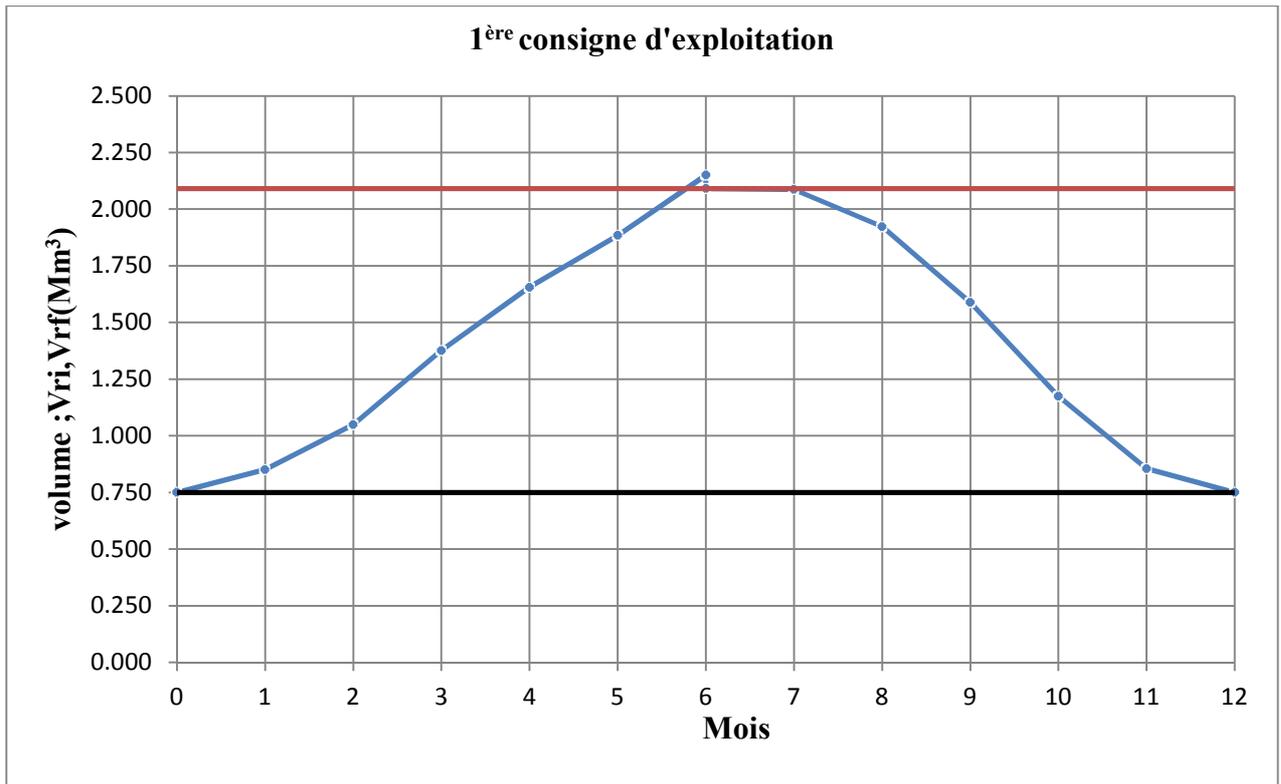


Figure (II-16) : Graphique d'exploitation (avec pertes)

Estimation de l'erreur :

On a : $\zeta = \frac{1,341}{1,341} \cdot 100 \dots\dots\dots (II-59)$

$$\zeta = \frac{1,341}{1,341} \cdot 100 = 4,47\% < 5\%$$

En prend **Vu=1,341 Hm³**

Le volume au niveau normal de la retenue est: $V_{NNR} = V_M + V_U \dots\dots\dots (II-60)$

V_{NNR}=2,091 Hm³

II.5.6. La régularisation interannuelle :

La régularisation interannuelle a pour but de satisfaire la consommation durant plusieurs années, il y a plusieurs méthodes de calcul, on cite:

- 1- Calcul du volume utile interannuel par la méthode Kristly-Menkel:
- 2- Calcul du volume utile interannuel par la méthode Pléchkov-Svaizdé:

A) Calcul du volume utile interannuel par la méthode Kristly-Menkel :

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

On a : $V_{u_{int}} = V_s + V_{int} \dots\dots\dots (II-61)$

$V_{int} = \beta_{plur} \cdot W_o \dots\dots\dots (II-62)$

$\beta_{plur} = \max (D) = \max [(\alpha - K_{p\%}) \cdot n] \dots\dots\dots (II-63)$

$K_{p\%} = F_{p\%} \cdot C_v^{(n)} + 1 \dots\dots\dots (II-64)$

$C_v^{(n)} = \frac{C_v}{\sqrt{n}} ; C_s^{(n)} = \frac{C_s}{\sqrt{n}} \dots\dots\dots (II-65)$

D'après le tableau III-4 de calcul dans l'ANNEXE III . On trouve : **$\beta_{plur} = 0,7635$**

$V_{plur} = \beta_{plur} \cdot W_o = 0,7635 \cdot 4 \dots\dots\dots$ **$V_{plur} = 3,054 \text{ Mm}^3$**

Donc : $V_{u_{int}} = V_s + V_{int} = 1,341 + 3,054 = 4,40 \text{ Mm}^3$ **$V_{u_{int}} = 4,40 \text{ Mm}^3$**

Volume au niveau normal de la retenue est: $V_{NNR} = V_m + V_U$ **$V_{NNR} = 5,145 \text{ Mm}^3$**

B) Calcul du volume utile interannuel par la méthode graphique :

Pour la régularisation interannuelle de l'écoulement, le volume utile de la retenue est divisé en deux (02) composantes (saisonniers et interannuelle).

La composante interannuelle est déterminée graphiquement après avoir tracer la courbe des valeurs cumulées :

$$\sum_{i=1}^n (k_i - 1) = f(n) \dots \dots \dots (II-66)$$

Avec : k_i = — : coefficient de débit

Le tracé de la courbe $\sum (k - 1) = f(n)$ nécessite une série hydrologique.

Parallèlement à ce tracé, on construit une échelle dite échelle rayonnante de rayon p du coefficient de l'écoulement régularisé comme montre la figure (II-18)

avec : V_r = — : volume régularisé (demandé) et V_m : apport moyen interannuelle

pour notre cas on prend : $p = 0.8$

Calcul de l'échelle rayonnante : le rayon minimal de cette échelle est :

$$p = \frac{\sum (\quad)}{* \quad \alpha} \dots \dots \dots (II-67)$$

M_{Σ} () : Echelle de l'axe des ordonnées de la courbe réduite = 0,250

M : Echelle de l'axe des abscisses = 1

M_{α} : Echelle de la partie verticale de l'échelle rayonnante = 0.1

D'ou: $p = \frac{'}{x} = 2,5cm$

Les résultats sont représentés dans le tableau (II.36) (annexe 4)

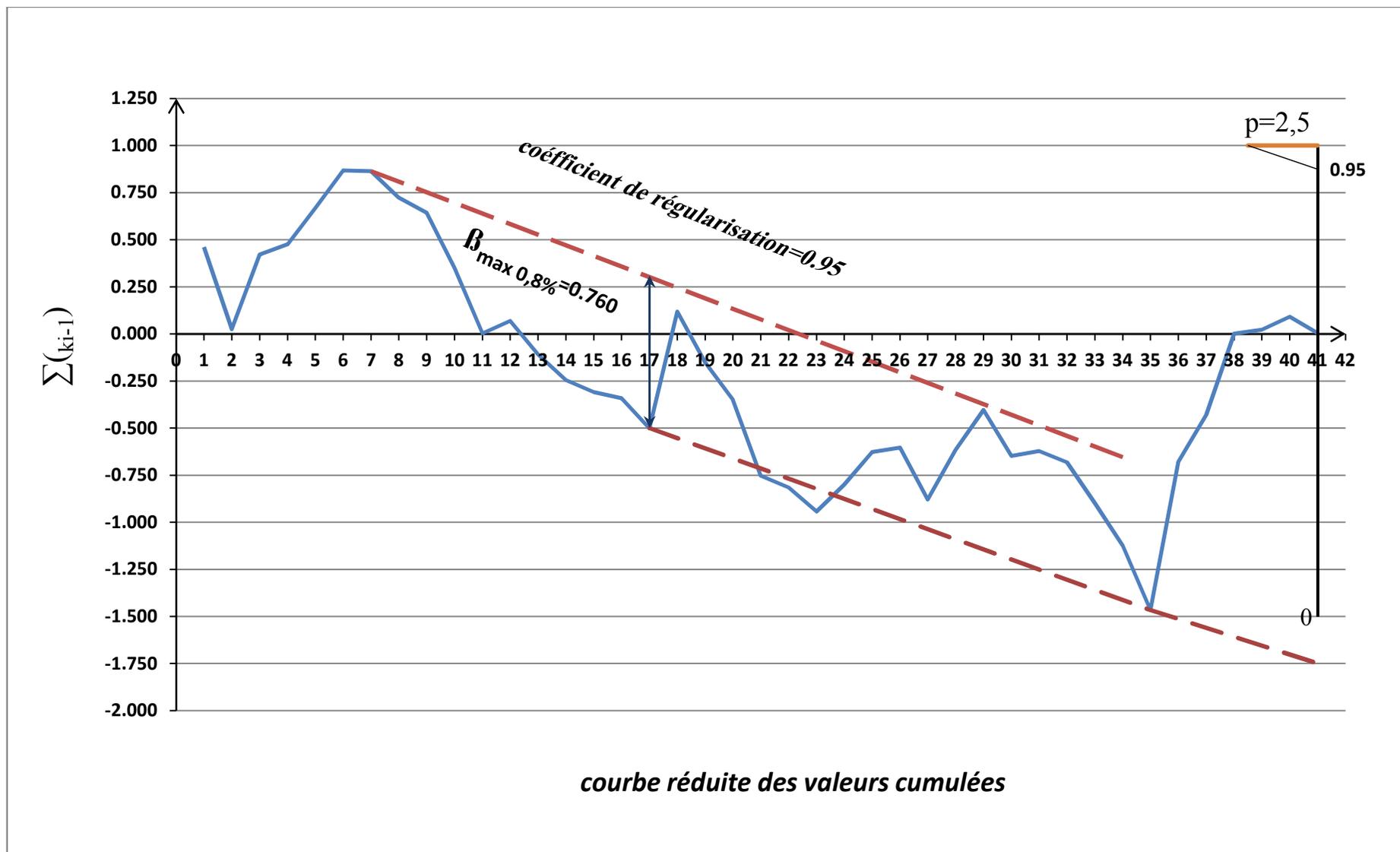


Figure (II-17) : Courbe réduite des valeurs cumulées

$$V_{plur} = \beta_{max} * W_o = 0.760 * 4 = 3,04 \text{ Mm}^3$$

$$\text{Donc : } Vu_{int} = Vs + V_{int} = 1,341 + 3,04 = 4,381 \text{ Mm}^3$$

$$Vu_{int} = 4,381 \text{ Mm}^3$$

$$V_{NNR} = V'_m + V_U$$

$$V_{NNR} = 5,131 \text{ Mm}^3$$

II.6. Laminage des crues :

Le calcul du laminage des crues optimise la capacité de stockage temporaire de la retenue et le débit progressif de déversement en fonction de l'apport entrant de la crue, cette relation peut être formulée comme suit:

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot d \dots \dots \dots (II-68)$$

$$\text{Le débit cumulé à l'instant } t \text{ est : } Q - q = S \cdot (dh / dt) \dots \dots \dots (II-69)$$

Il existe plusieurs méthodes pour procéder au laminage ; généralement la méthode de **HILDENBLAT** et la méthode **STEP BY STEP** sont utilisées dans les grands barrages c'est pour cela qu'on opte pour la méthode de **KOTCHERINE** qui est détaillée par la suite.

➤ **La méthode de KOCHERINE** : Le débit laminé est :

$$q_{lam} = Q_{\%} \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C} \right) \dots \dots \dots (II-70)$$

$$V_c = 0,5 Q_{max,p\%} \cdot T \dots \dots \dots (II-71)$$

$$Q_{max,p\%} = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot H / \dots \dots \dots (II-72)$$

Tous les calculs et résultats sont illustrés dans le tableau (II.38) (annexe 4)

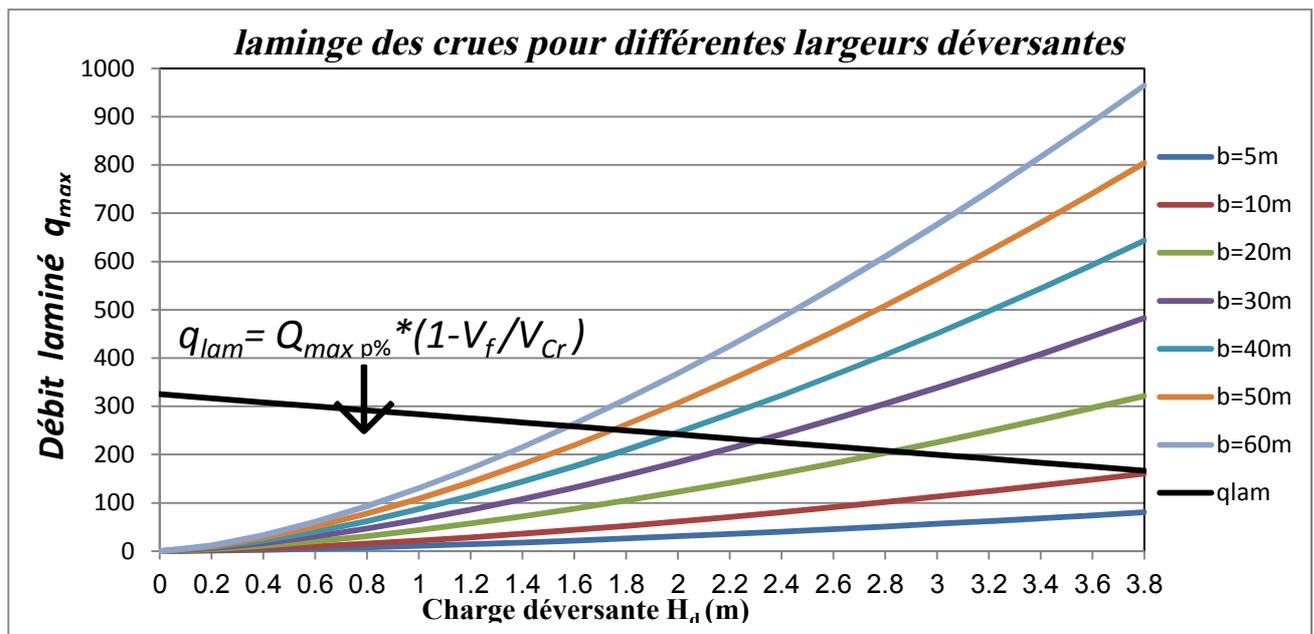


Figure (II-18) : Courbes $H = f(Q, q)$

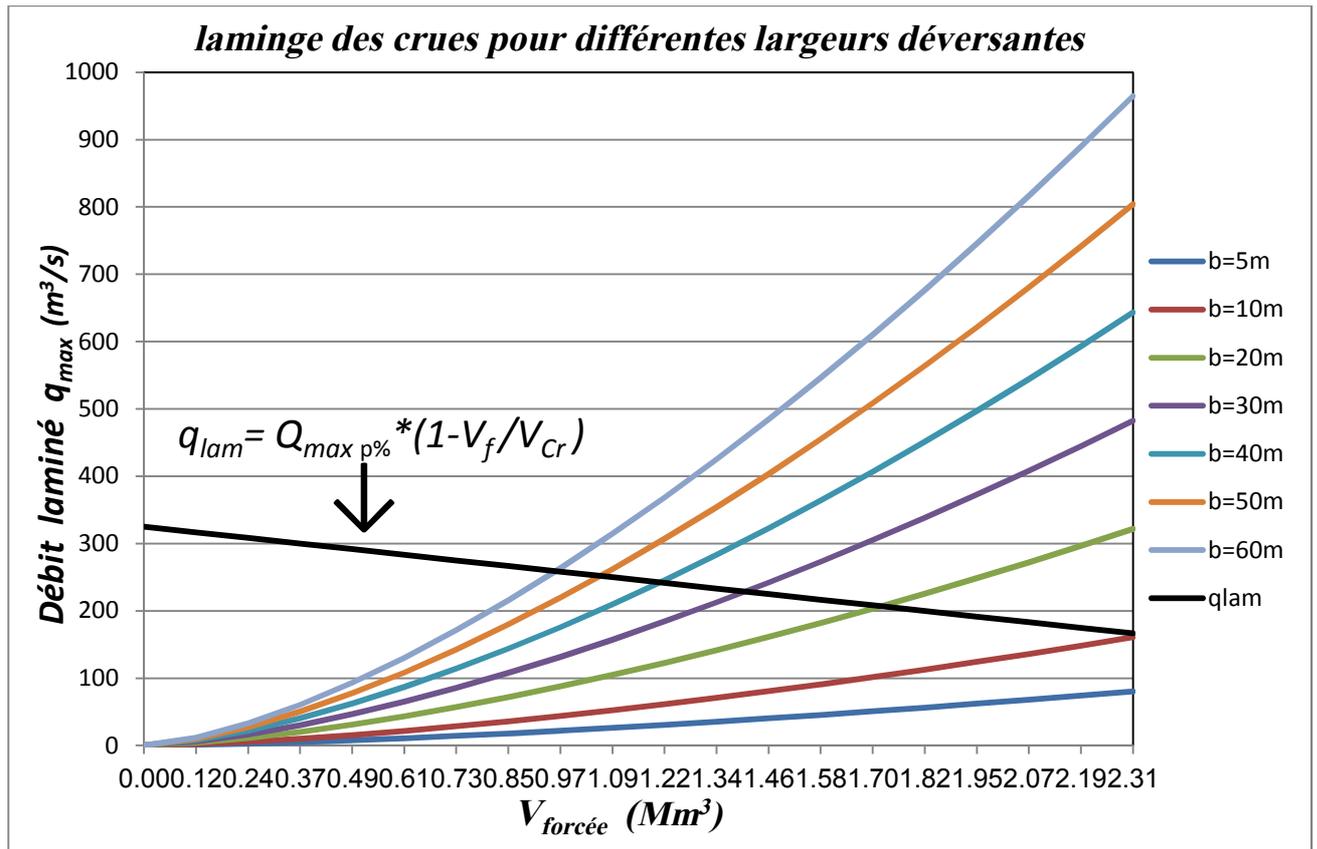


Figure (II-19) : Courbes $V = f(Q, q)$

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

Tableau II-26: Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.

b (m)	H(m)	V_f (Mm3)	q_{lam} (m3/s)	NPHE(m)
10	3,81	2,33	164,12	113,84
20	2,82	1,70	200,02	112,92
30	2,35	1,40	225,11	112,39
40	2,00	1,20	247,87	111,83
50	1,75	1,06	250,04	111,78
60	1,59	0,97	257,62	111,59

Chapitre 03

Etude

de la dérivation provisoire

Introduction :

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.

III.1. Type d'ouvrages de dérivation provisoire :

a/ Galerie de dérivation :

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

b/ 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).

c/ 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 :

Vu les conditions géologiques et topographique du site, et l'étude économique, il a été jugé de projeter une conduite en béton armé sur le flanc droit.

III.2. Choix de la crue de dimensionnement :

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 cinquanteennes 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 vingtaine.

Le débit maximum de cette crue est $Q_{\max}(5\%) = 134 \text{ m}^3/\text{s}$.

III.3. Succession des travaux :

1^{ère} étape : Mise en place d'un batardeau partiel 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.

III.4. Dimensionnement de la dérivation provisoire :

III.4.1. 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 $V_a = 5 \text{ m/s} < 10 \text{ m/s}$ (la vitesse admissible).

III.4.1.1. La section économique et la hauteur du canal :

On a : $Q = 134 \text{ m}^3/\text{s}$. $V_a = 5 \text{ m/s}$ d'où $Se = Q/V = 26,8 \text{ m}^2$.

$Se = 26,8 \text{ m}^2$.

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 qu'elle soit inférieure à la section Se déjà calculée.

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

Où:

Q: Débit transité, $Q = 134 \text{ m}^3/\text{s}$

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 (III.1)

Tableau (III.1) : Calcul des tirants d'eau en fonction des largeurs

$b_i(m)$	$h_i(m)$	$S_m (m^2)$	$V_{ap} (m/s)$
2	2,86	25,35	5,29
4	2,54	25,64	5,23
6	2,27	25,99	5,16
8	2,05	26,49	5,06
10	1,87	27,09	4,95
12	1,72	27,74	4,83

Nous optons donc pour $S_m = 26,49m^2$ qui est inférieure à la section économique $S_e = 26,8 m^2$.

Donc : $b = 8m$ la hauteur normale $h_n = 2,05m$

$h_{canal} = h + R$

Où:

h_{ca} : Hauteur du canal;

h : Hauteur d'eau dans le canal;

R : Revanche, $R = 0,5m$.

D'où: $h_{canal} = 2,55m$.

