

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPOLAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE-ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Ouvrages Hydrotechniques.

THEME:

**ETUDE D'AVANT PROJET DÉTAILLÉE DES OUVRAGES
ANNEXES PRISE D'EAU, VIDANGE DE FOND ET
DÉRIVATION PROVISOIRE DE BARRAGE SEKLAFI SUR
L'OUED M'ZI (W.LAGHOUAT)**

Présenté par:

M^r HADJ MAHAMMED Slimane

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^r B.BENLAOUKLI	M C. B	Président
M^r A.ZEROUAL	M A. B	Examineur
M^{me} N .SAIL	M A. B	Examinatrice
M^{me} S.BERBACHE	M A. A	Examinatrice
M^r A.HADJ SADOK	M C. B	Promoteur

Juillet - 2012

Dédicace

Je dédie ce modest travail à:

- *Mes chers parent qui sont tout sacrifiés pour mon succès; que Dieu les protège.*
- *Mes chers frères ; Ma chère soeur et ses filles.*
- *Ma chère fiancé.*
- *Ma grand famille.*
- *Mes amis :Brahim, Ilyes, Mustapha, Yahia, Aissa
Monir, Omar.*
- *Mes amis de l'ENSH: Ali, Bilale, Nacerredine, Ishak
Hamidi, Samir, Anisse, Yassine.*
- *Mes amis de la cité: Abdou, Chihani, Saoudi, Sofiane
Brahim, Redha, Abdellah, Mohammed.*

SLIMANE.HM

Remerciements

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

Je tiens à exprimer mes vifs remerciements :

- Ma chère famille de leurs aides morale et financière .*
- Mon promoteur Mr : HADJ SADOK .A pour ses conseils et ses consultations qui m'ont tout aidé à la réalisation de mon projet.*
- Tout le corps enseignant et personnel de L'ENSH qui ont contribué de près où de loin à ma formation.*
- Aux membres de jury, dont j'espère qu'ils trouveront en ce travail une réussite.*
- Je tiens à remercier aussi mes amis de leurs aides.*

SLIMANE.HM

ملخص:

في إطار الإستراتيجية الوطنية للحفاظ على الموارد المائية و توفير الملايين من الأمتار المكعبة التي تضيع و من أجل تحقيق البرنامج الوطني المقدر لبلوغ سعة تخزين تسعة ملايين متر مكعب في أفق سنة 2025.

و على إثر ذلك، يجب الاهتمام بهذه المنشآت من حيث تقدير الأبعاد الهندسية و الاختيار الأمثل لمواقعها و دراسة جميع ملحقات السّد، حيث قمنا في هذه المذكرة بدراسة تقنية شاملة على مستوى واد مزي ولاية الأغواط لإنشاء سد سكلافة من أجل سقي الأراضي الفلاحية المجاورة و التزويد بالمياه الصالحة للشرب.

بعد دراسة جيولوجية و هيدرولوجية معمقة، قمنا بتصميم السد الذي يبلغ ارتفاعه حوالي 44.5 متر وسعة تقدر ب 41.3 مليون متر مكعب كما تحققنا من ثباته و فيما يتعلق بالإنجاز قمنا بشرح و تنظيم جميع مراحل الإنجاز التي تخص المنشآت الملحقة للسّد.

Résume :

Dans le cadre de la stratégie nationale en matière de conservation des eaux qui consiste à mobiliser les millions de mètre cubes d'eau qui sont perdus, et à atteindre la capacité de stockage de 9 milliard m^3 à l'horizon 2025, Nous proposons comme solution cette étude de l'avant projet détaillé ; pour ce faire, Il nous faut une étude, le choix ainsi que le dimensionnement des ouvrages de stockage soient bien approfondis. Ainsi, l'étude que nous avons menée dans ce MFE est une étude de l'avant projet détaillé des ouvrages annexes du barrage SEKLAFa dans la wilaya de LAGHOUAT et principalement sur l'Oued M'zi.

Après avoir élaboré une étude géologique, une étude hydrologique, nous avons dimensionné l'ouvrage d'une hauteur 44.5m, et une capacité de 41.3 million m^3 , ainsi qu'une étude détaillée des ouvrages annexes.

Abstract:

In the setting of the national strategy for protecting water; providing an important quantity of lost water and, arriving at national program for storage 9 milliard m^3 in horizon 2025.