III.4.1.2. Calcul de la hauteur critique :

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

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

$$K = 3,058m \quad \text{et} \quad \sigma_{cr} = 0,917$$

Donc : $h_{cr} = 2,39m$.

III.4.1.3. La pente critique :

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

$$S_{cr} = (b + mh_{cr})h_{cr} = 32,829 m^2$$

$$P_{cr} = b + 2h_{cr}\sqrt{1 + m^2} = 20,428m$$

$$R_{cr} = 1,607\text{m}$$

$$I_{cr} = 0,0152$$

III.4.2. La conduite de dérivation :

III.4.2.1. Niveau de l'eau en fonction du débit dans le lit de l'oued sur le site du barrage :

Le niveau de l'eau de l'oued en fonction du débit est représenté par la courbe de tarage :

Tableau (III.2) : Niveau de l'eau en fonction du débit dans le lit de l'oued

H(m)	129	130	131	132	133	134	135
Q (m3/s)	0	33	150	412	933	1672	2720

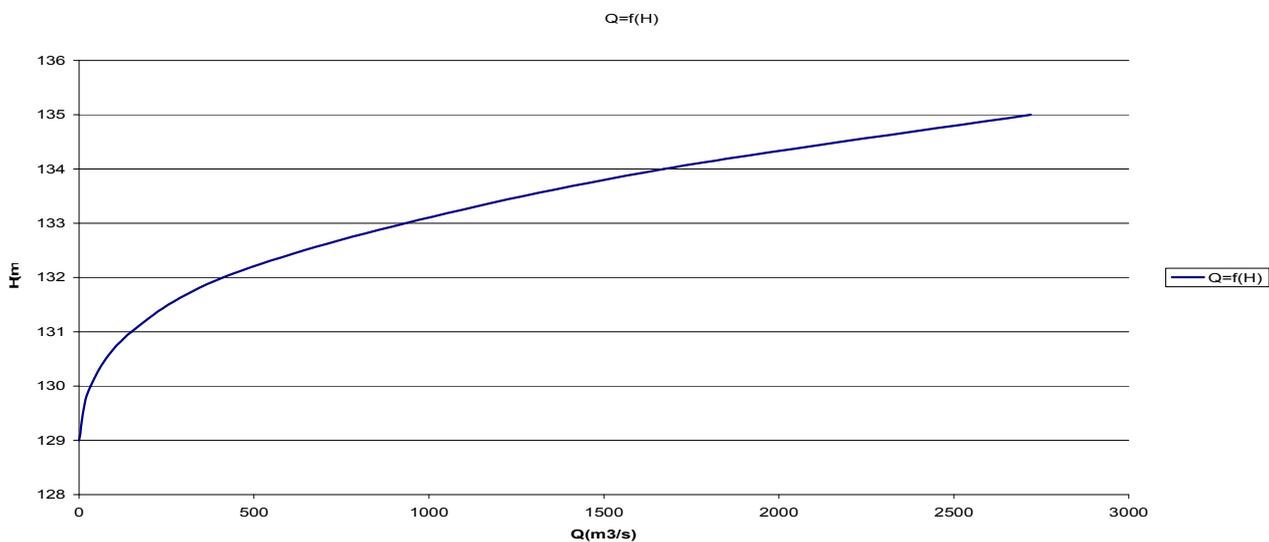


Figure (III.1) : courbe de tarage

III.4.2.2. Laminage de crues de chantier :

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

1^{ère} phase : le niveau d'eau est inférieur au diamètre de la conduite, dans ce cas ; l'écoulement est à surface libre et régié par la formule de CHEZY suivante :

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

Q: Débit évacué

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

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6}$$

C : Coefficient du CHEZY ;

n : rugosité du béton $n = 0,014$.

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

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

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

La hauteur d'eau dans la conduite :

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

2^{ème} phase : le niveau d'eau devient supérieur au toit de la conduite, l'écoulement est en charge et il est régi par la formule suivante:

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

Où:

Q: Débit évacué.

S : Section de la conduite :

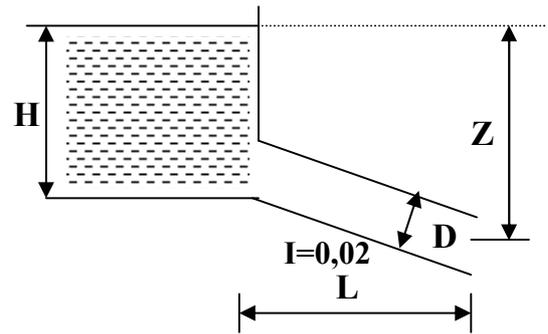
$$Z = H + LI - \frac{D}{2} ;$$

Z : Dénivelée.

H : Hauteur d'eau devant la conduite.

D : Diamètre de la conduite.

L : Longueur de la conduite.



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

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

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

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

$$L = 160 \text{ m}$$

$$n = 0,014$$

Nous avons pris quatre variantes, les résultats de calcul sont représentés dans le tableau (III.3) :

Tableau (III.3) : $Q = f(D)$.

D (m)	$\xi e + \xi s$	λ	$\xi_{\text{linéaire}} = \lambda \cdot L/D$	$\sqrt{1 + \sum \xi_i}$	μ
2,25	1,5	0,01869	2,160	2,159	0,463
2,8	1,5	0,01738	1,614	2,029	0,493
3,4	1,5	0,01629	1,246	1,935	0,517
4	1,5	0,01154	0,750	1,803	0,555

D (m)	μ	S (m ²)	$\mu S \sqrt{2g}$	Z (m)	Q (m ³ /s)
2,25	0,463	3,98	11,25	$H+14,16$	$11,25\sqrt{Z}$
2,8	0,493	6,16	16,73	$H+13,88$	$16,73\sqrt{Z}$
3,4	0,517	9,08	24,36	$H+13,58$	$24,36\sqrt{Z}$
4	0,555	12,57	29,19	$H+13,28$	$29,19\sqrt{Z}$

Le laminage de la crue se fait comme suite :

A partir de l'hydrogramme de la crue de fréquence (5%) on calcule le volume de la crue correspondant, et on tire toutes les hauteurs correspondantes a chaque volume de chaque heure jusqu'au temps de la montée ($t = 2,7$ h) de la courbe (capacité –hauteur).

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau (III.4) :

Tableau (III.4) : $H_{\text{dév}} = f(T)$.

Temps (h)	Q_c (m ³ /s)	Q_{moy} (m ³ /s)	V (Mm ³)	$h_{\text{dév}}$
0	0	2,5	0,0045	0,5
0,5	5	11,95	0,02151	1,46
1	18,89	30,28	0,054504	1,51
1,5	41,67	58,06	0,104508	1,74
2	74,45	95,12	0,171216	1,90
2,5	115,78	124,89	0,224802	1,92
2,7	134			

Les résultats de calcul du laminage sont donnés dans le Tableau (III.5) :

Tableau (III.5) : résultats de laminage

D (m)	2,25	2,8	3,4	4
Z (m)	16,08	15,8	15,5	15,2
Q (m³/s)	45,1	66,5	95,9	113,8

III.4.3. Etude d'optimisation :

III.4.3.1. Le batardeau :

a. Calcul de la revanche du batardeau :

- **Formule de Stevenson :**

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

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

$$F : \text{ Fetch} = 2,5\text{km,}$$

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

On aura :

$$H_v = 0,96\text{m. et } V = 3,42 \text{ m/s.}$$

$$\text{Donc : } \mathbf{R=1,31 \text{ m.}}$$

- **Formule de Mallet –Paquant :**

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

Avec :

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

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

S : marge de sécurité, on prend S = 0,5m

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

- **Formule simplifiée :**

$$R = 1 + 0,3\sqrt{F} \quad \text{Avec : } F = 2,5 \text{ km.} \quad \text{Donc : } \mathbf{R=1,47\text{m.}}$$

Commentaire :

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 (III.6) : Récapitulatif des hauteurs et largeurs en crête du batardeau.

<i>D [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>
2,25	17,58	6,92	5,61	6,36	6,3
2,8	17,3	6,86	5,58	6,31	6,25
3,4	17	6,80	5,54	6,26	6,2
4	16,7	6,74	5,50	6,20	6,15

III.4.3.2. La dérivation :

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

Pour assurer un écoulement à surface libre dans la conduite, 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 conduite, mais ils peuvent parfois s'éloigner des dimensions optimales du point de vue hydraulique, afin de permettre l'utilisation de coffrage ou de vannes normalisées.

➤ **Hypothèses de calcul :**

- L'écoulement est supposé uniforme.
- Les 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} .

Les paramètres du calcul d'optimisation sont représentés dans le tableau (III.7) dans l'annexe 5

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

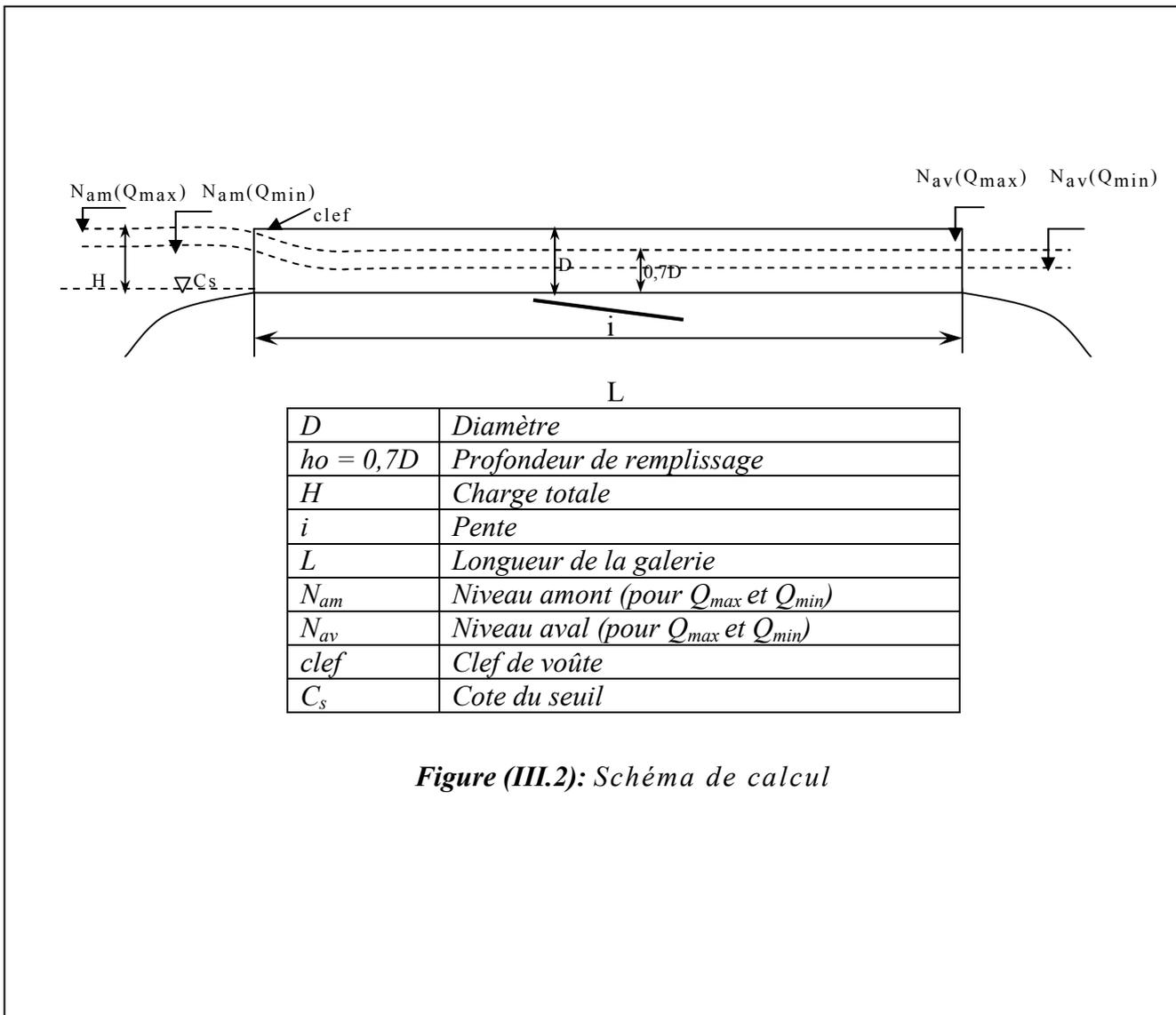


Figure (III.2): Schéma de calcul

Tableau (III.7) : Paramètres hydrauliques

N°	Désignation	Valeurs			
		1	2	3	4
1	Diamètre D(m)	2,25	2,8	3,4	4
2	Section de remplissage : A (m ²)	3,98	6,16	9,08	12,57
3	Profondeur de remplissage : h ₀ = 0,7 D (m)	1,58	1,96	2,38	2,8
4	Section mouillée A ₁ (m ²)	2,95	4,56	6,72	9,30
5	Rayon hydraulique R (m)	0,68	0,84	1,02	1,2
6	Coefficient de CHEZY C=1/n.R ^{1/6}	66,9818	69,3828	71,6647	73,6324
7	Vitesse V= Q _{max} /A ₁ (m/s)	15,2881	14,5833	14,2708	12,2366
8	Pente i=Q _{max} ² /C ² .A ² .R	0,0766	0,0526	0,0389	0,023
9	Perte de charge linéaire H _l =i.l (m)	12,256	8,416	6,224	3,68
10	Perte de charge à l'entrée Z _e =V ² /2g, φ ² (m)	14,7069	13,3822	12,8148	9,4219
11	Diff de niveau Nam-Nav=Z ₀ =H ₁ +Z _e (m)	26,9629	21,7982	19,0388	13,1019
12	Niveau amont Nam=Nav+Z ₀	157,8261	152,6614	149,902	143,9651
13	Niveau à l'entrée Ni=Nam - Z _e (m)	143,1192	139,2792	137,0872	134,5432
14	Côte du seuil : C _s = Ni - h ₀ (m)	141,5392	137,3192	134,7072	131,7432

Tableau (III.8) : coût total

Diamètre	Article	Unité	Volume m ³	Prix unitaire DA/m ³	Coût (10 ⁶ DA)
D = 2,25 m	Remblai	m ³	73 380	300	22,0
	Conduite	m ³	1 726	13 500	23,3
	Total				45,3
D = 2,8 m	Remblai	m ³	56 905	300	17,1
	Conduite	m ³	2 148	13 500	29,0
	Total				46,1
D = 3,4 m	Remblai	m ³	35 050	300	10,5
	Conduite	m ³	2608	13 500	35,2
	Total				45,7
D = 4 m	Remblai	m ³	21 330	300	6,4
	Conduite	m ³	3069	13 500	41,4
	Total				47,8

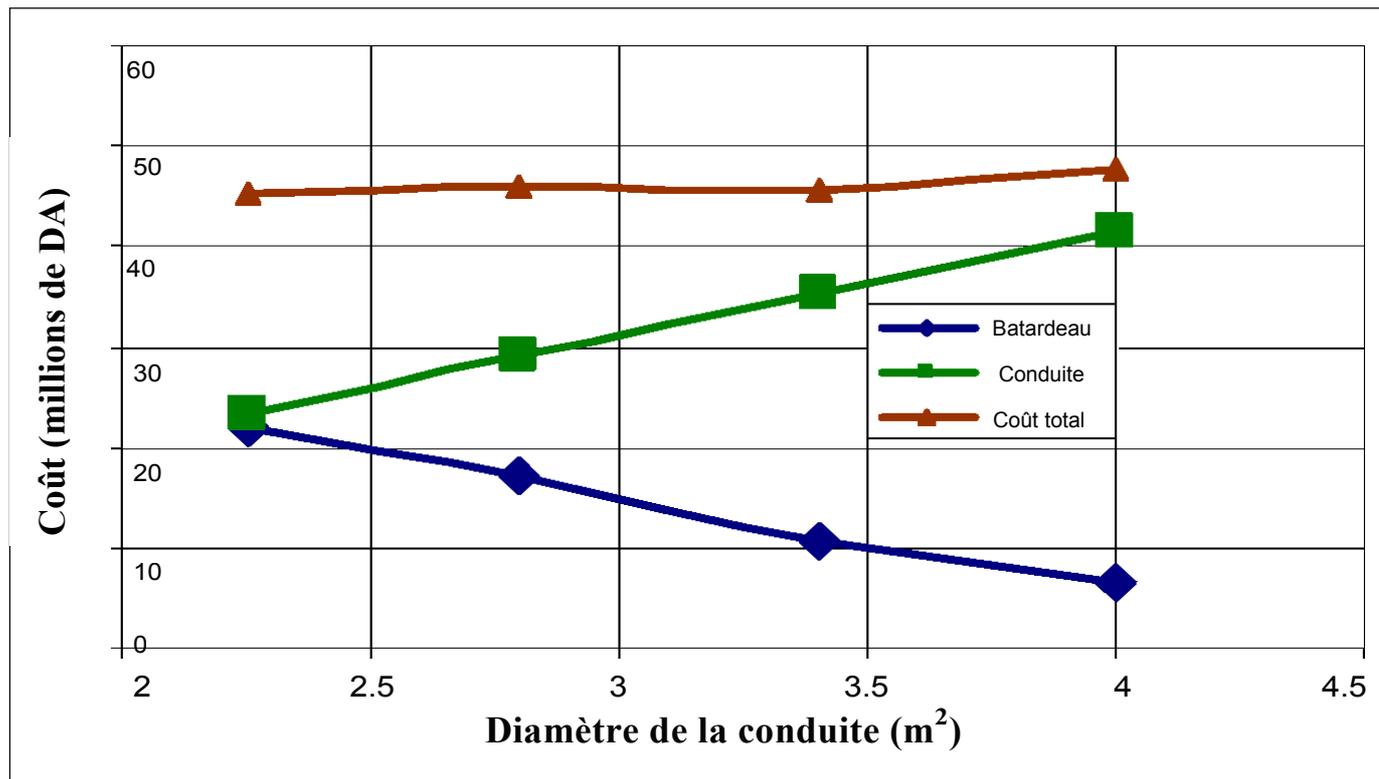


Figure (III.3): Courbe d'optimisation de la dérivation provisoire

Les niveaux d'eau de la retenue correspondant à quatre diamètres de conduite (2,25 ; 2,8 ; 3,4 et 4,0 m) ont été calculés. Le Tableau (III.10) montre les hauteurs de crête des batardeaux en fonction des diamètres des conduites :

Conduite Diamètre équivalent (m)	Débit sortant de pointe (m ³ /s)	Niveau d'eau au débit de pointe (m)	Niveau de la crête (m)
2,25	45,1	101,8	102,8
2,8	66,5	100,1	101,0
3,4	95,9	96,9	97,9
4,0	113,8	94,5	94,5

Tableau (III.9) : Niveau de la crête du batardeau en fonction du diamètre de la conduite

➤ **Conclusion :**

Le graphe démontre que le coût de la dérivation provisoire n'est pas sensible aux diamètres de la conduite. Le diamètre optimum est égal à 3,5m ce qui correspond à une hauteur du batardeau égal à 17,5m. On estime que la hauteur du batardeau obtenue est raisonnable vis-à-vis la hauteur du barrage ($H_b = 39$ m).

III.4.4. Vérification du régime torrentiel pour de petits débits :

Le régime torrentiel doit être assuré dans la conduite 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 conduite en calculant le nombre de Froude pour chaque débit. Les résultats sont représentés dans le tableau (III.11) :

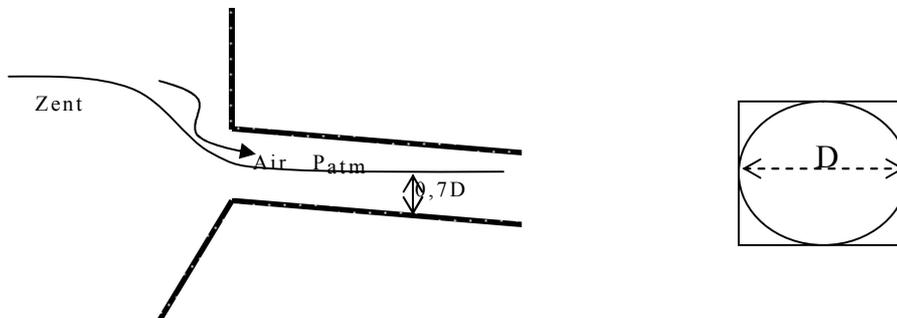
Tableau (III.10) : Vérification du régime torrentiel dans la conduite de dérivation

H (m)	θ grad	θ dégré	S (m ²)	P (m)	R (m)	C (m ^{1/2} /s)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Fr
0.5	1.632792	93.55209	10.23168	4.898376	2.088791	80.7584169	168.8875	16.50632	11.78422
1	1.548973	88.74963	3.789564	4.64692	0.8155	69.0413569	33.41378	8.817315	5.139741
1.5	1.477685	84.66512	5.942082	4.433056	1.340403	75.0028695	72.97083	12.28035	6.19935
2	1.414314	81.03425	9.077568	4.242943	2.139451	81.0816062	152.2502	16.77214	7.573018
2.5	1.356499	77.72166	2.819759	4.069497	0.692901	67.1919385	22.30384	7.909842	3.260301
3	1.302837	74.64705	8.93399	3.908511	2.285779	81.9805812	156.5988	17.52843	6.688975
3.5	1.252416	71.75813	3.484381	3.757247	0.927376	70.536616	33.47212	9.606332	3.429084

On remarque que ($Fr > 1$) dans toute la conduite, donc le régime est effectivement torrentiel.

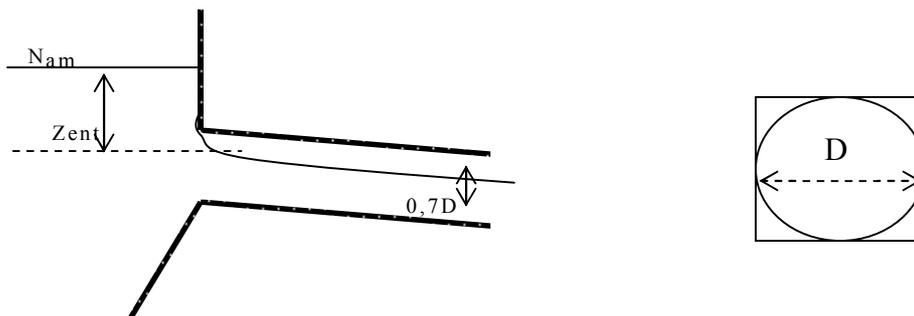
III.4.5. Portail d'entrée :

La conduite 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 rompue, l'écoulement va aspirer l'air qui se trouve dans la conduite, 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 :

$$q = Q/l \Rightarrow q = 0,61 \text{ m}^3/\text{s/m.l}$$

- La hauteur d'eau critique :

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \Rightarrow y_c = 0.336\text{m}$$

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 ≤ i_{cr}

Le portail d'entrée est un déversoir à large seuil à une section rectangulaire qui devienne ensuite circulaire. De cette condition on peut déterminer la hauteur du portail.

III.4.6. Dissipateur d'énergie :

L'énergie obtenue à la fin de la conduite de dérivation 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 US Bureau Of Réclamation* » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude :

$1 \leq FR \leq 1.7$ 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).

III.4.6.1. Calcul de nombre de Froude :

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

Q : le débit laminé ; $Q = 98,88 \text{ m}^3/\text{s}$

Nombre de Froude : $Fr = \frac{V}{\sqrt{gh}}$. D'où : h : hauteur d'eau à la sortie de la conduite ; $h = 0,83 \text{ m}$

$S = 4,97 \text{ m}^2$. D'où : $V = 19,90 \text{ m/s}$. Donc $Fr = 6,97 > 4,5$

Le ressaut est stable (Stationnaire). 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** ».

III.4.6.2. Dimensionnement du bassin :

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

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2}(\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1) \quad \text{Donc :} \quad \frac{Y_2}{Y_1} = 9,37$$

$$Y_1 = 0,83 \text{ m} \quad \text{D'où :} \quad Y_2 = 7,78 \text{ m}$$

- **Longueur du bassin :**

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

$$\frac{L}{Y_2} = 4,1 \quad \text{Donc :} \quad L_{\text{bas}} = 4,1 \times 7,78 = 31,9 \text{ m.}$$

On prend **$L_{\text{Bassin}} = 32 \text{ m}$**

- **Dimensionnement des blocs Chicanes :**

La hauteur des blocs de chutes : $h_1 = Y_1 = 0,83 \text{ m.}$

La largeur des blocs de chutes : $l_1 = Y_1 = 0,83 \text{ m.}$

Espacement entre deux blocs de chutes : $e_1 = Y_1 = 0,83 \text{ m.}$

Hauteur du seuil denté : $h_2 = 0.2 Y_2 = 1,56 \text{ m.}$

La largeur d'une dent : $l_2 = 0.15 Y_2 = 1,17 \text{ m.}$

Espacement entre deux dents : $e_2 = 0.15 Y_2 = 1,17 \text{ m.}$

III.4.7. Le canal de restitution :

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

III.4.7.1. La hauteur critique :

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

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

$$\text{Donc: } K = \sqrt[3]{\frac{98,88^2}{g \cdot 10^2}} = 2,15 \quad \text{et} \quad \sigma = \frac{2,15 \cdot 0,58}{10} = 0,125$$

D'où :

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{0,125}{3} + 0.105 \cdot 0,125^2 \right) \cdot 2,15 = 2,06 \text{ m}$$

III.4.7.2. La pente critique :

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

$$S_{cr} = m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_{cr} \quad \text{Soit: } S_{cr} = 23,06 \text{ m}^2$$

$$P_{cr} = b + h_{cr} \cdot \sqrt{1 + m^2} \quad \text{Soit: } P_{cr} = 12,38 \text{ m}$$

$$R_{cr} = S_{cr} / P_{cr} \quad \text{Soit: } R_{cr} = 1,86 \text{ m}$$

$$C_{cr} = \frac{1}{n} \cdot R_{cr}^{1/6} \quad \text{Soit: } C_{cr} = 79,21$$

$$I_{cr} = \frac{98,88^2}{23,06^2 \cdot 79,21^2 \cdot 1,86} \cdot 100\% = 1,06\%$$

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

III.4.7.3. La profondeur normale :

La profondeur normale du canal est tirée directement des calculs par le logiciel « CANALP »: $h_n = 1,16\text{m}$

III.4.7.4. La vitesse de l'écoulement :

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

$$h_n = 1,16 \text{ m}$$

$$S = 12,38 \text{ m}^2$$

$$P = 12,17 \text{ m}$$

$$R = 1,017 \text{ m}$$

$$C = 71,63$$

$$AN : \quad V = 71,63\sqrt{1,017 \cdot 0,01} = 7,22\text{m/s}$$

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

III.4.8. Construction du batardeau :

III.4.8.1. Crête du batardeau :

Le batardeau en amont sera implanté de façon qu'il pourra être incorporé dans la digue principale et sera construit en remblai tout-venant. La crête sera à 97,5 m NGA, et aura une largeur de 7 mètres ce qui permettra la circulation des engins de terrassement. La hauteur maximale de la digue sera d'approximativement de 17,5 m au-dessus du lit de la rivière.

III.4.8.2. 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.

Parement amont $m_1 = 3,5$.

Parement aval $m_2 = 2$.

III.4.8.3. Protection des talus du batardeau :

Les talus du batardeau doivent être protégés contre les dangers naturels tels que l'érosion provoquée par le ruissellement des eaux de pluies et 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 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. $V = 1,18$ m/s (voir l'étude d'optimisation).

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

Tableau (III.11) : 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 $c = 0.025$.

$$e = 0,35\text{m}$$

- **2^{ème} méthode:** Les ingénieurs de l'US Army utilisent 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 (III.12) : Epaisseur de la couche en fonction de la hauteur des vagues.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimal de la couche d'enrochement (m)	D_{min} (m)
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 $H_v = 0,96$ m (voir étude d'optimisation).

Donc $0.6 < H_v < 1.2$ m;

$$e = 0.45\text{m.}$$

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

- **Conclusion:**

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

III.4.8.4. 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 (m)

L_b : largeur transversale du batardeau ($L_b = 42$ m)

On trouve $L = 10,5$ m

On prend : **$L_d = 11$ m**

b. Dimensionnement de prisme**- Hauteur**

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

h_b : Hauteur du batardeau ($h_b = 17,5$ m)

$$h_p = 0.15h_b = 2,63 \text{ m}$$

On prend: **$h_p = 2,5$ m**

- Largeur en crête

$$B_{dr} = (1/3 \div 1/4) h_p \quad \text{on prend} \quad B_{dr} = 1/3 h_p = 0,83 \text{ m}$$

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

- Fruits des talus :

$$m_1 = (1 \div 2.5) \text{ on prend } m_1 = 2,5$$

$$m_2 = (1.15 \div 2.5) \text{ on prend } m_2 = 1,5$$

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

Chapitre 04

Etude de la vidange de fond

Introduction :

Les ouvrages de vidange sont des ouvrages très importants pour un barrage, ils ont pour objectifs :

- L'évacuation des dépôts de sédiments pour éviter l'envasement du barrage et le colmatage de la prise d'eau ;
- Assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie graves constatée sur les ouvrages ;
- Le rehaussement du plan d'eau à un niveau voulu ;
- Laisser passer le débit courant ou la crue pendant la construction du barrage ;
- Evacuer une partie des eaux pendant les crues exceptionnelles ;
- Vider tout ou une partie de la retenue afin d'assurer les opérations de surveillance et d'entretien ;
- Faire des lâches d'eau pour préserver le niveau de la nappe en aval ;
- Laisser passer un débit bien déterminé pour protéger la faune et la flore en aval

L'ouvrage de vidange de fond est un ouvrage absolument indispensable pour toutes les réserves représentant un investissement notable.

IV.1. But de l'étude :

Cette note a pour objet le dimensionnement de la vidange de fond du barrage de CHERCHAR. 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.

IV.2. Effet de l'alluvionnement sur la capacité de la retenue :

Compte tenu que le bassin versant est le siège de transports solides, il est 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 déterminer 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 côte 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 côte minimale, si la côte 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 deuxième chapitre (l'étude hydrologique).

IV.3. Types d'ouvrages de vidange :

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

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 tôle sous le remblai, son diamètre est fonction du débit à évacuer.

2- Conduite à écoulement libre :

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser :

- Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier (généralement $\text{Ø} > 500\text{mm}$)
- 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.

3- Ouvrages de vidange à batardeau :

On peut 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.

IV.4. 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.

IV.5. Recommandation pour les dispositifs de l'ouvrage de vidange :

➤ Recommandations modulées (dispositif minimum) :

Les dispositions minimales préconisées sont regroupées dans le tableau (IV.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 parfaite. 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.

Tableau (IV.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 aval.
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 aval.

Source: Comité française des grands barrages (CFGB)

H : Hauteur du barrage en [m].

V : Volume d'eau stocké en [M m3].

On a $H_b = 39$ m

$V = V_u = 1,341 H m^3$

Donc $H^2 \sqrt{V} = 1761,34 > 1500$

- Donc il est recommandé de prévoir une galerie en béton armé et un tuyau posé dans la galerie de visite, et pour les vannes : une vanne de réglage en aval.

IV.7. Calcul de la vidange de fond :

Dans ce cas, la vidange de fond se fait par 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.

IV.7.1. 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 s'exprime :

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

V_u : volume utile en [m3]. On a $V_u = 1,341 M m^3$

T : temps de vidange (T = 21 jours).

Q_e : Débit entrant dans la retenue pendant la vidange.

$$\text{A.N : } Q_{vf} = \frac{1,341 \cdot 10^6}{21.86400} + 1,56 = 2,3 \text{ m}^3/\text{s}$$

IV.7.1.1. Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre :

On a:

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

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

D'ou:

Q_{vf} : Débit de la vidange de fond (m^3/s).

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

$$H = 96,5 - 91,24 = 5,26 \text{ m}$$

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

A.N :

$$S = \frac{2,3}{0,8 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 5,26}} = 0,283 \text{ m}^2$$

Le diamètre de la conduite sera :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,283}{\pi}} = 0,5 \text{ m}$$

$$D_{vf} = 500 \text{ mm.}$$

IV.7.1.2. Correction du coefficient de débit μ :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_1}}$$

$\sum \xi_1$: 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 ($l = 200 \text{ m}$).

A.N :

$$\lambda = 2,905 \cdot 10^{-3} \quad \sum \xi_1 = 0,968$$

- **Coefficients de pertes de charge singulière:**

On a :

$$\xi_{\text{entrée}} = 0,5 \quad \xi_{\text{vannes}} = 0,26$$

$$\xi_{\text{grille}} = 0,02$$

Donc : $\sum \xi_s = 0,78$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (0,968 + 0,78)}} = 0,6$$

Et :

$$S = \frac{2,3}{0,6 \sqrt{2g \cdot 5,26}} = 0,377 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } D_{\text{vf}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,377}{\pi}} = 0,650 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé : **$D_{\text{vf}} = 600 \text{ mm}$**

L'ouvrage de vidange sera édifié en tête de la galerie de la dérivation. La conduite étant en acier de diamètre 600mm.

IV.7.2. Calcul du temps réel de la vidange du barrage entre le NNR et le NVM:

Parfois au cours d'exploitation on est obligé de vider le barrage le plus vite que possible si on constate des problèmes d'instabilités de l'ouvrage. Pour ce la on va chercher le débit maximum que la galerie peu véhiculer.

Le calcul du temps réel de la vidange de fond se fait par pas de 2m de hauteur d'eau :

On a :

$$Q = V \cdot A(h) \quad \text{et} \quad V = \frac{dh}{dt}$$

$$Q = - A(h) \frac{dh}{dt} \quad (\text{Le signe } (-) \text{ indique une diminution})$$

$$dt = \frac{1}{Q} \cdot A(h) \cdot dh = - \frac{1}{\mu S \sqrt{2g}} \frac{A(h)}{\sqrt{H}} \cdot dh$$

$$\text{Si : } \mu = \text{constant} \Rightarrow T_v = - \frac{1}{\mu S \sqrt{2g}} \int_{h_t}^{h_o} \frac{A(h)}{\sqrt{H}} dh \Rightarrow T_v = \frac{1}{\mu S \sqrt{2g}} \int_{h_o}^{h_t} \frac{A(h)}{\sqrt{H}} dh$$

➤ **Calcul de l'intégrale :**

On utilisera l'intégration numérique par la méthode de Simpson :

En général :

$$\int_a^b f(x) dx = \frac{\Delta}{3} (f_1 + 4f_2 + 2f_3 + \dots + 4f_{n-2} + 2f_{n-1} + f_n)$$

f_i : les coordonnées de la fonction

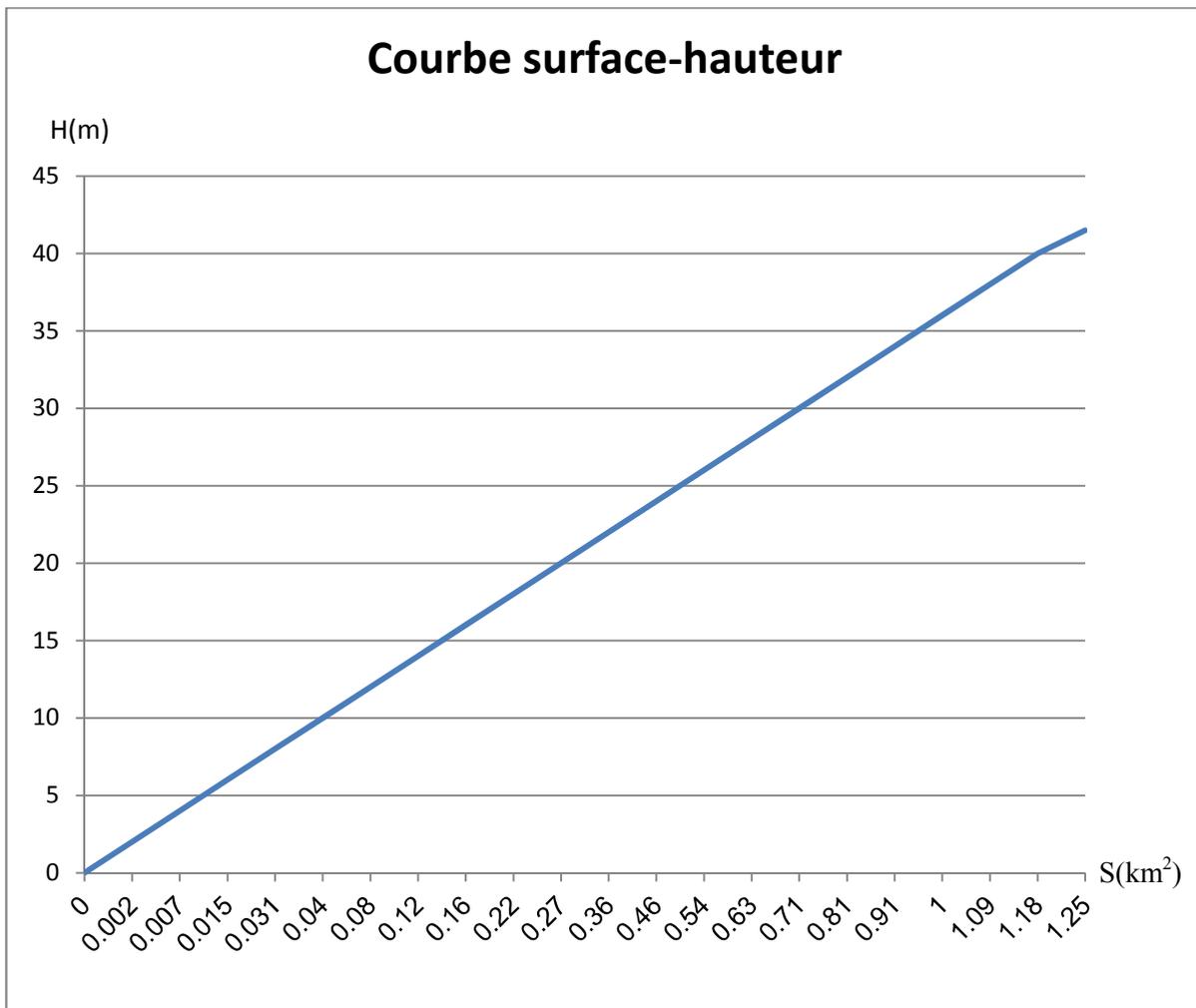
n : nombre paire (nEN)

Δ : pas de l'intégration numérique ($\Delta=2m$)

$[a ; b]$: intervalle de l'intégration numérique ($[a ; b] = [h_0 ; h_i] = [0 ; 41.5] m$)

Tout le calcul est effectué à l'aide du tableau (IV.1), en plus ; il est nécessaire d'avoir une courbe caractéristique de la cuvette (surface-hauteur).

Figure (IV.1) : Courbe Surface-Hauteur



Voici la représentation de la fonction $\frac{A(h)}{\sqrt{H}} = f(h)$:

Figure (IV.2) : La fonction $\frac{A(h)}{\sqrt{H}} = f(h)$

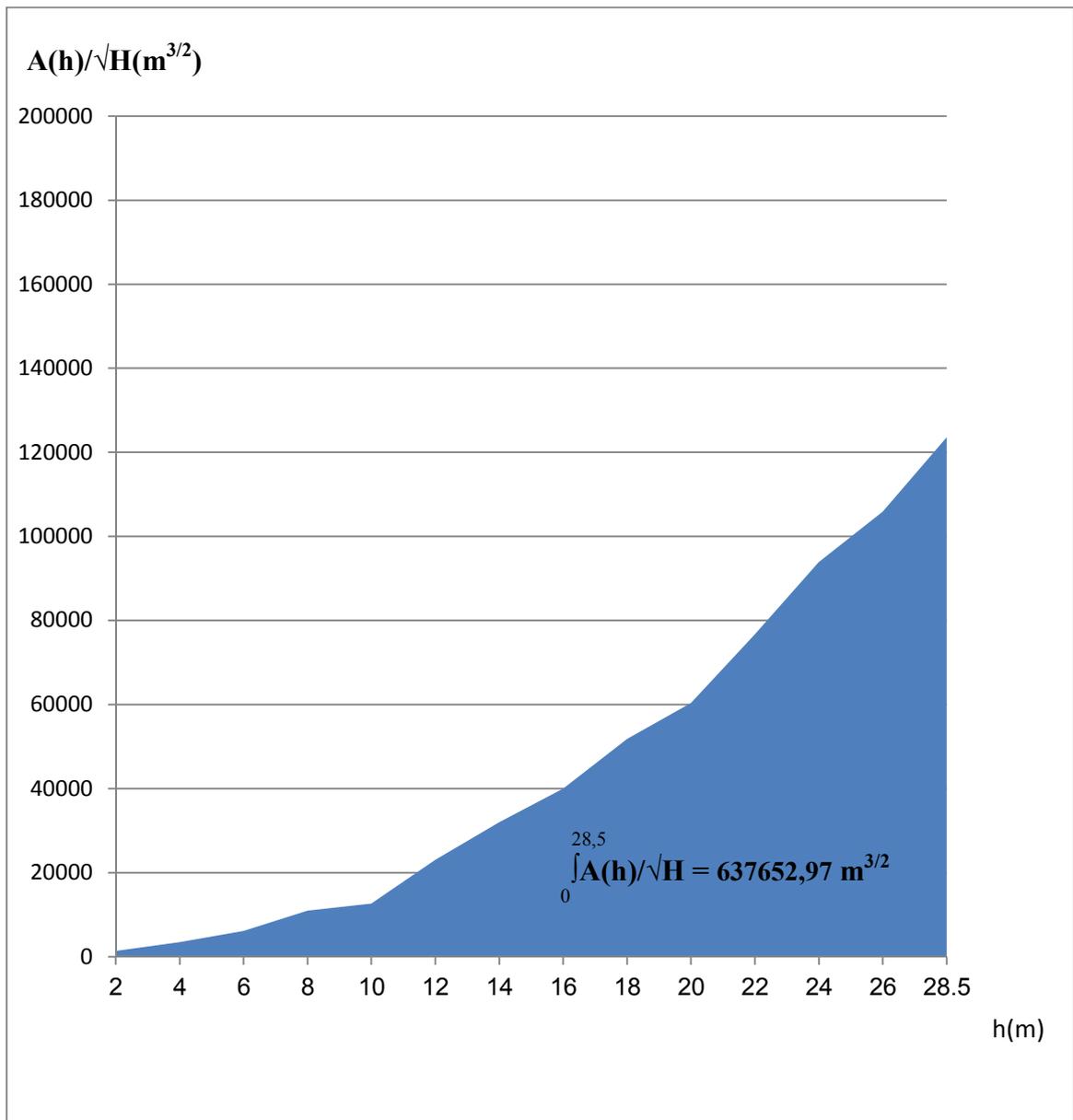


Tableau (IV.2) : Calcul d'intégration numérique par la méthode de Simpson

Côte	H(m)	S(km ²)	$\frac{A(h)}{\sqrt{H}}$	T _v
113,5	28,5	0.66	119058.809	1j,9h
111	26	0.54	105902.713	1j,5h,21min
109	24	0.46	93897.1068	1j,2h,1min
107	22	0.36	76752.2579	21h,16min
105	20	0.27	60373.8354	16h,44min
103	18	0.22	51854.4973	14h,22min
101	16	0.16	40000	11h,5min
99	14	0.12	32071.349	8h,53min
97	12	0.08	23094.0108	6h,24min
95	10	0.04	12649.1106	3h,30min
93	8	0.031	10960.1551	3h,2min
91	6	0.015	6123.72436	1h,41min
89	4	0.007	3500	58min,13sec
87	2	0.002	1414.21356	23min,31sec
85	0	0	0	0
		$\int_0^{28.5} \frac{A(h)}{\sqrt{H}} =$	637652,97 m^{3/2}	4j,8h,39min

Donc, le temps de vidange total sera :

$$T_v = 376740 = 04 \text{ jours, } 08 \text{ heures et } 39 \text{ minutes.}$$

Le débit de vidange sera égale à $Q_{vf} = \frac{V}{T_v} = \frac{18810000}{376740} = 49,93 \text{ m}^3/\text{s}.$

IV.7.3. 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 : Hauteur d'eau entre NNR et NVM et T_v : Temps de vidange.

$$V = \frac{H}{T_v} = \frac{28}{4,8} = 5,83 \text{ m/j}$$

IV.8. Conclusion :

Il faut prévoir pour la vidange de fond une seule conduite (D=600mm) qui sera calée à 130 m NGA et sera équipée d'une vanne de réglage en aval de la jonction (entre la structure de prise et la conduite) pour pouvoir régler le débit et assurer le bon fonctionnement du dispositif de vidange, et une vanne papillon pour l'entretien de la vanne de réglage.