We found it a must to take care of establishment through assessing and choosing the best place for this study, our dissertation is a complete and precise study for the region of Oued M'zi (W.Laghouat) them in order to provide irrigation, the neighboring fields and out fitting with drinking water.

After having geological, hydrological investigation, we dimensioned the dam of a height 44.5 m, and a capacity of 41.3 million m^3 . Finally we made a detailed study of the annexed works.

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : Synthèse de l'étude faisabilité.

1.1 Etude topographique	1
1.1.1 Introduction	1
1.1.2 Localisation géographique de la zone d'étude	1
1.1.3. Documentation consulté	2
1.1.4 Caractéristique physique de site de barrage	2
1.1.5 Géomorphologie	3
I 1.2. Etude géologique et géotechnique	3
1.2.1. Introduction	3
1.2.2 Contexte géologique et hydrographique	3
1.2.3. La stratigraphie régionale	4
1.2.4. Géologie de site de barrage	5
1.2.6 Tectonique	6
a) Le Plissement :	6
b) La fracturation	6
1.2.7. Etude géotechnique	6
A/Essai in situ	6
B/Essai au laboratoire	8
C/Essai géophysique	9
1.3. L'étude hydrologique et climatologique	10
1.3.1. Introduction	10
1.3.2. Climatologie	10
a. Température	10
b. Humidité	10
c. Evaporation	11
1.3.3. Hydrologie	11
a) Précipitation	11
b) Caractéristiques hydrologiques du bassin	11
1.4. Choix du type de barrage et des ouvrages annexes	17
1.4.1 Digue	11
1.4.2 Evacuateur de crue	12
1.4.3 Prise d'eau	12
1.4.4 Batardeau et dérivation provisoire	12
1.4.5 Vidange de fond	12

Chapitre II : Etude hydrologique.

2.1 Introduction	13
2.2. Caractéristiques du bassin versant	13
2.2. 1. Caractéristiques géomorphométriques	13
2.2. 2. Caractéristiques hydromorphologiques	13

2.2. 3. Hypsométrie du bassin versant	13
A Le relief	13
A.1 Répartition et courbe hypsométrique.....	13
A.2 Altitude médiane	14
A.3 L'altitude moyenne.....	14
A.4 Altitude maximale et minimale	14
B Les indices	15
B.1 Indice de pente de ROCHE IP	29
B.2 Indice de pente globale Ig.....	29
B.3 Indice de pente moyenne Im	29
B.4 Dénivelé spécifique	31
B.5 pente moyenne du bassin versant	16
2.2.4 Caractéristiques hydrographiques de bassin versant	16
2.2.4.1 Le réseau hydrographique	16
A- Densité de drainage Dd	16
B-Densité du thalweg élémentaire.....	16
C- Coefficient de torrentialité.....	16
D- La longueur moyenne des versants	16
E-Temps de concentration du bassin versant tc	16
F- Vitesse de ruissellement	16
2.2.4.2 Profile en long de l'oued	17
2.3 Caractéristiques climatiques du bassin versant.....	17
2.3.1 La pluviométrie	17
2.3.2 Les précipitations maximales journalières	18
2.3.2.1 Choix de la loi d'ajustement.....	19
A- Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL	19
B- Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (loi de log-normale)	20
C. Conclusion.....	21
2.4 Les pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités.....	21
2.5 Etude des apports liquides.....	21
2.5.1 Caractéristiques de l'écoulement.....	22
2.5.2 Estimation fréquentielle des apports	22
2.5.3 Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%.....	23
2.6 Apport solide et estimation du volume mort.....	23
2.6.1 Apport solide en suspension.....	24
2.6.2 Apport solide en charriage	24
2.7 Etude de crue	24
2.7.1 Détermination les débits maximaux fréquents	25
A) Formule de Mallet-Gauthier	25
B) Formule de Turraza.....	25
C) Formule de Giandotti	25
D. Conclusion.....	26
2.7.2 Hydrogramme de crue	26
2.7.3 Choix de la crue de projet	26
2.7.4 Choix de la crue de chantier	27
2.8 Régularisation.....	28
2.8.1 Répartition mensuel de l'apport 80%.....	28
2.8.2 Répartition mensuel des besoins.....	28
2.8.3 Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces	28