L'ouvrage de vidange doit constituée des grilles de protection contre les corps solides ainsi que les corps flottants.

Chapitre 05

Etude de la prise d'eau

Introduction :

Les ouvrages de prise dans des barrages, devraient être conçus de manière à provoquer le minimum de perturbations dans la conduite d'amenée, 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 mobile 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.

V.1. Types des prises d'eau :

V.1.1. Ouvrage de prise à but agricole :

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 en 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.

b) La conduite enterrée : La conduite enterrée est l'ouvrage de prise le plus utilisé actuellement en milieu rural. Fonctionnant dans la majorité des cas en charge, sa conception diffère peut-être de celle des conduites de vidange de même type. On la choisira de préférence en acier, posée dans des conduites similaires. Étant 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 entendu prévoir là aussi des écrans anti-renard, un enrobage de béton.

V.1.2. Ouvrage de prise pour l'adduction d'eau :

Pour le barrage destinée à l'alimentation en eau potable des populations, l'ouvrage de prise permet 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.

V.1.3. 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.

V.2. Choix de type de prise :

➤ Critères de choix :

- Le risque d'apport solide
- La qualité d'eau à prélever
- L'intensité du débit à prélever
- La recherche du dispositif le plus économique que possible
- La recherche d'un dispositif qui représente le maximum de garantie de fonctionnement

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 se 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 pour une conduite en acier posé dans les parois de la galerie de dérivation

V.3. 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 (chlore ou produit à base de chlore) du fait de sa pollution microbiologique périodique.

V.4. 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.

V.4.1. 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 (V.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
V(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 $V_{\max} = 4120000 \text{ m}^3$

V.4.2. Calcul du débit maximum :

$$Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} \quad \text{Avec : } T : \text{ temps de prise (T=31 jours à raison de 12 heures par jour).}$$

$$\text{D'ou : } Q_{\max} = 1.5382 \text{ m}^3/\text{s}.$$

V.4.3. Calcul du diamètre de la conduite :

$$Q = \mu S \sqrt{2gH} \quad (\text{m}^3/\text{s}).$$

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 $d = 554 \text{ mm}$.

➤ Correction de la valeur de coefficient μ :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi}}$$

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.

$$\sum \xi_l = 0,15 \cdot \frac{\lambda \cdot L}{D}$$

$$\text{Avec } \lambda = \frac{125n^2}{D^5} = 0,033$$

$$\text{AN : } \sum \xi = 4,692 \text{ m.}$$

$$\mu = 0,4191 \quad \text{Donc : } S = 0,172 \text{ m}^2. \quad \text{Et on trouve : } d = 0,4686 \text{ m.}$$

On prend ; $d = 500 \text{ mm}$

V.4.4. Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite :

$$\text{On a : } V = Q/S \quad V = 7,84 \text{ m/s.}$$

V.5. Conclusion :

La structure de prise est située sur la pente droite de la vallée en amont du remblai.

La structure est en béton, repose sur la roche à une profondeur de 2,5 à 4m, trois prises mises en place.

La conduite de prise d'eau a un diamètre de 500 mm. A chaque prise on place une vanne papillon de 500 mm avec une salle de contrôle située en haut de la structure de prise.

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 06

Etude des

équipements hydromécaniques

Introduction :

Les équipements hydromécaniques sont des dispositifs indispensables à l'exploitation des barrages ils comprennent les vannes hydrauliques, les vannes hydrotechniques, les grilles de protection,.....etc.

VI.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.

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.)

VI.1.1. Vibration des vannes :

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.

VI.1.2. Aération des vidanges de fond :

VI.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.

VI.1.2.2. Mécanismes d'aération : L'aération 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 ;

On va dimensionner dans la partie suivante la conduite d'aération, et déterminer le débit d'aire nécessaire.

VI.1.2.3. Aération superficiel pour un écoulement torrentiel :

On va choisir deux ouvertures pour la vanne de réglage ($a = 0,10\text{m}$ et $a = 0,25\text{m}$) afin de savoir quelle formule du débit d'air relatif on va choisir ($\beta = 0,94(\frac{A_a^*}{A_u})^{0,90} F_r^{0,62}$ ou bien $\beta = \dots$) car la première formule s'applique uniquement pour $0,12 \leq a/t_0 \leq 1$ et pour la seconde $a/t_0 < 0,06$.

VI.1.2.3.1. Calcul le débit d'air pour une ouverture de vanne $a=0,25\text{m}$ ($a/t_0=0,142$) :

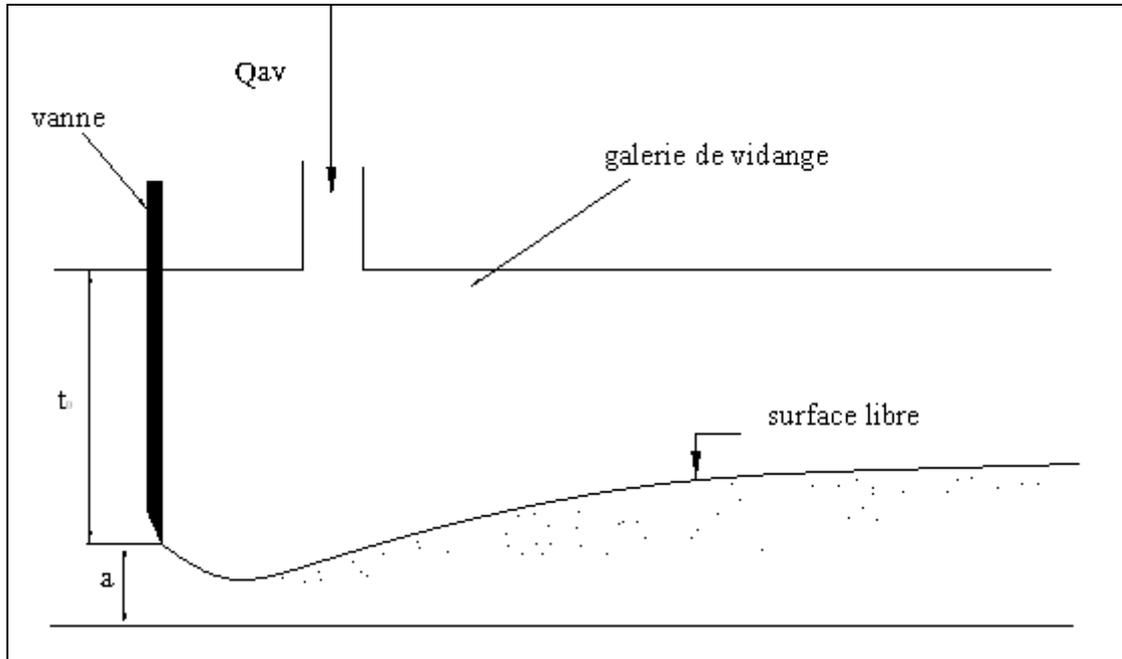


Figure (VI.1) : écoulement dans une galerie à aération forcée superficielle.

Le débit d'air relatif au débit d'eau, $\beta = \frac{Q_a}{Q_e}$ peut être corrélé expérimentalement par la

formule suivante : $\beta = 0,94(\frac{A_a^*}{A_u})^{0,90} F_r^{0,62}$

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 ; $A_u = 3,14\text{m}^2$ ($D=2\text{m}$)

$$A_a^* = A_a (1 + \sum \xi_i^*)^{-1/2}$$

Pour un diamètre de la conduite d'aération de $0,3\text{m}$ on a $\frac{\pi \cdot 0,3^2}{4} = 0,0706\text{m}^2$

$$\sum \xi_i^* = \xi_{\text{coud1}} + \xi_{\text{coud2}} + \xi_{\text{sortie}}$$

$$\sum \xi_i^* = \dots \text{ Avec } \dots = \frac{\dots}{\dots} = 3,67 \cdot 10^{-4}$$

Donc : $\sum \xi_{\text{lin}}^* = 0,045 \sum \xi_{\text{sin}}^* = \xi_{\text{coud1}} + \xi_{\text{coud2}} + \xi_{\text{sortie}}$

$$\sum \xi_{\text{coude90}} = 0,31$$

$$\sum \xi_{coudé 50^\circ} = 0,347$$

$$\sum \xi_{sortie} = 1$$

$$\text{Donc } \sum \xi^* = 1,704$$

$$A_a^* = A_a (1 + \sum \xi_i^*)^{-1/2} = 0,043 \text{ m}^2$$

➤ **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 :** $= \frac{V}{C} = \frac{21,84}{1} = 21,84 / s$

La vitesse d'air est bien inférieure à la vitesse admissible $V_{adm}=50m/s$ pour laquelle le phénomène de compressibilité d'aire commence à se faire sentir.

VI.1.2.3.2. Calcul le débit d'air pour une ouverture (a=0,1m) :

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 :

$$= \frac{Q_e}{\beta}$$

AN :

$$= 0,45$$

Le débit d'eau devient $Q_e=4,75m^3/s$

Donc le débit d'air est $\beta = \frac{Q_a}{Q_e} \Rightarrow Q_a = \beta \cdot Q_e = 2,14m^3 / s$

La vitesse d'air dans la conduite d'aération est de $30,28m/s < V_{adm}=50m/s$

VI.1.3. Choix de types des vannes :

VI.1.3.1. Vannes pour la vidange de fond :

VI.1.3.1.1. Vanne batardeau :

On prévoit pratiquement une vanne batardeau à l'amont. Pour notre cas la vanne batardeau sera une vanne à glissière dimensionnée pour la pression hydrostatique maximum., 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.

VI.1.3.1.2. 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.

VI.1.3.1.3. Vanne de service :

Pour notre cas la vanne service sera une vanne papillon à vérin et contrepoids à un diamètre DN 2000 mm

VI.1.3.1.4. Vannes pour la prise d'eau :

Il y'a trois prises mises en place, on place une vanne papillon de 500mm de diamètre à chaque prise.

VI.2. Les grilles de protection :

VI.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.

VI.2.2. Espacement et constitution des barreaux :

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.

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 VI.2) afin d'éviter tous phénomènes de vibration.

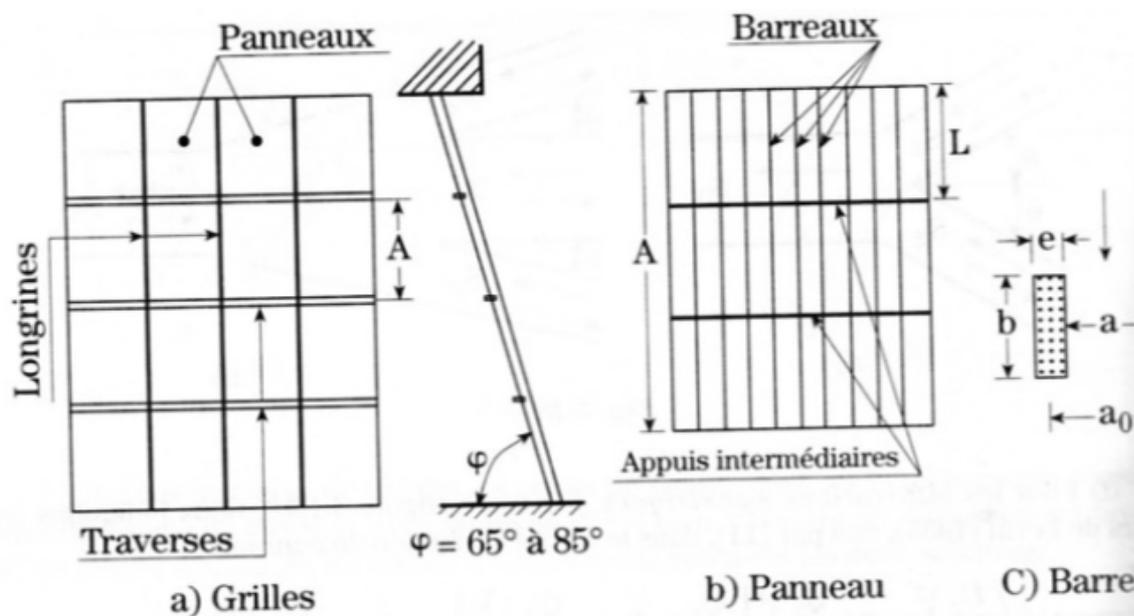


Figure (VI.2) : grille, panneau, barreaux

VI.2.3. Pertes de charge :

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 m³/s ; D = 2m)

K : est donné en fonction de K_d et K_f = - . ()

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

: L'angle de la grille avec l'horizontale = 85°.

e = 5 cm

$$- = 8 + 2.3 - + 2.4 - = 13,52$$

AN: $K = 0.26$

$$\text{Donc : } \Delta H = 0.18 \text{ m}$$

VI.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 $f_b \gg f_t$

VI.2.4.1. Fréquences des tourbillons alternées :

La fréquence des tourbillons est donnée par : = (/)

U : la vitesse d'amenée, U = 3,71 m/s

e : épaisseur des barreaux, e = 12,5 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) donne la valeur de nombre de Strouhal.

$$S_i = 0,240$$

(a+e)/e=5, le facteur de majoration sera, d'après l'abaque $c=1,01$

On aura $S_i = 1,01 \cdot 0,240 = 0,2424$.

La fréquence de tourbillons sera alors $= \dots = 14,4$

VI.2.4.2. Fréquence propre des barreaux :

La fréquence propre des barreaux plongés dans l'eau est donné par :

$$= \dots$$

M : facteur de fixation avec les valeurs suivants :

Extrémités encastées : $= /2$

Avec $k=22,4$ pour l'harmonique fondamentale

Extrémités articulées $= /2$ avec $k=1$ pour l'harmonique fondamental.

Les barreaux étant soudés sur les appuis, ils seront considérés comme encastées :

$$D'où = \dots = 3,6$$

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 $K^2 = e^2/12 = 1,3 \cdot 10^{-3} m^2$

$$K = 0,036 m$$

L : distance entre les appuis des barreaux. $L = 0,8 m$

et \dots = module d'élasticité et poids spécifique du matériau des barreaux.

On propose que les barreaux sont en acier ($E_b = 2,1 \cdot 10^{11} N/m^2$; $\dots = 78000 N/m^3$)

: Poids spécifique du fluide (eau), $\dots = 10000 N/m^3$

$$+ - = 78000 + \frac{0,5}{0,125} \cdot 10000 = 118000 / ^2$$

$$AN: = \dots = 846$$

Avec ces conditions $f_b \gg f_t$ ce qui garantir la stabilité des barreaux.

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 07

Calcul de génie civil

VII.1. Calcul des charges sur la galerie :

VII.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 $\sigma_H = 28,8 \text{ t/m}^2$

VII.1.2. 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

$$P_v = 76,442 \text{ t/m}^2$$

VII.1.3. Poids propre :

Le poids propre de la galerie est donné par la relation suivante :

$$P = \frac{\pi}{4} \cdot \frac{1}{2} \left[\frac{D_{ext}^2 - D_{int}^2}{D_{moy}} \right] \cdot \gamma_b + \frac{\gamma_b \cdot e \cdot h}{\frac{\pi}{4} D_{moy}}$$

AN: $P = 4,835 \text{ t/m}^2$

VII.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*)

Ils sont représentés dans l'annexe 6 (tableaux VII.1, VII.2, VII.3, VII.4, VII.5)

Les diagrammes des efforts tranchants et des moments de flexion sont représentés ci-dessous :

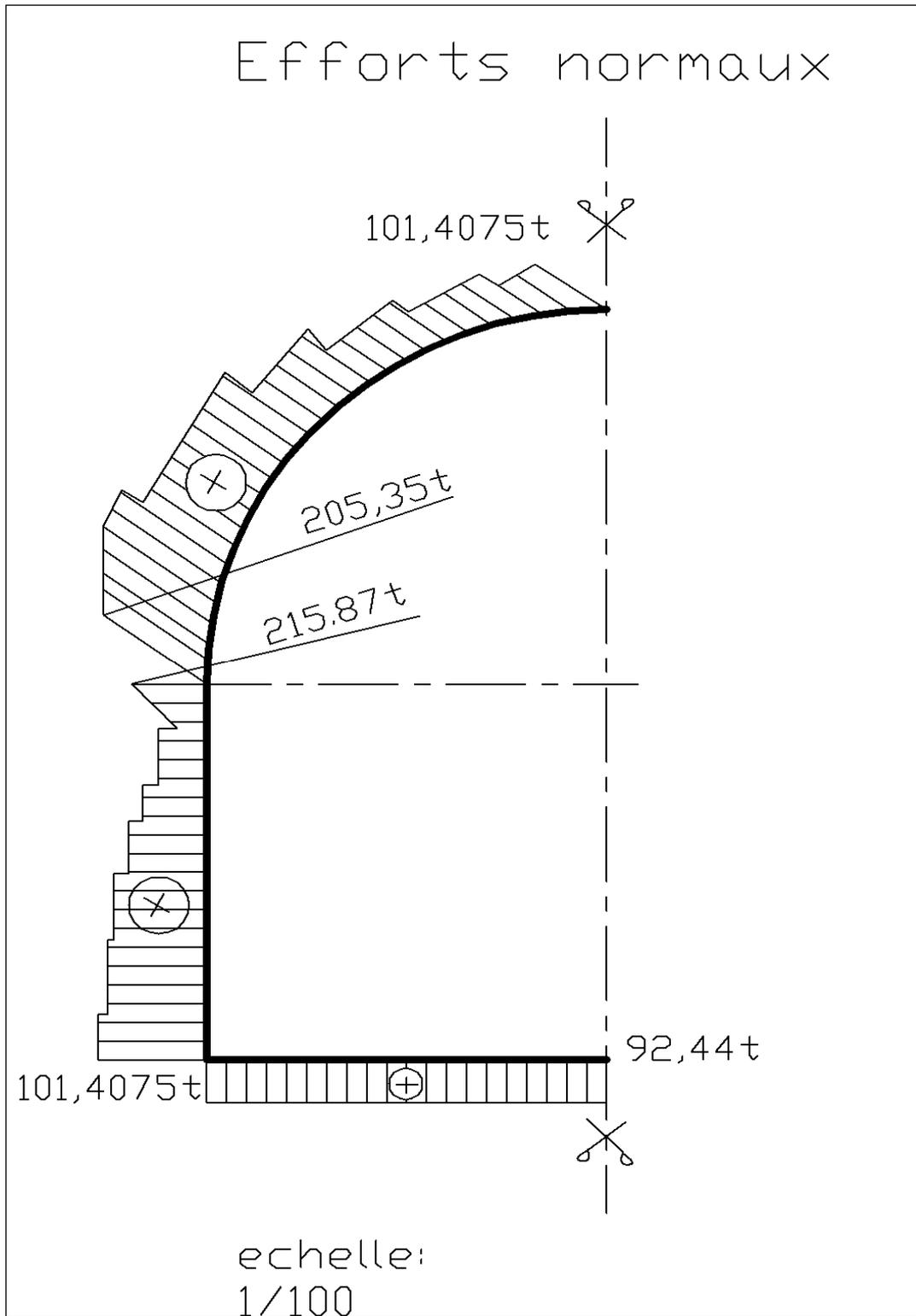


Figure (VII.1) : Diagramme des efforts tranchants

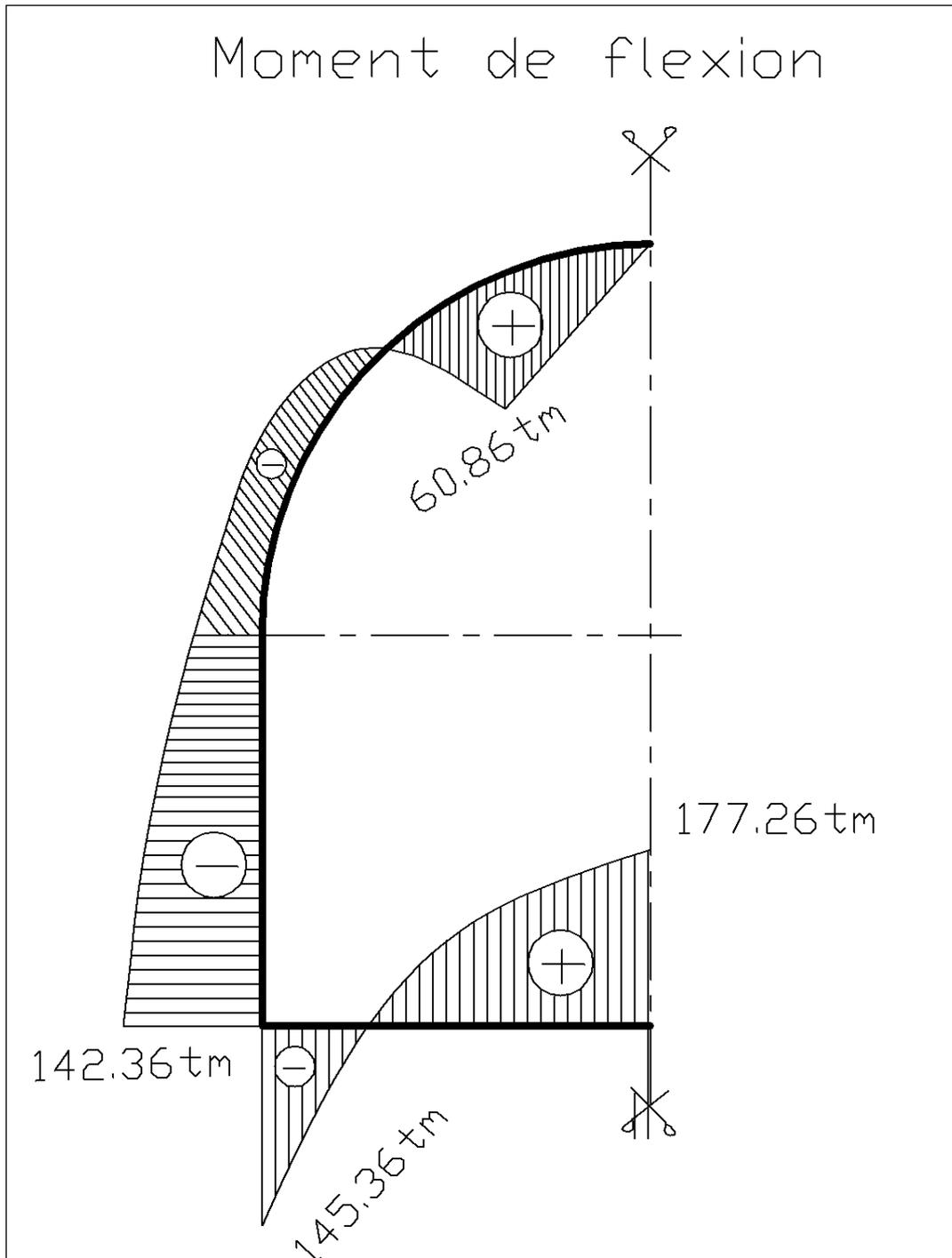


Figure (VII.2) : Diagramme des moments de flexion

VII.3. Calcul de ferrailage de la galerie :

Le calcul du ferrailage des différents secteurs a été effectué par le logiciel (Robot Expert v.17.5)

Les résultats obtenus sont représentés dans la suite.

➤ SECTEUR I :

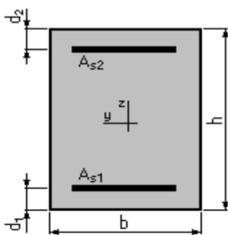
Calcul de Section

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:



$$b = 100.0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 100.0 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 5.0 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 5.0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	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 $A_{s \min} = 20.0$ (cm²) Section maximum $A_{s \max} = 500.0$ (cm²)

Théorique $\rho = 0.33$ (%)

Minimum $\rho_{\min} = 0.20$ (%)

maximum $\rho_{\max} = 5.00$ (%)

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 Ultime (fondamental)	867.86	0.00
Etat Limite de Service	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 : $\sigma_s \text{ lim} = 200.0 \text{ (Mpa)}$

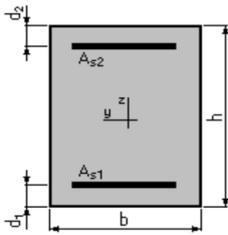
➤ SECTEUR II :

Calcul de Section

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0 \text{ (MPa)}$ Acier: $f_e = 200.0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration non préjudiciable
- prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

$$b = 100.0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 100.0 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 5.0 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 5.0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N ^O	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 $A_{s1} = 71.0 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{s2} = 66.6 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 14.0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Théorique $\rho = 1.45 \text{ (\%)}$

Minimum $\rho_{\text{min}} = 0.15 \text{ (\%)}$

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: $y = 50.9 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 78.0 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 8.4 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 8.4 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 109.3 \text{ (MPa)}$

Comprimée: $\sigma_s' = 113.6 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_s \text{ lim} = 200.0 \text{ (MPa)}$

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)

➤ SECTEUR III :

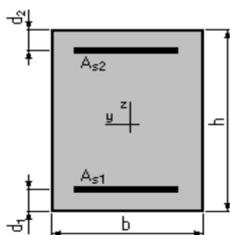
Calcul de Section

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 ^O	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 N^O 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)

➤ **Les sections d'aciers à mettre en place :**

• **Secteur I :**

•

$$As2 = \max(A'_{\min}, A'_u) = 16.66 \text{ cm}^2$$

$$As1 = \max(A_{\min}, A_u) = 20.0 \text{ cm}^2$$

1- Aciers principaux

$$As1 = 20 \text{ cm}^2 \Rightarrow 11T16 (22.10 \text{ cm}^2) \text{ (voire tableau A annexes D)}$$

$$As2 = 16.66 \text{ cm}^2 \Rightarrow 11T14 (16.92 \text{ cm}^2)$$

2- Aciers de répartition

$$At = As1/3 = 6.66 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5T14 (7.69 \text{ cm}^2)$$

$$A't = A'_{s2}/3 = 5.55 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5T12 (5.65 \text{ cm}^2)$$

• **Secteur II:**

$$As1 = \max(A'_{\min}, A'_u) = 71.0 \text{ cm}^2$$

$$As2 = \max(A_{\min}, A_u) = 66.6 \text{ cm}^2$$

1- Aciers principaux

$$As1 = 71.0 \text{ cm}^2 \Rightarrow 9T32 (72.35 \text{ cm}^2)$$

$$As2 = 66.6 \text{ cm}^2 \Rightarrow 9T25 (64.31 \text{ cm}^2)$$

2- Aciers de répartition

$$At = As1/3 = 23.66 \text{ cm}^2 \Rightarrow 12T14 (24.11 \text{ cm}^2)$$

$$A't = A'_{s2}/3 = 22.2 \text{ cm}^2 \Rightarrow 12T16 (18.4632 \text{ cm}^2)$$

• **Secteur III:**

$$As2 = \max(A'_{\min}, A'_u) = 125.1 \text{ cm}^2$$

$$As1 = \max(A_{\min}, A_u) = 95.5 \text{ cm}^2$$

1- Aciers principaux

$$As1 = 125.1 \text{ cm}^2 \Rightarrow 10T40 (125.60 \text{ cm}^2) \text{ (voire tableau A annexes D)}$$

$$As2 = 95.5 \text{ cm}^2 \Rightarrow 10T32 (80.38 \text{ cm}^2)$$

2- Aciers de répartition

$$At = As1/3 = 41.7 \text{ cm}^2 \Rightarrow 11T25 (53.96 \text{ cm}^2)$$

$$A't = A'_{s2}/3 = 31.83 \text{ cm}^2 \Rightarrow 11T20 (34.54 \text{ cm}^2)$$

Le schéma de ferrailage est représenté dans la figure suivante

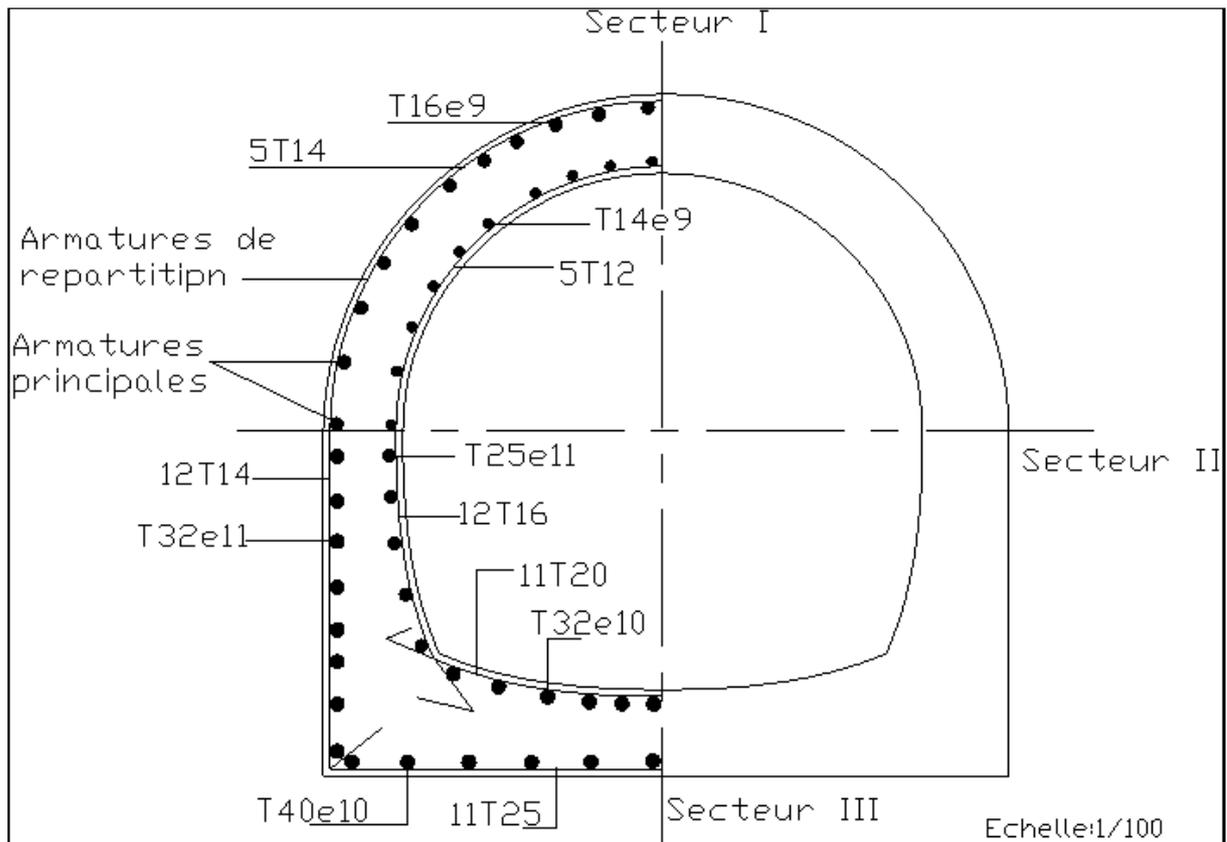


Figure (VII.3) : schéma de ferrailage de la galerie

Chapitre 08

Organisation de chantier

Introduction :

La réalisation du barrage nécessite des moyens matériels qui seront consacrés à l'exécution de l'ouvrage et à connaître les engins mécaniques modernes et rentables destinés à excaver, transporter et bétonner. Le délai de construction de l'aménagement hydraulique peut être respecté en fonction des moyens de l'entreprise.

VIII.1. Travaux de réalisation :

VIII.1.1. Travaux de terrassements : Pour la réalisation des travaux de terrassements, il est nécessaire d'établir la balance des masses volumiques de terrassement en adoptant les travaux les plus économiques en ce qui concerne la répartition et le transport des matériaux de construction sur le chantier, ainsi que le choix par les caractéristiques techniques des outils mécaniques.

VIII.1.2. Travaux d'excavations : Décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue et la zone d'emprunt, qui sera transporté vers une décharge dans une zone stable sans influence sur le déroulement et le régime des travaux.

VIII.1.3. Travaux secondaires :

- ✓ L'aménagement de la zone d'emprunt.
- ✓ Stabilité des décharges ainsi que leur protection contre l'érosion et leur éloignement des cours d'eau.
- ✓ Reboisement des zones à risque d'érosion au alentour du barrage.

VIII.2. Les moyens de chantier :

A- Les moyens humains : En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

B - Les engins de terrassement :

- ✓ Le bulldozer.
- ✓ Pelle mécanique.
- ✓ Chargeur à pneu ou à chenilles.
- ✓ Décapeuse.
- ✓ Les niveleuses et les camions.
- ✓ Les compacteurs à pneus : Ils conviennent pour le compactage de tout type de sol.
- ✓ Les compacteurs à rouleaux vibrant : Ils sont utilisés pour le compactage des matériaux à angle de frottement élevé, tels les enrochements ou les sables à granulométrie serrée.
- ✓ Les compacteurs à pied dameurs (à pied de mouton) : Ils conviennent pour le compactage des sols fins.

C - Le matériel de bétonnage : On utilise le plus souvent des bétonnières pour la fabrication du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur).

D - Le matériel spécifique :

- ✓ Les engins de forage et d'injection.
- ✓ Le matériel pour la fabrication des produits bitumineux.

VIII.3. Programme des travaux :

- Un délai de 6 mois pour la mobilisation de l'entreprise et l'installation du chantier.
- La dérivation de l'oued au début du premier hiver (en supposant que la mobilisation commencera au début de l'année).
- Le remblai sera posé à un taux moyen d'à peu près 2 000 m³/jour.
- La fermeture de la dérivation provisoire se réalisera au début de l'hiver de la deuxième année de construction.

VIII.4. Planification :

VIII.4.1. Définition : Elle consiste en :

- Installation des postes de travail ;
- Observations instantanées ;
- Analyse des tâches ;
- Définition des objectifs et des attributions ;
- Simplification des méthodes ;
- Stabilisation des postes de travail.

VIII.4.2. Techniques de la planification : Il existe deux principales méthodes à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau.
- Méthodes basées sur le graphique.

Méthodes basées sur le réseau :

A-Définition du réseau : Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

- **Réseau à flèches :** L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération A précède l'opération B

- **Réseau à nœuds** : L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches

L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

B-Construction du réseau : Il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

1- Etablissement d'une liste des tâches : il s'agit de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

2- Détermination des tâches antérieures : après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau, car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

3- Construction des graphes partiels ;

4- Regroupement des graphes partiels ;

5- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage ;

6- Construction du réseau ;

Méthode C.P.M (Méthode du Chemin Critique) :

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.

2^{ème} phase : analysé systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

- **les paramètres de la méthode C.P.M** : Les paramètres indispensables sont :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec : TR : temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DCPP : date de commencement au plus tard.

DFP : date de finition au plus tôt.

DFPP : date de finition au plus tard.

MT : marge totale.

$$\text{Et : } \begin{cases} \text{DFP} = \text{DCP} + \text{TR} \\ \text{DCPP} = \text{DFPP} - \text{TR} \end{cases}$$

- **Chemin critique (C.C) :**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0). Donc pour retrouver un chemin critique, il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{c.c} = D.T.P \end{cases}$$

- **Attribution des durées de chaque opération :** Il faut se baser sur deux points :
 - Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
 - Dimensions du projet.

En utilisant les normes C.N.A.T, on pourra appliquer la formule suivante:

$$T = \frac{Q.N}{n} \quad \text{Avec :} \quad \begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$$

VIII.5. Les plannings : Il existe trois types du plan de travail :

VIII.5.1. Plan du travail au plus tôt : Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

VIII.5.2. Plan de travail au plus tard (PTPP) : Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

VIII.5.3. Plan de travail intermédiaire: Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

VIII.6. Délai de construction et programme des travaux :

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches :

- Le déroulement du travail dans un ordre correct, c'est-à-dire, une bonne succession des opérations.
- Le respect des délais de réalisation pour chaque opération.
- Faire le travail le plus économiquement possible.

VIII.7. Symboles des différentes opérations :

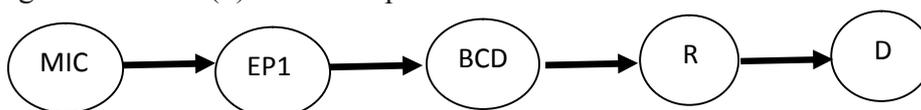
Tableau (VIII.1) : symboles des opérations

Symboles	Opérations	Durée (mois)
MIC	Mobilisation & installation de chantier	6
EP	Excavations phase 1	1
BCD	Bétonnage de conduite de dérivation	5
B	Batardeau	1,5
DO	Dérivation de l'oued	0
EP	Excavations phase 2	6
FI	Forages et injections	3
R	Remblais	12
BPEC	Bétonnage de prise d'eau et évacuateur de crue	6
EHE	Equipements hydromécaniques et électriques	3
EA	Equipements d'auscultation	2
MEB	Mise en eau du barrage	0
D	Démobilisation	3

➤ Le schéma du réseau à nœuds de l'organigramme des opérations et le diagramme de Gant sont représentées dans la planche N° 06.

VIII.8. Détermination du chemin critique :

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0) est donné par le chemin suivant:



$$DTR = \sum TR = 6 + 1 + 5 + 11 + 3 = 26 \text{ mois}$$

Conclusion :

La durée totale du marché de construction sera de 26 mois à partir de l'adjudication du marché jusqu'à la fin de la démobilisation de l'entreprise.

CONCLUSION GENERALE

Dans le cadre de ce projet « l'étude de la variante des ouvrages annexes du barrage Cherchar (w.Skikda) » nous avons essayé de traiter et d'étudier les principaux ouvrages annexes de ce barrage.

Les conditions topographiques et géologiques et les résultats géotechniques ont permis de prédire l'emplacement des ouvrages annexes, tandis que notre dimensionnement a confirmé la stabilité et le bon fonctionnement de ces dernières. Et les équipements choisis s'adaptent bien au régime voulu.

Les ouvrages de prise et de vidange seront situés sur le flanc droit. Ils consisteront en une structure de prise, et une conduite de 3,5 m de diamètre équivalent sous la digue. L'eau sera lâchée à travers une conduite de vidange de 500 mm de diamètre. La structure de prise sera située sur la pente de la vallée en amont du remblai. Il s'agira d'une structure en béton qui reposera sur la roche le long de la pente. Trois prises de 500 mm de diamètre seront mises en place. Chaque prise sera protégée par une grille fixe et sera fournie d'une vanne papillon. L'accès aux ouvrages de vidange se fera par la salle de contrôle située en haut de structure de prise.

Une seule vidange de fond de 600 mm de diamètre sera fournie.

La dérivation provisoire sera réalisée grâce à deux batardeaux placés en amont et en aval et grâce à la conduite décrite précédemment. La dérivation a été dimensionnée pour une pointe de crue de 135 m³/s.

Le prix d'évaluation global du barrage s'élève à 970 millions de DA. Le prix de revient du mètre cube approvisionné varie donc de 24 DA à 40 DA. Ces prix soutiennent la comparaison avec les prix des ouvrages similaires, pour les raisons suivantes principales

- L'hydrologie est relativement favorable. Le rendement par Hm³ de volume de la retenue est suffisant.
- La topographie du site de barrage est relativement favorable avec une vallée étroite. Cependant une digue de col important est nécessaire.