2.8.4 Calcule du volume utile.....	29
2.8.4.1 Régularisation saisonnière sans tenir en compte les pertes.....	29
2.8.4.2 Régularisation saisonnière avec pertes.....	30
2.8.4.3 Régularisation intra-annuelle	31
2.9 Laminage de crue	33
2.8.1. Laminage des crues par la méthode de KOTCHERINE	33
2.9.1 Laminage de crue par la méthode de HILDENBLAT	34
II.9. a- Laminage pour une largeur de 30 m.....	35
b- Laminage pour une largeur de 40 m	35
c- Laminage pour une largeur de 43m.....	36
d- Laminage pour une largeur de 45 m	36
2.10 Dimensionnement du barrage	37
2.10.1 La revanche	37
2.10.2 La largeur en crête.....	37
2.10.3 La longueur de la crête	38
2.10.4Caractéristiques du barrage	38

Chapitre III : Etude de la dérivation provisoire et des batardeaux

3.1. Introduction	39
3.2. Conception	39
3.3. Dimensionnement hydraulique	39
3.3.1. Batardeau longitudinale.....	40
3.3.2. Laminage de crue de chantier et batardeau amont	42
3.3.3. Batardeau avale	44
3.4. Détermination de la cote de barrage pour la crue chantier.....	45
3.5. Caractéristiques des batardeaux	45
3.5.1. Détermination de la cote de couronnement du batardeau	45
3.5.2..Détermination de la largeur de la crête	46
3.5.3. Pente de talus.....	46
3.5.4. Revêtement des talus	46
3.5.5. Longueur de Drain	47
3.5.6. Etude d'infiltration à travers le batardeau	47
3.5.7. Calcul du débit d'infiltration	48
3.5.8. Epaisseur du tapis filtrant	49
3.6. Descriptive de construction du batardeau en gabions	49

Chapitre IV : Etude de la prise d'eau et de vidange de fond

4.1 Introduction	50
4.2 Etude de prise d'eau	50
4.2.1 Type de prise d'eau	50
4.2.2 Choix de prise d'eau	51
4.2.3 Conception et caractéristiques de la prise d'eau.....	51
4.2.4 Dimensionnement hydraulique	51
4.2.4.1 Estimation des débits maximum pour l'AEP et l'irrigation	51
4.2.4.2 Calcul du débit maximum.....	51
4.2.4.3 Evaluation de la perte de charge	52
a. Perte de charge à l'entrée (he)	52

b. Perte de charge à la grille (h_g)	52
c. Perte de charge linéaire (h_l)	53
d. Perte de charge dans les coudes (h_d)	53
e. Pertes de charge dans les vannes (h_v)	53
f. Pertes de charge à la sortie (h_s).....	54
4.2.4.4 Calcule de la section de la conduite de prise	54
4.3 Organes de vidange	55
4.3.1 Description générale des organes de vidange	55
4.3.1.1 Ouvrage d'entrée et grille.....	55
4.3.1.2 Les vannes	55
4.3.1.3 La conduite et les courbes	55
4.3.1.4 Le by-pass	56
4.3.1.5 La vanne jet creux	56
4.3.2 Calculs hydrauliques	56
4.3.2.1 Pertes de charge.....	56
4.3.2.2 Calcule du temps de vidange	56
4.3.2.3 Maitrise de l'écoulement sous la vanne	58
4.3.2.4 Dissipation de l'énergie	60
4.3.2.5 Dérivation du débit réservé écologique.....	60

Chapitre V : Etude des équipements hydromécaniques

5.1. Introduction	61
5.2. Circuit de prise d'eau	61
5.2.1. Vanne batardeaux/grilles des prise d'eau.....	61
a) Caractéristiques dimensionnelles	61
b) Mode de fonctionnement	61
c) Constituants.....	62
d) Condition de manœuvre	62
e) Commande de la vanne batardeau	63
5.2.2. Conduite de la prise d'eau	63
5.2.3. Débitmètre	63
5.2.4. Vanne papillon	63
5.3. Circuit de vidange de fond	64
5.3.1 Généralité	64
5.3.2. Grille fixe	65
5.3.3 Vanne batardeau	65
a) Caractéristiques dimensionnelles	65
b) Constituants de la vanne	65
c) Mode de fonctionnement.....	66
d) Commande de la vanne.....	66
e) Garanties communes	66
f) Conditions de manœuvre	66
5.3.4 Conduite en béton armé	67
a) Caractéristiques dimensionnelles	67
5.3.5 Blindage	67
5.3.6 Vanne de service (jet creux)	68
a) Rôle	68
b) Caractéristiques dimensionnelles.....	68
c) Constituants de la vanne jet creux.....	68

d) Conditions de manœuvre	68
e) Commande de la vanne jet creux	69
5.3.7 By-pass pour débit écologique	69

Chapitre VI : Etude Génie civil.