❧ *Références bibliographiques* ❧

- MADI Houssin, 2009. Etude de l'avant projet détaillé des ouvrages annexes du barrage BOUNACHI sur oued RABTA W. TIZI OUZOU. Mémoire d'ingénieur d'état en hydraulique. Ecole nationale supérieure de l'hydraulique (ENSH). Blida.
- OURARI Fayçal, 2009. Etude de l'avant projet détaillé des ouvrages annexes du barrage ZAOUIA (dérivation provisoire et tour de prise) W. TIZI OUZOU. Mémoire d'ingénieur d'état en hydraulique. Ecole nationale supérieure de l'hydraulique (ENSH). Blida.
- BENDJEDDOU Haroun, 2009. Etude détaillée des ouvrages annexes du barrage BOUZINA W. BATNA. Mémoire d'ingénieur d'état en hydraulique. Ecole nationale supérieure de l'hydraulique (ENSH). Blida.
- BOUCHEMLA Mustapha, 2009. Etude d'avant projet détaillé des ouvrages annexes du barrage REMDANE DJAMEL W. SKIKDA. Mémoire d'ingénieur d'état en hydraulique. Ecole nationale supérieure de l'hydraulique (ENSH). Blida.
- BIZOT E, 1956. Béton armé. Editions Eyrolles. Paris.
- DURAND Jean, 1999. Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale. Edition Centre de machinisme agricole du génie rural des eaux et des forêts (CEMAGREF). Paris.
- NINHAM SHAND, 2004. Etude de faisabilité du barrage de CHERCHAR sur Oued CHERCHAR (W. SKIKDA). Un bureau d'étude pour l'agence nationale des barrages et transferts (ANBT). Alger.
- GUERRIN A, 1986. Traité de béton armé Tome VII. Edition Dunod. Paris.
- HASSANE Mohammed, 1998. Formulaire de calcul des aménagements. Ecole nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH). Blida.
- HIRECHE Mohammed, 1991. Constructions hydrotechniques (III). Edition I.N.E.S. Agronomie de Chleff-Département hydraulique. Chleff.
- KEDJOUR Nasr-Eddine, 2005. Le laboratoire du béton. Office des publications universitaires (Ben Aknoun). Alger.
- LABORDE J.P., 2003. Hydrologie de surface. Edition de l'agence nationale des ressources hydrauliques (ANRH) – Ministère des ressources en eau. Alger.

- LENCASTRE Armando, 1995. Hydraulique générale. Edition : Eyrolles et Safege. Université nouvelle-Lisbonne. Portugal.
- MIHOUBI K., 1999. Guide de dimensionnement d'un barrage déversoir (cas d'une fondation non rocheuse). Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique. Blida.
- SARI Ahmed, 2002. L'hydrologie de surface. Edition : Distribution Houma. Alger.
- RANALD V. Giles, 1997. Mécaniques des fluides et hydraulique. Une traduction de la 3^e édition américaine de Schum's Outline of Theory and Problems of Fluids Mechanics and Hydraulics. New York.
- REMENIRAS G., 1999. L'hydrologie de l'ingénieur. Edition : Eyrolles. Paris.
- RICHARD O. Sinniger, 1989. Traité de génie civil de l'école polytechnique fédérale de lausanne : volume 15 ; constructions hydrauliques. Edition Presses polytechniques Romandes. Suisse.
- ROLLEY René, 1974. Technique des barrages en aménagement rural. Ministère de l'agriculture-Direction de l'aménagement-Groupe de travail permanent pour les barrages en aménagement rural. France.
- TOUAÏBIA Bénina, 2004. Manuel pratique d'hydrologie. Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH). Blida.

Annees

ANNEXE.I

Tableau. I.1 : Récapitulatif des résultats des essais relatifs à l'Essai de Proctor normal et Limite d'Atterberg

N° Puits	Profondeur (m)	W nat. (%)	γ (g/cm ³)	Limites d'Atterberg			Proctor normal	
				WL	WP	IP	W Opm (%)	$\gamma_{d \text{ opt}}$ (g/cm ³)
P1	0.30 – 0.95	10.87	2.69	---	--	--	--	--
	0.95 – 1.20	13.52	2.63	--	--	--	--	--
	1.20 – 1.90	25.11	2.58	--	--	--	--	--
P2	0.30 – 1.20	22.83	2.69	55	29.41	25.59	14.7	1.76
P4	0.40 – 2.00	26.43	2.65	62	31.39	30.61	16.2	1.71
P5	0.45 – 1.00	22.83	2.66	65	31.49	33.51	16.3	1.69
P6	0.30 – 0.70	23.57	2.65	56	26.51	29.49	16.3	1.70
P7	0.60 – 1.20	10.00	2.63	68	32.18	35.82	16.6	1.69
P8	0.0 – 1.00	6.76	2.69	73.5	37.53	35.97	--	--
P9	0.25 – 0.85	3.99	2.70	72.5	36.31	36.19	--	--
	0.85 – 1.60	15.33	2.70	47.5	25.27	22.23	--	--
P10	0.30 – 1.80	5.50	2.70	72.5	34.56	37.94	18.1	1.72
P12	0.00 – 0.85	5.42	2.70	71.5	35.31	36.19	18.1	1.68
	0.85 – 3.00	13.59	2.72	71.5	35.40	36.10	18.1	1.67
P13	0.00 – 0.25	2.48	2.73	29.5	16.23	13.27	--	--
	1.10 – 2.00	5.82	2.72	59.5	28.08	31.42	18.2	1.75
	2.00 – 3.00	5.66	2.69	51.5	25.75	25.75	--	--
P14	0.60 – 1.50	7.40	2.69	--	--	--	--	--
	1.10 – 2.70	4.30	2.73	--	--	--	16.1	1.72
P15	1.50 – 3.50	2.71	2.72	49.5	25.76	23.74	16.1	1.78
P15	1.50 – 3.50	15.79	2.72	47.5	25.70	21.80	--	--
P16	0.30 – 0.80	4.57	2.70	66.5	33.62	26.97	--	--
	0.80 – 2.60	6.48	2.72	60.5	30.99	29.51	18.1	1.66
	2.60 – 3.40	12.50	2.72	66	34.62	31.38	--	--
P17	0.35 – 0.65	8.52	2.72	37.5	20.22	17.28	--	--
	0.65 – 2.10	2.31	2.70	66.5	33.35	33.15	18.2	1.76

Tableau. I.2 : Puits de reconnaissance et échantillonnage (zone d'emprunt)

N° De Puits	Profondeur du puits (m)	Description	Profondeur d'échantillon (m)
P1	3.40	0,00 - 0,40 Argile brune 0,40 - 0,95 Sable limoneux et gravier 0,95- 1,20 Sable limoneux argileux 1,20 - 1,90 Sable et gravier 1,90- 2,00 Argile noir 2,00- 2,40 Alluvions (galet et graviers) 2,40 - 3,40 Marnes et marnes calcaire	0,40 - 0,95 0,95 - 1,20 1,20 - 1,90
P2	3.80	0,00 - 0,30 Argile brune et racines 0,30 - 1,20 Argile rouge, plastique 1,20 - 3,70 Argile rouge, avec passage de niveaux de marnes 3,70- 3,80 Alluvions (galets et graviers)	0,30 - 1,20 1,50 - 1,70
P3	1.00	0,00 - 0,20 Argile brune 0,20 - 1,00 Mica schiste, altéré, oxydés, friable	Pas d'échantillons
P4	2.30	0,00 - 0,40 Argile brune 0,40 - 2,00 Argile beige, plastique 2,00 - 2,30 Argile marneuse	0,70 - 0,90 0,40 - 2,00
P5	2.30	0,00 - 0,40 Argile brune 0,40 - 1,40 Argile beige, plastique 1,40 - 1,60 Argile plastique, beige 1,600 - 2,30 Marnes calcaires	0,60 - 0,90 0,45 - 1,00
P6	2.90	0,00 - 0,25 Argile brune, plastique 0,25 - 0,35 Argile brune plastique 0,35 - 2,80 Grès, jaune, altéré, friable 2,80 - 2,90 Marnes calcaires, et argile marneuse	0,30 - 0,50 0,30 - 0,70
P7	2.30	0,00 - 0,20 Argile limoneuse, brune 0,20 - 1,20 Argile beige plastique 1,20 - 2,10 Argile ocre avec quelques graviers 2,10 - 2,30 Schistes altérés	0,60 - 0,75 0,75 - 1,20
P8	2.65	0,00 - 1,00 Argile brune 1,00 - 1,20 Argile de couleur beige, plastique 1,20 - 2,15 Marnes verdâtre schisteuse 2,15 - 2,65 Marnes calcaires, schisteuse 2,65 + Calcaires marneux, dur	0,00 - 1,00
P9	1.90	0,00 - 0,25 Limon sableux beige 0,25 - 0,85 Argile légèrement marneuse 0,85 - 1,60 Marnes argileuse 1,60 - 1,90 Alluvions (gros galets gréseux)	0,25 - 0,85 0,85 - 1,60
P10	2.10	0,00 - 0,30 Limons sableux 0,30 - 1,80 Argile jaune, plastique 1,80 - 2,10 Alluvions dans matrice argileuse oxydée	0,30 - 1,80
P11	1.60	0,00 - 0,30 Argile brune, limoneuse 0,30 - 1,10 Argile beige, graveleuse 1,10 - 1,60 Argile beige avec nodules de calcaire	Pas d'échantillons
P12	3.00	0,00 - 0,85 Argile brune avec nodules de calcaire 0,85 - 3,00 Alternance de grès jaune et d'argile crayeuse	0,00 - 0,85 0,85 - 3,00
P13	3.00	0,00 - 1,10 Argile brune, présence de cailloux 1,10 - 2,00 Argile marneuse, plastique 2,00 - 3,00 Marnes argileuse avec lentille de marnes	1,10 - 2,00 2,00 - 3,00
P14	3.20	0,00 - 0,25 Limon gris légèrement argileux 0,25 - 1,10 Sable argileux et graveleux 1,10 - 2,70 Argile sableuse légèrement marneuse 2,70 - 3,20 Sable argileux avec cailloux et graviers	1,10 - 2,70 0,25 - 1,10
P15	3.80	0,00 - 0,40 Limon argileux gris 0,40 - 0,60 Sable limoneux, argileux, gris 0,60 - 1,15 Argile, marron, avec graviers 1,15 - 3,50 Argile marneuse, marron 3,50 - 3,80 Argile graveleuse, marron	0,60 - 1,50 1,50 - 3,50
P16	3.40	0,00 - 0,30 Limon argileux, gris 0,30 - 0,80 Sable argileux, brune 0,80 - 2,60 Argile marneuse, marron limoneuse 2,60 - 3,40 Argiles sableuses avec graviers et cailloux	0,30 - 0,80 0,80 - 2,60 2,60 - 3,40
P17	3.1	0,00 - 0,35 Limon argileux, gris 0,35 - 0,65 Argile sableuse de couleur rouille 0,65 - 2,10 Argile de couleur marron 2,10 - 3,00 Argile de couleur marron 3,00 - 3,10 Fragments de schistes dans matrice argileuse, marron	0,35 - 0,65 0,65 - 2,10 2,10 - 3,00

Tableau. I.4 : Essais Chimique (zone d'emprunt)

N° de Puits	Profondeur (m)	Description du sol	M O (Poids)	Chlorures CL (%)	Carbonates CaCO3 (%)	Classification
P2	0.30 – 1.20	Argile	0.16	Traces	Traces	Argile
P4	0.40 – 2.00	Argile	0.16	Traces	Traces	Argile
P5	0.45 – 1.00	Argile	0.21	Traces	Traces	Argile
P6	0.30 – 0.70	Argile	0.63	Traces	Traces	Argile
P7	0.60 – 1.20	Argile	0.21	Traces	Traces	Argile
P9	0.25 – 0.85	Argile légèrement marneuse	0.42	-	Traces	Argile
	0.85 – 1.60	Marnes argileuse	0.16	-	Traces	Marne
P10	0.30 – 1.80	Argile	0.26	-	Traces	Argile
P12	0.00 – 0.85	Argile	0.47	-	11.18	Argile
	0.85 – 3.00	Alternance grès jaune et d'argile crayeuse	0.26	-	8.60	Argile
P13	0.00 – 0.25	Argile	0.73	-	1.72	Argile
	1.10 – 2.00	Argile marneuse	0.37	-	0.86	Argile
P14	0.60 – 1.60	Sable argileux	0.26	-	Traces	Argile
	1.60 – 2.70	Argile sableuse	0.21	-	Traces	Argile
P15	1.50 – 3.50	Argile marneuse	0.21	-	Traces	Argile
P16	0.30 – 0.80	Sable argileux	0.73	-	Traces	Argile
	0.80 – 2.60	Argile marneuse	0.57	-	Traces	Argile
	2.60 – 3.40	Argile sableuse	0.26	-	Traces	Argile
P17	0.35 – 0.65	Argile sableuse	0.63	-	Traces	Argile
	0.65 – 2.10	Argile	0.52	-	Traces	Argile

ANNEXE.I

Tableau. I.5: Classification des Sols en Fonction de la Granulométrie et des Limites D'Atterberg (zone d'emprunt).

Puits	Profondeur (m)	Description	D60 (mm)	D30 (mm)	D10 (mm)	Cu	Cc	WL	WP	IP	Classification
P1	0.40 – 0.95	Sable limoneux	6.914	0.556	-	-	-	-	-	-	Sable
	0.95 – 1.20	Sable limoneux argileux	1.115	0.298	-	-	-	-	-	-	Sable
	1.20 – 1.90	Sable et gravier	0.161	-	-	-	-	-	-	-	Sable
P2	0.30 – 1.50	Argile plastique	0.032	0.002	-	-	-	55	29.41	25.59	CL
P4	0.40 – 2.00	Argile	0.013	0.002	-	-	-	62	31.39	30.61	CL
P5	0.45 – 1.00	Argile	0.023	0.008	0.002	1.60	14.03	65	31.49	33.51	CL
P6	0.30 – 0.70	Argile	0.019	0.005	0.001	1.03	14.88	56	26.51	29.49	CL
P7	0.60 – 1.20	Argile	0.012	0.004	-	-	-	68	32.18	35.82	CL
P8	0.00 – 1.00	Argile	0.019	0.005	0.001	1.24	19.04	73.5	37.53	35.97	CL
P9	0.25 – 0.85	Argile	0.026	0.002	-	-	-	72.5	36.31	36.19	CL
	0.85 – 1.60	Marne argileuse	0.016	0.004	-	-	-	47.5	25.27	22.23	CL
P10	0.30 – 1.80	Argile	0.017	0.001	-	-	-	72.5	34.56	37.94	CL
P12	0.00 – 0.85	Argile	0.026	0.007	0.002	1.07	-16.170	71.5	35.31	36.19	CL
	0.85 – 3.00	Grès jaune et argile crayeuse	0.015	0.002	-	-	-	71.5	35.40	36.10	SC
P13	0.00 – 0.25	Argile	0.081	0.003	-	-	-	29.5	16.23	13.27	CL
	1.10 – 2.00	Argile marneuse	0.012	0.003	-	-	-	59.5	28.02	31.42	CL
	2.00 – 3.0	Marnes argileuse	0.020	0.006	0.001	1.45	17.09	51.5	25.75	25.75	CL
P14	0.60 – 1.60	Sable argileux	0.015	0.004	0.001	0.93	14.92	-	-	-	Sable
	1.10 – 2.70	Argile sableuse	0.019	0.004	0.001	0.96	17.08	-	-	-	El fin
P15	1.50 – 3.50	Argile marneuse	0.037	0.004	-	-	-	49.5	25.76	23.74	CL
	1.50 – 3.50	Argile marneuse	0.015	0.004	-	-	-	47.5	25.70	21.80	CL
P16	0.30 – 0.80	Sable argileux	-	-	-	-	-	66.5	33.62	32.88	Sable
	0.80 – 2.60	Argile marneuse	-	-	-	-	-	60.5	30.99	29.51	CL
	2.60 – 3.10	Argile	-	-	-	-	-	66	34.62	31.38	CL
P17	0.35 - 0.65	Argile sableuse	0.055	0.003	-	-	-	37.5	20.22	17.28	CL
	0.65 – 2.10	Argile	0.016	0.004	-	-	-	66.5	33.35	33.15	CL

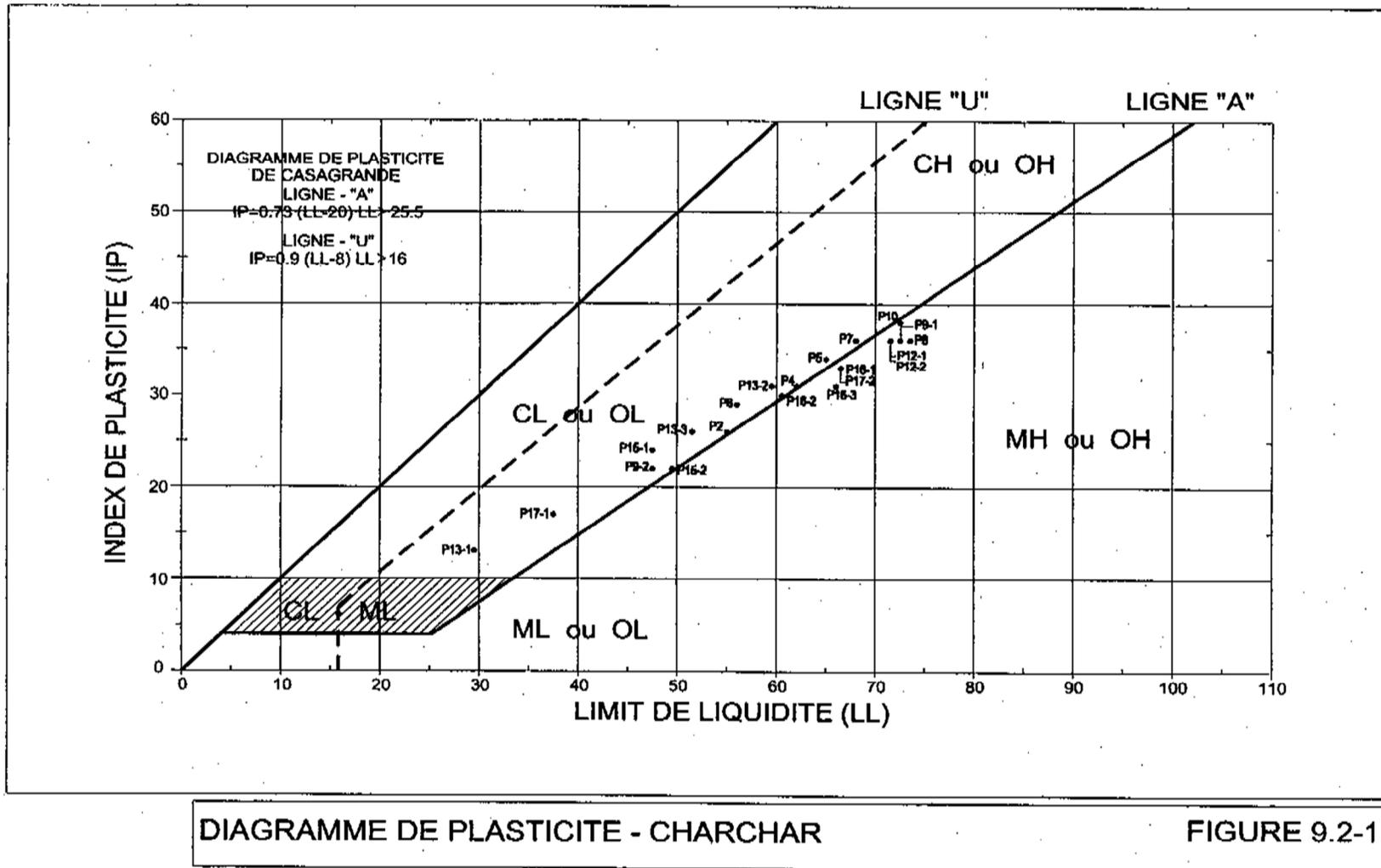


Figure.1.2: diagramme de plasticité de barrage charchar

Tableau. II.1 : Résumé des essais de perméabilité ou essai de lugeons du site de barrage de Charchar.

N°. de Sondage	Location	Lieu d'essai (m)	Pourcentage de Carotte (%)	RQD (%)	Géologie		Etendu Valeurs de Lugeons	Observations
					Type de Roche	Altération		
1. SONDAGES DANS L'AXE DE LA DIGUE PRINCIPALE								
S1	Flanc gauche	5-10	46-90	0-13	Schistes micacé et Marne	Fortement dégradé	3	Perméabilité faible
		10-15	55-62	11-22	Schistes micacé	Fortement dégradé à Moyennement dégradé	<2	Imperméable
		15-20	64-83	6-13	Schistes micacé	Moyennement dégradé	<2	Imperméable
		20-25	70-100	0-33	Schistes micacé	Moyennement dégradé	<2	Imperméable
		25-30	60-100	0-82	Schistes micacé, satiné	Moyennement dégradée à peu dégradé	<2	Imperméable
		30-35	88-100	46-80	Schistes micacé, satiné	Peu dégradé	<2	Imperméable
		35-40	73-98	6-60	Schistes micacé, satiné	Peu dégradé	<2	Imperméable
S2	Flanc gauche	15-20	56-100	0-70	Schistes micacé, satiné	Peu dégradé	<2	Imperméable
		20-25	75-100	18-40	Schistes micacé, satiné	Peu dégradé	<2	Imperméable
S3	Emprise du sol du flanc gauche	5-10	83-95	0-75	Schistes satiné et Schistes	Moyennement dégradée à peu dégradé	<2	Imperméable
		10-15	93-96	62-78	Schistes, Schistes micacé	Moyennement dégradée à peu dégradé	<2	Imperméable
		15-20	85-97	51-85	Schistes, Schistes micacé	Moyennement dégradée à peu dégradé	<2	Imperméable
		20-25	77-96	76-92	Schistes, Schistes micacé	Moyennement dégradée à peu dégradé	<2	Imperméable
S4	Flanc droit	6-10	94-96	24-57	Schistes satiné	Moyennement dégradée à peu dégradé	6	Perméable faible
		10-15	85-95	10-64	Schistes et Schistes micacé	Peu dégradé	<2	Imperméable
		15-20	50-93	0-46	Schistes micacé	Peu dégradé	<2	Imperméable
		20-25	79-100	79-93	Schiste	Peu dégradé	<2	Imperméable
S5	Flanc droit	5-10	93-100	55-88	Schistes micacé, satiné	Non dégradé à peu dégradé	<2	Imperméable
		10-15	92-100	42-66	Schistes micacé, satiné	Non dégradé à peu dégradé	<2	Imperméable
		15-20	83-100	46-72	Schistes micacé, satiné	Non dégradé à peu dégradé	3	Perméable faible
		20-25	91-97	43-85	Schistes micacé, satiné	Non dégradé à peu dégradé	3	Perméable faible
		25-30	92	12-32	Schistes micacé, satiné	Non dégradé à peu dégradé	3	Perméable faible
		30-35	60-96	42-84	Schistes micacé, satiné	Non dégradé à peu dégradé	3	Perméable faible
		35-40	87-100	35-86	Schistes micacé, satiné	Non dégradé à peu dégradé	2	Imperméable

Tableau. II.2: Résumé des essais de perméabilité ou essai de lugeons du site de barrage de Charchar.

No. de Sondage	Location	Lieu d'essai (m)	Pourcentage de Carotte (%)	RQD (%)	Géologie		Etendu de valeurs de Lugeons	Observations
					Type de Roche	Altération		
1. GALERIE DE DERIVATION								
S6	Ouvrages de vidange en amont	5-10	77-100	55-77	Schistes satiné et Schiste	Moyennement dégradé à peu dégradé	<2	Imperméable
		10-15	92-100	54-67	Schistes micacé,	Peu dégradé	<2	Imperméable
S7	Ouvrages de vidange en aval	6 -10	77-97	10-33	Schistes satiné et Schiste micacé	Moyennement dégradé à non dégradé	5	Perméable faible
		10-15	94-100	5	Schistes micacé, satiné	Peu dégradé à non dégradé	3	Perméable faible
2. AXE DE LA DIGUE DE COL								
S8	Digue de col gauche	10-15	36-94	0-60	Calcaire marneux, Grès à ciment calcaire et Marnes calcaires		6	Perméabilité faible
S9	Digue de col	10-15	48-71	0	Marnes calcaires		3	Perméabilité faible
S11	Digue de col droit	10-15	49-78	0	Marnes sableuse		2	Imperméable

Tableau. II.3 : Résultats des essais d'UCS (essais de résistance à la compression simple) de la densité et la porosité.

N° de Sondage	Profondeur (m)	Résistance (MPa)	Densité (t/m ³)	Porosité (%)	Roche
S1	21.60 – 21.85	8.90	2.96	0.96	Schiste micacé
	28.72 – 29.00	13.86	2.96	0.96	Schiste micacé satiné
	33.75 – 34.00	18.08	3.01	1.10	Schiste micacé satiné
	34.75 – 35.00	25.90	2.92	0.80	Schiste micacé satiné
S2	18.00 - 18.50	58.77	2.81	0.40	Grès
S3	9.00 - 9.23	3.52	2.75	0.18	Schiste
	13.30-13.60	17.64	2.79	0.33	Schiste micacé satiné
	18.40-18.63	17.63	2.86	0.60	Schiste micacé
	23.00-23.40	7.40	2.25	0.16	Schiste
S4	22.00-22.20	16.87	2.97	0.96	Schiste
	23.15-23.50	13.86	2.91	0.77	Schiste
S6	6.17 – 6.41	6.03	2.94	0.88	Schiste satiné
	9.10 - 9.47	5.12	2.95	0.96	Schiste

ANNEXE.II

Tableau.III.1 : Pluies moyennes mensuelles enregistrées dans la station Pluviométrique ELARROUCHE code : 030906 (source ANRH).



Tableau.III.2 : pluies maximales journalières enregistrées dans la station Pluviométrique ELARROUCHE code : 030906 (source ANRH).

années	Spt	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jui	Aout	P _{max.j} (mm)
1967	18.1	7.2	52.5	29.3	22.6	17.4	5.6	19.4	5.4	14.4	0	0	52.5
1968	4.5	0	10.1	13.8	9.4	3	6.4	5.8	5.5	9.8	0	9.3	13.8
1969	71.3	33.8	1.6	34	13.8	33.8	11.8	43.4	10.6	3.1	0	6.1	71.3
1970	0.9	18.2	4.2	14.9	32.7	38.4	39.1	5.2	16	4.1	6.8	0.2	39.1
1971	17.7	19.9	15.1	11.7	25.2	13.9	22.5	19.2	23.4	5.4	0.4	12.8	25.2
1972	12.6	38.1	0	27.8	55.6	28.9	29.4	19.4	0	24.2	0	0	55.6
1973	23.2	25.1	11.5	24.8	0.8	26.2	14.2	13.1	16.2	0	3.6	0	26.2
1974	29.7	21.5	17.4	9.4	9.4	39.7	15.7	8.1	32	0	0	7	39.7
1975	17.8	15.1	22.2	12.3	33.4	26.8	30.1	16.4	15.7	2.4	12.7	7.9	33.4
1976	20	27	41	8.2	18.4	4.8	6.1	22.5	46.9	20.9	0	13.5	46.9
1977	3.9	0	29.1	2.9	27.1	22.1	18.6	15.8	24.2	0.4	0	25.3	29.1
1978	3.8	10.2	50.3	7.6	23.9	24.3	13.3	31.8	4.1	25.3	4.2	0.6	50.3
1979	19.1	18.8	9.5	20.4	19.6	20.9	27.4	15.9	22.3	0.6	1.2	1.6	27.4
1980	10.9	5.1	14.1	41.9	17.7	13.9	18.6	10.1	8.1	31.7	0	12.9	41.9
1981	9.7	6.3	16.7	24.3	17.1	12.1	29.5	13.8	12.3	7.3	0	0	29.5
1982	6.5	142	55.5	27.7	7.3	14.2	10.7	7.3	8.2	2.4	0	1.2	142
1983	14.8	24.6	28.9	10.6	18.9	53	5.6	9.8	2.1	7.2	0	6.2	53
1984	11.9	24.1	4.2	97.6	18.6	23.7	44.9	15.9	19.9	2.1	0	0	97.6
1985	12.4	15.2	7.2	14.4	36.6	14.6	33.7	10.4	8.6	5.1	5.2	0.4	36.6
1986	13.1	23.4	52.3	31.8	17.2	29.2	17.3	13.4	20.1	0	2.2	0.3	52.3
1987	0.3	16	20.2	11.1	17.1	21	9.2	10	7	10.1	7.1	0	21
1988	17.1	1.3	21.1	72.6	28	18.1	25.4	10.8	5	6.1	2	4.5	72.6
1989	15	40.2	19.5	35	63	1.1	14.2	20.1	11.1	19.7	3.1	3.1	63
1990	0	5	31.4	48.2	15.5	27.2	41	20.5	24.2	16.5	0	3.1	48.2
1991	31.1	36.9	19	10.5	22.9	24.9	27	19.7	53	9.3	8.7	0	53
1992	0	11.1	32.5	70.9	28.6	15.7	13.7	7.6	29.6	10.2	0	1.2	70.9
1993	8.1	23.1	7.1	50	19.7	29.3	11.5	12.4	3.4	0	0	0	50
1994	6.6	34.5	16.6	34.4	95.9	12	39.8	18.9	5.3	13.7	0	2.7	95.9
1995	38.8	16.7	10.1	12.3	34.3	39	17.4	32.5	23.5	7.3	1.5	1.5	39
1996	16.1	9.1	9.5	38	17.9	10.7	38.4	21.2	9.5	9.9	0	9.1	38.4
1997	17.2	5	34	24.8	7.5	26.7	16.5	36.2	28.9	2.5	0	7.2	36.2
1998	39.1	14.5	43	8	39.5	8.6	11.5	9.2	4.1	3.9	4	3.9	43
1999	5.2	9.4	12.7	44.4	7.6	11.2	6.7	5.2	78.3	4.9	0	8.9	78.3
2000	1.9	32.6	15.1	14.1	36.1	23.1	13.2	13.1	14.1	0	0	0.3	36.1
2001	14.4	4.9	26.5	12	-999	32.9	6.1	23.8	5.3	2.7	21.1	18.7	32.9
2002	4.5	16.6	28.7	29	42.5	24.8	16.1	36.5	10.6	0.2	0	0	42.5
2003	36.5	15.6	7.1	-999	16.2	12.9	13.4	30.5	32.9	18.8	0	5.1	36.5
2004	12.6	12.9	114.1	31.1	19.7	20.1	12.4	51.1	0	0	1.6	1.9	114.1
2005	7.3	6.6	7.4	40.7	22.9	26.8	13.4	2.5	16.6	8.3	0	5.4	40.7
2006	16.9	24.6	20	46.6	8.4	14.9	44.1	11	4.8	14.8	0.6	1.9	46.6
2007	12.4	15.4	12.9	70.7	5.9	16	35.1	14.1	18.7	5.9	2.9	1.7	70.7

Tableau.III.3 : débits maximaux journaliers enregistrés dans la station Hydrométrique oued safsaf code : 030901 (source ANRH).

années	Spt	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jui	Aout	Q _{max.j} (m ³ /s)
1974	19.00	5.66	1.53	2.63	0.27	3.06	5.17	3.06	0.59	0.03	0.01	0.01	19.00
1975	0.02	0.02	0.39	0.33	0.08	78.02	2.84	3.93	3.56	0.08	0.03	0.00	78.02
1976	0.00	0.00	0.08	0.14	2.63	49.40	52.88	3.31	1.49	0.18	0.03	0.02	52.88
1977	0.13	10.96	54.38	3.86	9.29	1.04	0.28	2.06	3.21	0.17	0.04	0.00	54.38
1978	0.00	0.00	0.02	0.01	1.51	6.39	1.06	3.08	0.50	0.14	0.00	0.00	6.39
1979	0.00	0.00	0.64	0.24	5.17	9.43	12.56	68.35	8.58	7.04	1.58	0.00	68.35
1980	0.17	2.74	6.64	3.58	13.38	8.44	27.50	5.96	0.88	0.17	0.01	0.00	27.50
1981	0.32	0.80	0.13	17.50	13.75	6.70	4.74	8.40	0.44	0.03	0.02	0.05	17.50
1982	0.01	0.01	0.10	7.55	9.16	12.88	23.98	11.62	4.93	0.19	0.01	0.00	23.98
1983	5.51	15.00	82.77	22.11	4.36	2.62	11.92	0.58	0.24	2.50	0.00	0.00	82.77
1984	0.00	0.45	8.58	3.33	22.77	745.08	6.70	9.16	0.70	0.06	0.03	0.02	745.08
1985	0.23	9.50	0.07	558.60	90.70	12.58	389.75	6.36	10.48	0.10	0.05	0.04	558.60
1986	0.23	0.20	0.04	0.04	8.52	4.40	12.17	0.36	0.28	0.14	0.05	0.05	12.17
1987	0.28	10.70	19.70	21.20	18.74	123.55	20.32	24.80	5.10	0.34	0.07	0.06	123.55
1988	0.01	0.15	6.88	0.11	4.52	2.31	10.30	0.18	0.18	0.36	0.06	0.01	10.30
1989	2.11	0.01	0.15	127.00	15.70	17.45	11.04	1.57	0.32	0.00	0.00	0.00	127.00
1990	0.00	1.40	0.32	2.02	38.25	0.44	1.11	0.26	1.30	0.02	0.01	6.00	38.25
1991	0.00	0.00	91.15	120.10	14.27	41.50	51.00	29.10	1.70	0.85	0.10	0.03	120.10
1992	0.19	7.20	0.53	0.06	4.51	68.15	14.86	78.30	78.30	0.67	0.23	0.06	78.30
1993	0.03	0.03	22.10	155.00	122.00	12.78	34.80	0.59	3.45	0.07	0.01	0.00	155.00
1994	0.00	0.01	0.01	79.20	36.10	82.80	1.28	15.00	1.28	0.05	0.02	0.07	82.80
1995	0.00	17.40	0.06	15.00	210.10	0.53	82.01	1.47	0.32	0.04	0.02	0.00	210.10
1996	0.23	188.60	3.52	2.54	17.64	122.20	48.65	66.12	47.80	0.14	0.06	0.02	188.60
1997	0.01	1.08	0.06	5.48	4.62	1.08	4.41	0.05	0.16	0.00	0.00	0.00	5.48
1998	18.64	19.08	13.25	127.00	9.95	36.10	25.12	17.58	33.71	0.08	0.03	0.02	127.00
1999	0.07	0.21	118.30	21.06	88.58	56.40	17.00	8.20	5.80	0.08	0.03	0.00	118.30
2000	0.16	0.00	0.36	186.60	7.30	0.63	0.56	0.26	29.56	0.09	0.03	0.00	186.60
2001	0.00	5.23	0.30	0.14	64.80	209.70	0.46	3.61	0.53	0.06	0.02	0.00	209.70
2002	0.39	0.08	22.44	10.90	9.40	27.40	0.11	43.75	0.03	0.00	0.00	21.08	43.75

Tableau.III.4 : Calcul du volume utile interannuel par la méthode Kristly-Menkel.

n (ans)	n ^{0.5}	C _v	C _s	F _{80%}	k _{80%}	β _{max} (D _{80%})	β _{max} (D _{90%})	β _{max} (D _{95%})
1	1.000	0.46	0.920	-0.85	0.609	0.1910	0.2910	0.3410
2	1.414	0.325	0.651	-0.85	0.724	0.1530	0.3530	0.4530
3	1.732	0.266	0.531	-0.85	0.774	0.0772	0.3772	0.5272
4	2.000	0.230	0.460	-0.85	0.805	-0.0180	0.3820	0.5820
5	2.236	0.206	0.411	-0.85	0.825	-0.1257	0.3743	0.6243
6	2.449	0.188	0.376	-0.85	0.840	-0.2422	0.3578	0.6578
7	2.646	0.174	0.348	-0.85	0.852	-0.3655	0.3345	0.6845
8	2.828	0.163	0.325	-0.85	0.862	-0.4941	0.3059	0.7059
9	3.000	0.153	0.307	-0.85	0.870	-0.6270	0.2730	0.7230
10	3.162	0.145	0.291	-0.85	0.876	-0.7635	0.2365	0.7365
11	3.317	0.139	0.277	-0.85	0.882	-0.9032	0.1968	0.7468
12	3.464	0.133	0.266	-0.85	0.887	-1.0455	0.1545	0.7545
13	3.606	0.128	0.255	-0.85	0.892	-1.1902	0.1098	0.7598
14	3.742	0.123	0.246	-0.85	0.896	-1.3370	0.0630	0.7630
15	3.873	0.119	0.238	-0.85	0.899	-1.4857	0.0143	0.7635
16	4.000	0.115	0.230	-0.85	0.902	-1.6360	-0.0360	0.7629
17	4.123	0.112	0.223	-0.85	0.905	-1.7879	-0.0879	0.7621
18	4.243	0.108	0.217	-0.85	0.908	-1.9411	-0.1411	0.7589
19	4.359	0.106	0.211	-0.85	0.910	-2.0957	-0.1957	0.7543
20	4.472	0.103	0.206	-0.85	0.913	-2.2514	-0.2514	0.7486
21	4.583	0.100	0.201	-0.85	0.915	-2.4082	-0.3082	0.7418
22	4.690	0.098	0.196	-0.85	0.917	-2.5660	-0.3660	0.7340
23	4.796	0.096	0.192	-0.85	0.918	-2.7248	-0.4248	0.7252
24	4.899	0.094	0.188	-0.85	0.920	-2.8845	-0.4845	0.7155
25	5.000	0.092	0.184	-0.85	0.922	-3.0450	-0.5450	0.7050
26	5.099	0.090	0.180	-0.85	0.923	-3.2063	-0.6063	0.6937
27	5.196	0.089	0.177	-0.85	0.925	-3.3683	-0.6683	0.6817
28	5.292	0.087	0.174	-0.85	0.926	-3.5310	-0.7310	0.6690
29	5.385	0.085	0.171	-0.85	0.927	-3.6944	-0.7944	0.6556
30	5.477	0.084	0.168	-0.85	0.929	-3.8584	-0.8584	0.6416
31	5.568	0.083	0.165	-0.85	0.930	-4.0230	-0.9230	0.6270
32	5.657	0.081	0.163	-0.85	0.931	-4.1882	-0.9882	0.6118
33	5.745	0.080	0.160	-0.85	0.932	-4.3539	-1.0539	0.5961
34	5.831	0.079	0.158	-0.85	0.933	-4.5201	-1.1201	0.5799
35	5.916	0.078	0.156	-0.85	0.934	-4.6868	-1.1868	0.5632
36	6.000	0.077	0.153	-0.85	0.935	-4.8540	-1.2540	0.5460
37	6.083	0.076	0.151	-0.85	0.936	-5.0216	-1.3216	0.5284
38	6.164	0.075	0.149	-0.85	0.937	-5.1897	-1.3897	0.5103
39	6.245	0.074	0.147	-0.85	0.937	-5.3582	-1.4582	0.4918
40	6.325	0.073	0.145	-0.85	0.938	-5.5271	-1.5271	0.4729
41	6.403	0.072	0.144	-0.85	0.939	-5.6964	-1.5964	0.4536

ANNEXE. IV

Tableau (II. 31): Caractéristiques topographiques de la retenue.