6.1 Introduction	70
6.2 : Pré-dimensionnement et vérification de la stabilité	70
6.2.1. Les combinaisons des charges	70
a) Les forces verticales.....	71
b) Les forces horizontales.....	71
6.2.2 Stabilité au renversement	71
6.2.3 Stabilité au glissement	71
6.2.4 Stabilité au poinçonnement	72
6.2.5 Résultats de calcul de stabilité	72
6.3 Etude du Ferrailage	72
6.3.1 Méthodologie de calcul	72
6.3.1.1 Ferrailage du rideau	72
a) Calcul des moments et des aciers	73
6.3.1.2 Ferrailage du contrefort	74
1- Aciers longitudinales	74
a) à l'encastrement	74
b) à mi-hauteur	75
2-Aciers transversales.....	75
a)détermination des efforts tranchants	75
b) Calcul des armatures	75
6.3.1.3 Ferrailage de la semelle	75
a. Contraintes σ dues aux forces verticales (sans P_s)	75
b. Contraintes σ_{se} dues aux poids de la semelle	75
c. Contraintes de réaction du sol	76
d. Détermination des réactions du sol σ_c et σ_d	76
e. Contrainte σ_e due au poids de l'eau	76
f. Etude de la partie CA	76
g. étude de la partie BD	76
6.3.2 Les calculs	76
a) Le rideau	76
b) Le contrefort	78
c) La semelle	80

CHAPITRE VII : Organisation de chantier et devis estimative

7.1. Introduction	82
7.2. Définition du programme des travaux	82
7.2.1 Installation du chantier	82
7.2.1.1 Installations destinés aux personnels	82
7.2.1.2 Installation destiné au stockage des matériaux	83
a) Ciment	83

b) Aciers	83
c) Béton	83
d) Eau	83
e) Fabrication des granulats	83
7.2.1.3 Installation destiné de la réparation des engins	83
7.2.1.4 Installation destiné pour la préfabrication	84
7.2.2 Excavations pour l'assise adéquate du barrage	84
7.2.3 Exécution des batardeaux	84
7.2.4. Exécution du béton pour le corps du barrage et les structures annexes	85
7.3. Planification	86
7.3.1 Technique de planification	87
7.3.1.1. Méthodes basées sur le réseau	87
a) Construction du réseau.....	87
b) Différentes méthodes basées sur le réseau.....	87
7.3.1.2. Méthodes basées sur le graphique	87
a) Méthode linéaire (ligne of balance technic).....	87
b) Méthode à barres	87
7.3.2. Choix de la méthode de calcul	87
7.3.2.1 : Les paramètres de la méthode C.P.M.....	87
7.3.2.2. Chemin critique (C.C).....	88
7.3.3 Composition du projet	88
7.4. Calcule de devis estimatif	89
7.4.1 Quantité et devis estimatif global.....	89
CONCLUSION	91

CONCLUSION GENERALE

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

LISTE DES TABLEAUX :