Cote (mNGA)	Surface (km ²)	Smoy (km ²)	ΔH (m)	ΔV (Hm ³)	V_i (Hm ³)	h_{moy} (m)
85	0	*****	*****	*****	0	0
		0,002	3	0,006		
88	0,003	0,0065	2	0,013	0,006	1,000
		0,015	2	0,03		
90	0,01	0,0305	3	0,0915	0,019	1,462
		0,058	2	0,116		
92	0,02	0,1055	3	0,3165	0,049	1,485
		0,204	5	1,02		
95	0,041	0,387	5	1,935	0,1405	1,899
		0,608	5	3,04		
97	0,075	0,834	5	4,17	0,2565	1,921
		1,102	6,5	7,163		
100	0,136				0,573	2,011
105	0,272				1,593	2,860
110	0,502				3,528	3,331
115	0,714				6,568	3,704
120	0,954				10,738	3,938
126,5	1,25				17,901	4,501

ANNEXE. IV

Tableau II.32 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Mois	A _{80%} (Mm ³)	U _{80%} (Mm ³)	A _{80%} -U _{80%}	1 ^{ère} consigne			2 ^{ème} consigne		
				Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)	Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)
Octobre	0,210	0,108	0,102		0,750		0,672	0,750	0,078
Novembre	0,290	0,091	0,199	0,852	0,852		0,774	0,774	
Décembre	0,410	0,082	0,328	1,051	1,051		0,973	0,973	
Janvier	0,350	0,07	0,280	1,379	1,379		1,301	1,301	
Février	0,290	0,06	0,230	1,659	1,659		1,581	1,581	
Mars	0,270	0,05	0,220	1,889	1,889		1,811	1,811	
Avril	0,230	0,233	-0,003	2,109	2,031	0,078	2,031	2,031	
Mai	0,150	0,305	-0,155	2,028	2,028		2,028	2,028	
juin	0,050	0,375	-0,325	1,873	1,873		1,873	1,873	
juillet	0,010	0,408	-0,398	1,548	1,548		1,548	1,548	
Aout	0,020	0,325	-0,305	1,150	1,150		1,150	1,150	
septembre	0,130	0,225	-0,095	0,845	0,845		0,845	0,845	
				0,750	0,750	0,078	0,750	0,750	0,078

Tableau II.34 : Les volumes des pertes dans la retenue

Mois	Vri (Mm³)	Vri-1 (Mm³)	Vmoy (Mm³)	Smoy (km²)	E_s (m)	Vevp (Mm³)	Vinf(Mm³)	II(Mm³) 80%
Octobre	0,852	0,750	0,801	0,38	0,102	0,0006	0,0004	0,001
Novembre	1,051	0,852	0,9515	0,4	0,060	0,0005	0,0005	0,001
Décembre	1,379	1,051	1,215	0,41	0,043	0,0004	0,0006	0,001
Janvier	1,659	1,379	1,519	0,58	0,047	0,027	0,008	0,001
Février	1,889	1,659	1,774	0,6	0,057	0,034	0,009	0,001
Mars	2,031	1,889	1,96	0,62	0,092	0,0004	0,0006	0,001
Avril	2,028	2,031	2,0295	0,63	0,122	0,0003	0,0007	0,001
Mai	1,873	2,028	1,9505	0,61	0,155	0,001	0,0080	0,009
juin	1,548	1,873	1,7105	0,6	0,183	0,001	0,009	0,010
juillet	1,150	1,548	1,349	0,45	0,211	0,008	0,007	0,015
Aout	0,845	1,150	0,9975	0,4	0,200	0,010	0,005	0,015
septembre	0,750	0,845	0,7975	0,38	0,149	0,006	0,004	0,010

ANNEXE. IV

Tableau II.35 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Mois	A _{80%} (Mm ³)	U _{80%} (Mm ³)	II(Mm ³)	A _{80%} -(U _{80%} +II)	1 ^{ère} consigne			2 ^{ème} consigne		
					Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)	Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)
Octobre	0,210	0,108	0,001	0,101		0,750		0,738	0,750	0,012
Novembre	0,290	0,091	0,001	0,198	0,851			0,839		
Décembre	0,410	0,082	0,001	0,327	1,049			1,037		
Janvier	0,350	0,07	0,001	0,279	1,376			1,364		
Février	0,290	0,06	0,001	0,229	1,655			1,643		
Mars	0,270	0,05	0,001	0,219	1,884			1,872		
Avril	0,230	0,233	0,001	-0,004	2,103	2,091	0,012	2,091		
Mai	0,150	0,305	0,009	-0,164	2,087			2,087		
juin	0,050	0,375	0,010	-0,335	1,923			1,923		
juillet	0,010	0,408	0,015	-0,413	1,588			1,588		
Aout	0,020	0,325	0,015	-0,320	1,175			1,175		
septembre	0,130	0,225	0,010	-0,105	0,855			0,855		
					0,750		0,012	0,750	0,750	0,012

Tableau II-36 : Calcul les valeurs cumulées

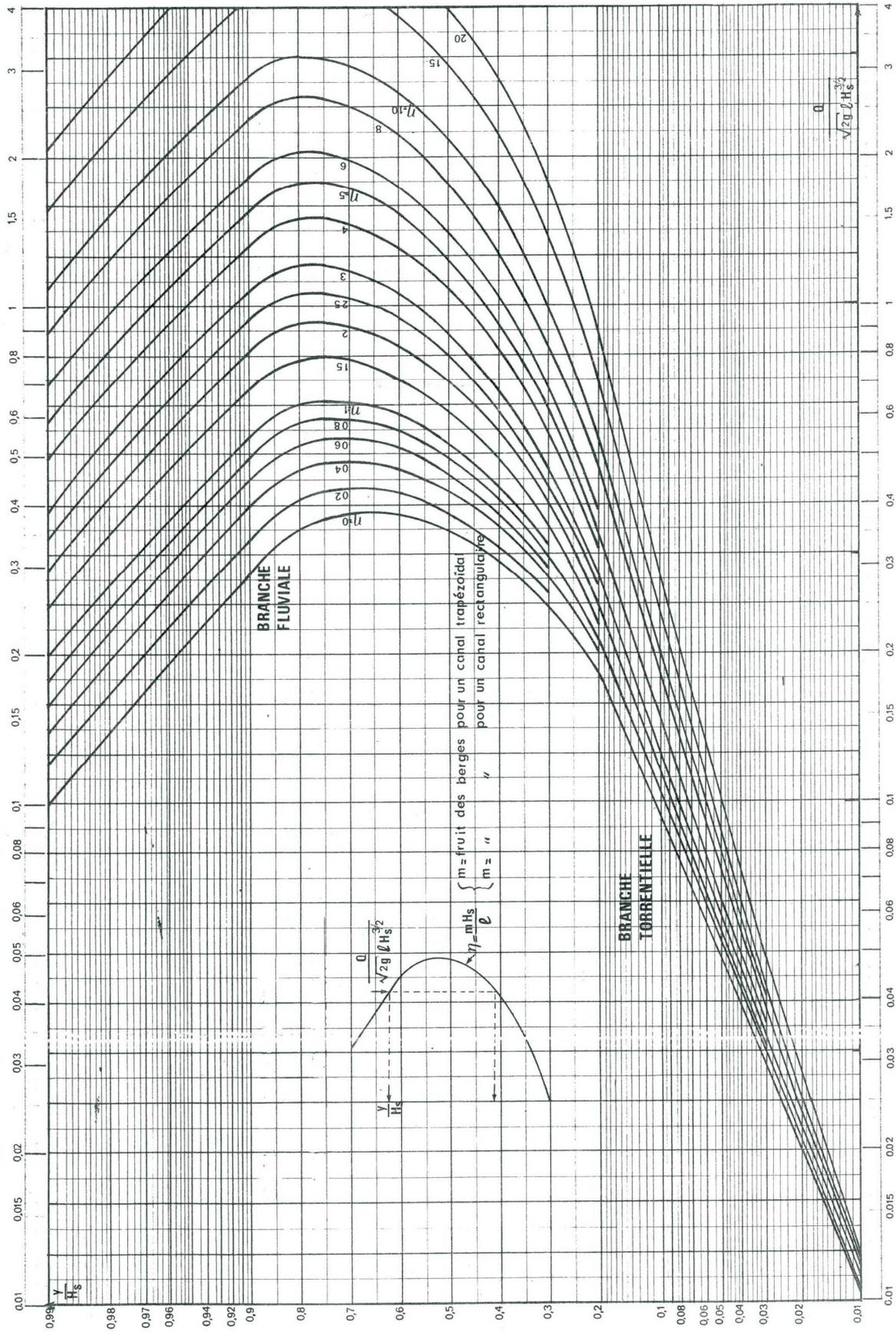
ordre	années	P _i (mm)	L _i (mm)	A _i (Mm ³)	Q _i (m ³ /s)	k	(k-1)	Σ(k-1)
1	1967	79.9	24.8	0.572	0.0181	1.462	0.462	0.462
2	1968	30.8	9.6	0.220	0.0070	0.564	-0.436	0.025
3	1969	76.3	23.7	0.546	0.0173	1.396	0.396	0.421
4	1970	57.7	17.9	0.412	0.0131	1.055	0.055	0.476
5	1971	65.1	20.3	0.466	0.0148	1.192	0.192	0.667
6	1972	65.7	20.4	0.470	0.0149	1.201	0.201	0.868
7	1973	54.5	16.9	0.390	0.0124	0.996	-0.004	0.864
8	1974	47.0	14.6	0.336	0.0107	0.859	-0.141	0.724
9	1975	50.3	15.6	0.360	0.0114	0.920	-0.080	0.644
10	1976	38.6	12.0	0.276	0.0088	0.706	-0.294	0.350
11	1977	35.7	11.1	0.255	0.0081	0.653	-0.347	0.002
12	1978	58.3	18.1	0.417	0.0132	1.066	0.066	0.069
13	1979	45.0	14.0	0.322	0.0102	0.823	-0.177	-0.109
14	1980	47.2	14.7	0.337	0.0107	0.863	-0.137	-0.246
15	1981	51.2	15.9	0.366	0.0116	0.937	-0.063	-0.309
16	1982	52.9	16.4	0.378	0.0120	0.967	-0.033	-0.341
17	1983	45.9	14.3	0.328	0.0104	0.840	-0.160	-0.502
18	1984	88.6	27.5	0.633	0.0201	1.620	0.620	0.118
19	1985	39.9	12.4	0.285	0.0091	0.730	-0.270	-0.152
20	1986	43.9	13.6	0.314	0.0099	0.802	-0.198	-0.350
21	1987	32.6	10.1	0.233	0.0074	0.596	-0.404	-0.753
22	1988	51.3	15.9	0.367	0.0116	0.938	-0.062	-0.815
23	1989	47.7	14.8	0.341	0.0108	0.873	-0.127	-0.942
24	1990	62.4	19.4	0.447	0.0142	1.142	0.142	-0.800
25	1991	64.1	19.9	0.459	0.0145	1.173	0.173	-0.627
26	1992	55.9	17.4	0.400	0.0127	1.023	0.023	-0.604
27	1993	39.7	12.3	0.284	0.0090	0.726	-0.274	-0.879
28	1994	69.0	21.5	0.494	0.0157	1.263	0.263	-0.616
29	1995	66.3	20.6	0.474	0.0150	1.213	0.213	-0.403
30	1996	41.3	12.8	0.296	0.0094	0.756	-0.244	-0.647
31	1997	56.1	17.4	0.401	0.0127	1.025	0.025	-0.622
32	1998	51.4	16.0	0.367	0.0117	0.940	-0.060	-0.682
33	1999	42.9	13.3	0.307	0.0097	0.784	-0.216	-0.898
34	2000	42.3	13.2	0.303	0.0096	0.774	-0.226	-1.125
35	2001	36.0	11.2	0.258	0.0082	0.659	-0.341	-1.466
36	2002	97.7	30.4	0.699	0.0222	1.787	0.787	-0.679
37	2003	68.3	21.2	0.488	0.0155	1.249	0.249	-0.430
38	2004	78.3	24.3	0.560	0.0178	1.432	0.432	0.002
39	2005	55.8	17.3	0.399	0.0127	1.020	0.020	0.022
40	2006	58.5	18.2	0.418	0.0133	1.069	0.069	0.092
41	2007	49.9	15.5	0.357	0.0113	0.913	-0.087	0.004

ANNEXE. IV

Tableau (II.38) : Calcul du débit déversant pour déferlantes largeurs b et la charge déversant H_d

H_d (m)	PHE = NNR + Hd (m)	VPHE (Mm ³)	$V_F = V_{PPHE} - V_{NNR}$ (m ³)	Q_{lam} (m ³ /s)	$Q_{max p\%} = m.b.(2g)^{1/2}.H_d^{3/2}$						
					b(m)						
					5	10	20	30	40	50	60
0	110 = NNR	3,528	0	325,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,2	110,2	3,65	0,122	316,63	0,97	1,94	3,88	5,82	7,77	9,71	11,65
0,4	110,4	3,771	0,243	308,33	2,74	5,49	10,98	16,47	21,96	27,45	32,94
0,6	110,6	3,893	0,365	299,97	5,04	10,09	20,17	30,26	40,35	50,44	60,52
0,8	110,8	4,014	0,486	291,67	7,76	15,53	31,06	46,59	62,12	77,65	93,18
1	111	4,136	0,608	283,30	10,85	21,70	43,41	65,11	86,82	108,52	130,23
1,2	111,2	4,258	0,73	274,93	14,26	28,53	57,06	85,59	114,12	142,65	171,19
1,4	111,4	4,379	0,851	266,63	17,97	35,95	71,91	107,86	143,81	179,77	215,72
1,6	111,6	4,501	0,973	258,26	21,96	43,93	87,85	131,78	175,71	219,63	263,56
1,8	111,8	4,622	1,094	249,97	26,20	52,41	104,83	157,24	209,66	262,07	314,49
2	112	4,744	1,216	241,60	30,69	61,39	122,78	184,17	245,56	306,94	368,33
2,2	112,2	4,866	1,338	233,23	35,40	70,82	141,65	212,47	283,29	354,12	424,94
2,4	112,4	4,987	1,459	224,93	40,34	80,70	161,40	242,09	322,79	403,49	484,19
2,6	112,6	5,109	1,581	216,56	45,49	90,99	181,99	272,98	363,97	454,96	545,96
2,8	112,8	5,230	1,702	208,26	50,84	101,69	203,38	305,07	406,76	508,45	610,15
3	113	5,352	1,824	199,90	56,38	112,78	225,56	338,34	451,11	563,89	676,67
3,2	113,2	5,474	1,946	191,53	62,11	124,24	248,49	372,73	496,97	621,21	745,46
3,4	113,4	5,595	2,067	183,23	68,02	136,07	272,14	408,21	544,28	680,35	816,42
3,6	113,6	5,717	2,189	174,86	74,13	148,25	296,50	444,75	593,01	741,26	889,51
3,8	113,8	5,838	2,31	166,56	80,39	160,78	321,55	482,33	643,10	803,88	964,66

1-Abaque pour le calcul du tirant d'eau dans le coursier.



2- Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation type III (USBR). (Extrait de «DESIGN OF SMALL DAMS»)..

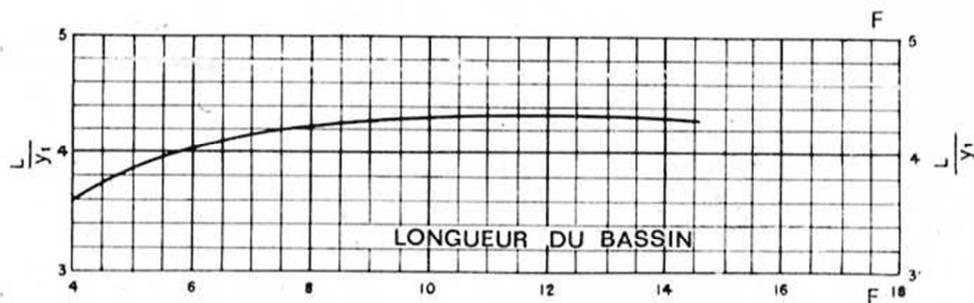
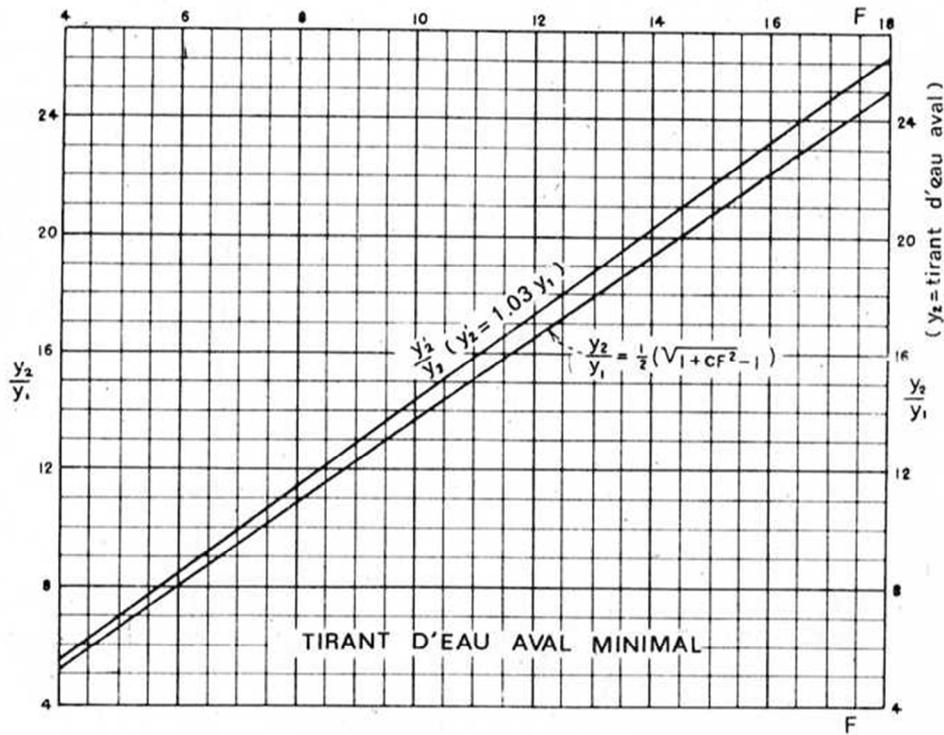
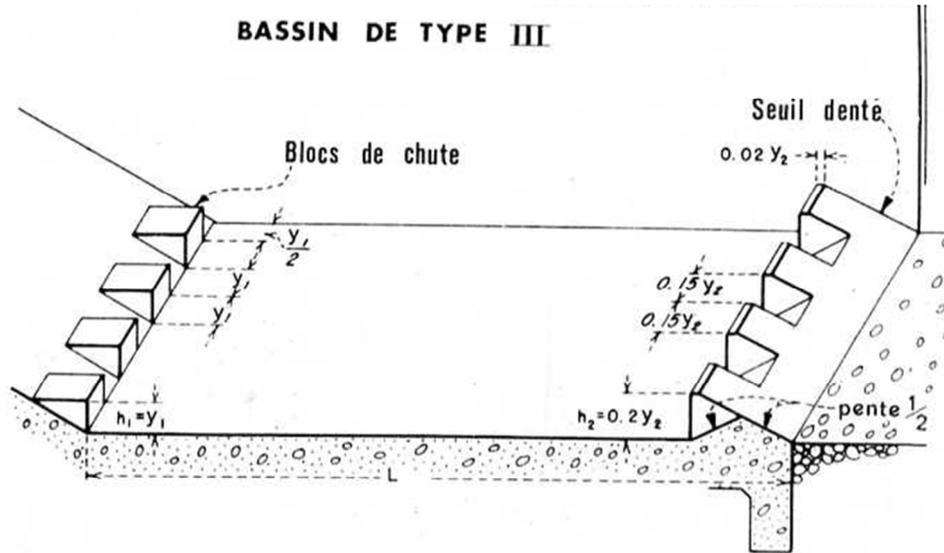


Tableau (III.7) : Paramètres de calcul d'optimisation

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

Tableau (III.8) : Paramètres hydrauliques

N°	Désignation	Valeurs			
		1	2	3	4
1	Diamètre D(m)	2,25	2,8	3,4	4
2	Section de remplissage : A (m ²)	3,98	6,16	9,08	12,57
3	Profondeur de remplissage : h ₀ = 0,7 D (m)	1,58	1,96	2,38	2,8
4	Section mouillée A ₁ (m ²)	2,95	4,56	6,72	9,30
5	Rayon hydraulique R (m)	0,68	0,84	1,02	1,2
6	Coefficient de CHEZY C=1/n.R ^{1/6}	66,9818	69,3828	71,6647	73,6324
7	Vitesse V= Qmax/A ₁ (m/s)	15,2881	14,5833	14,2708	12,2366
8	Pente i=Qmax ² /C ² .A ² .R	0,0766	0,0526	0,0389	0,023
9	Perte de charge linéaire H _l =i.l (m)	12,256	8,416	6,224	3,68
10	Perte de charge à l'entrée Ze=V ² /2g, φ ² (m)	14,7069	13,3822	12,8148	9,4219
11	Diff de niveau Nam-Nav=Zo=H _l +Ze (m)	26,9629	21,7982	19,0388	13,1019
12	Niveau amont Nam=Nav+Zo	157,8261	152,6614	149,902	143,9651
13	Niveau à l'entrée Ni=Nam - Ze (m)	143,1192	139,2792	137,0872	134,5432
14	Côte du seuil : C _s = Ni - h ₀ (m)	141,5392	137,3192	134,7072	131,7432

Tableau (VII.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>	<i>0</i>	<i>3.5000000</i>	<i>7.0000000</i>
	<i>1</i>	<i>3.1694700</i>	<i>6.735631</i>
	<i>2</i>	<i>2.6996447</i>	<i>6.544997</i>
	<i>3</i>	<i>2.0680100</i>	<i>6.235424</i>
	<i>4</i>	<i>1.4884000</i>	<i>5.818808</i>
	<i>5</i>	<i>9811919.0</i>	<i>5.311116</i>
	<i>6</i>	<i>0.5645764</i>	<i>4.731990</i>
	<i>7</i>	<i>0.2550027</i>	<i>4.103552</i>
	<i>8</i>	<i>0.0643689</i>	<i>3.449999</i>
<i>secteur 2</i>	<i>9</i>	<i>0.0000000</i>	<i>3.018750</i>
	<i>10</i>	<i>0.0000000</i>	<i>2.587500</i>
	<i>11</i>	<i>0.0000000</i>	<i>2.156250</i>
	<i>12</i>	<i>0.0000000</i>	<i>1.725000</i>
	<i>13</i>	<i>0.0000000</i>	<i>1.293750</i>
	<i>14</i>	<i>0.0000000</i>	<i>0.896251</i>
	<i>15</i>	<i>0.0000000</i>	<i>0.243251</i>
	<i>16</i>	<i>0.0000000</i>	<i>0.000000</i>
<i>secteur 3</i>	<i>17</i>	<i>0.2551270</i>	<i>0.000000</i>
	<i>18</i>	<i>1.1166670</i>	<i>0.000000</i>
	<i>19</i>	<i>1.6750000</i>	<i>0.000000</i>
	<i>20</i>	<i>2.2333330</i>	<i>0.000000</i>
	<i>21</i>	<i>2.7916670</i>	<i>0.000000</i>
	<i>22</i>	<i>3.5000000</i>	<i>0.000000</i>

Tableau (VII.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 (VII.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 (VII.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 (VII.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	0.0000000
	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