Tableau 1.1: Caractéristiques du bassin versant au site du barrage de Seklafa.....	03
Tableau 1.2: Synthèse des quantités des travaux d'investigation in situ.....	07
Tableau 1.4: Synthèse des résultats obtenus aux essais Lugeon.....	07
Tableau 1.3: Synthèse des quantités des essais de laboratoire.....	08
Tableau 1.5: Caractéristiques mécaniques de la fondation.....	08
Tableau 1.6: Analyse des résultats obtenus et identification des horizons sismiques....	09
Tableau 1.7: Zonage Géotechnique. Site du barrage Seklafa.....	10
Tableau 1.8 : Analyse de températures moyennes mensuelles sur les bassins.....	10
Tableau 1.9 Répartition de l'humidité mensuelle (station d'Aflou).....	11
Tableau 1.10 : Variation de l'évaporation mensuelle.....	11
Tableau 1.11 : La répartition mensuelle des précipitations annuelles.....	11
Tableau 1.12 : Caractéristique hydrologique du bassin.....	11
Tableau 2.1 : Surfaces partielles du bassin versant par tranches d'altitudes.....	14
Tableau 2.2 : Classification de l'O.R.S.T.O.M (type de relief).....	15
Tableau 2.3 : Longueur du cours d'eau en différents altitudes.....	17
Tableau 2.4 Les stations disposant les données sur la zone d'étude.....	18
Tableau 2.5 : Caractéristiques de la série pluviométrie.....	19
Tableau 2.6 : Résultat (d'après HYFRAN) de l'ajustement a la loi de Gumbel.....	20
Tableau 2.7 : Pluie de courte durée en différents fréquences.....	Annexe II
Tableau 2.8 : Intensité des pluies de différentes fréquences.....	Annexe II
Tableau 2.9 : Résultats (d'après HYFRAN) de l'ajustement à la loi de GALTON.....	21
Tableau 2.10 : Formules et calculs de l'apport moyen annuel.....	22
Tableau 2.11 : Caractéristiques de l'écoulement.....	22
Tableau 2.12: Les apports de différentes fréquences.....	23
Tableau 2.13 : Répartition des apports mensuels annuels.....	23
Tableau 2.14 : Calcul de l'apport solide.....	24
Tableau 2.15 : Débits maximales en différents fréquences (formule Mallet-Gauthier)..	25
Tableau 2.16 : Débits maximales en différents fréquences (formule Turraza).....	25
Tableau 2.17 : Débits maximales en différents fréquences (formule Giandotti).....	26
Tableau 2.18 : Répartition mensuelle de l'apport 80%.....	28
Tableau 2.19: Répartition mensuelle des besoins.....	28
Tableau 2.20: Caractéristique topographique de la retenue.....	29
Tableau 2.21 : Régularisation saisonnière sans tenir en compte les pertes.....	30
Tableau 2.22 : Régularisation saisonnière avec pertes.....	31
Tableau 2.23 : Répartition des débits et apports mensuelles.....	32
Tableau 2.24 : Résumé de calculs de la régularisation des débits	32
Tableau I.1 : Calculs de composante interannuelle.....	Annexe I
Tableau I.2 : Les hydrogrammes de crue pour différents périodes de retour.....	Annexe I
Tableau II.1 : Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE.....	Annexe II
Tableau II.2 : Calculs par KOTCHERINE du laminage de crue en fonction de la charge déversante et la largeur du déversoir.....	Annexe II

Tableau 2.25 : Résumé de laminage par Kotchérine.....	34
Tableau 2.26 : Résumé des calculs de laminage par la méthode de Hildenblat	37
Tableau 2.27 : Calcul de la revanche.....	37
Tableau 2.28 : Détermination de la largeur en crête.....	38
Tableau 2.29 : Caractéristiques du barrage.....	38
Tableau 3.1 : Laminage de crue de chantier.....	Annexe III
Tableau 3.2 : Détermination de la revanche.....	45
Tableau 3.3 : Détermination de la largeur en crête des batardeaux.....	46
Tableau 3.4 : Les coordonnées de l'équation de la ligne de saturation	47
Tableau 4.1 : Les débits nécessaires pour l'AEP et l'irrigation.....	52
Tableau 4.2 : Ajustement du diamètre de la conduite de prise d'eau.....	55
Tableau 4.3 : Pertes de charge singulière dans le parcours de vidange de fond.....	57
Tableau 4.4: Calculs hydrauliques au niveau de la vanne.....	60
Tableau 5.1 : Caractéristiques des vannes batardeaux	61
Tableau.6.1 : Les forces verticales agissent sur le mur de soutènement.....	71
Tableau.6.2 : Les forces horizontales agissent sur le mur soutènement.....	71
Tableau 6.3 : Résumé de calcul de pré-dimensionnement.....	72
Tableau 6.4 : Résultat de calcul de rideau.....	77
Tableau 6.5 : Ferrailage du rideau à une hauteur de 3m	77
Tableau 6.6 : Ferrailage du rideau à une hauteur supérieure à 3m	78
Tableau 6.7 : Résultat de calcul du contrefort.....	78
Tableau 6.8: Ferrailage du contrefort.....	79
Tableau 6.9 : Résultat de calcul des aciers transversales.....	79
Tableau 6.10 : Calcul de ferrailage des aciers transversales.....	80
Tableau 6.11 : Calcul de la semelle.....	80
Tableau 6.12 : Calcul de ferrailage de la semelle.....	80
Tableau 7.1 : Symboles des tâches et leurs temps de réalisation	88
Tableau 7.2 : Calcul du temps de réalisation par la méthode du tableau.....	89
Tableau 7.4 : Récapitulatif du devis estimatif global coût de réalisation du barrage de Seklafa.....	91

LISTE DES FIGURES

Fig1.1 Carte de localisation régionale de la zone d'étude.....	01
Fig 1.2 Carte géographique extrait de Google Earth.....	02
Fig 1.3 Contexte géologique (Durand Delgua, 1969,1980).....	04
Fig 1.4 : Synthèse des piézomètres installés et les lectures effectuées.....	07
Fig 2.1: Courbe hypsométrique.....	14
Fig 2. 2 : Profil en long de l'oued M'zi.....	17
Fig 2.3 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle.....	18
Fig 2.4 : Représentation graphique de la loi du GUMBEL.....	20
Fig 2.5 : Représentation graphique par la loi GALTON.....	21
Fig 2.6 Pluie de courte durée.....	Annexe II
Fig 2.7 Courbes intensité-durée-fréquence.....	Annexe II
Fig 2.8 Répartition des apports mensuels annuels.....	23
Fig 2.9 : Hydrogramme de crue de projet a une période de retour 10 000 ans.	27
Fig 2.10 : Hydrogramme de crue de chantier a une période de retour 15 ans.....	27
Fig 2.11 Courbes capacités-hauteurs-surfaces.	29
Fig 2.12 Laminage de crue par la méthode de Kotchérine.	34
Fig 2.13 : laminage pour b= 30m.	35
Fig 2.14 : laminage pou b=40 m.	35
Fig 2.15 : laminage pour b= 43m.	36
Fig 2.16 : laminage pour b =45m.	36
Fig 3.1 : Simulation de l'écoulement par logiciel HEC-RAS.	40
Fig 3.2 : Niveaux des surfaces d'eau avec batardeau longitudinale (HEC-RAS).	41
Fig 3.3: Variation de la vitesse d'écoulement, nombre de Froude (HEC-RAS).	41
Fig 3.4 : Hydrogrammes de crue et laminée par la galerie de dérivation.	43
Fig 3.5 : la ligne d'eau, critique de l'écoulement (HEC-RAS).	43
Fig 3.6 : Répartition de la vitesse d'écoulement et le nombre de Froude (HEC-RAS).....	44
Fig 3.6.7 : Représentation de la ligne de saturation.	48
Fig 4.1 : prise combiné au barrage poids.....	51
Fig 4.2: Variation de la cote de plan d'eau en fonction de temps de vidange.	57
Fig 4. 3 : Variation du volume d'eau dans la cuvette en fonction de temps de vidange.....	57
Fig 4.4 : Variation du débit, vitesse de vidange en fonction de temps de vidage.....	58
Fig 4.5 : Schéma explicatif d'un écoulement sous vanne.	58
Fig 6.1 : Combinaison des charges.	70
Fig 6.2 : Explication stabilité au renversement.	71
Fig 6.3 : Représentation des forces qui agissent sur le rideau à contrefort.	73
Fig 6.4 : Répartition des moments sur le rideau à contrefort.....	73
Fig 6.5 : Schémas explicative.	74
Fig 6.6 : effort sur le contrefort.	75
Fig 6.7: Schéma explicative.....	75
Fig 7.1 : Diagramme de Gant.	92

Liste des planches

Planche N1 : Plan d'aménagement.

Planche N2 : Coupe géologique de l'axe du barrage

Planche N3 : Détails et coupes de la prise d'eau et du vidange de fond.

Planche N4 : Détails et coupes de la dérivation provisoire et des batardeaux.

Planche N5 : Ferrailage des murs soutènement.

Introduction générale

Le développement démographique des populations dans le monde entiers et particulièrement l'Algérie; engendre un accroissement de leurs besoins cumulatif ; et parmi ces besoins l'eau qui est une matière précieuse ; sa disponibilité et sa répartition inégales représente un défi important.

Pour satisfaire ce besoin, l'Algérie prévoit un programme pour atteindre une capacité de stockage de 9 milliards de m³ à l'horizon 2025,dans ce contexte, la zone de Oued M'zi ou le barrage de SEKLAFA sera installé , est l'une des solutions qui présente un apport d'eau important .L'adoption d'un barrage offre une capacité de stockage hydrique qui servira à l'alimentation en eau potable et en irrigation. Ce barrage est associé par des ouvrages annexes (prise d'eau, vidange de fond et dérivation provisoire) qui sont l'objet de notre travail.

Le travail constitue dans la première partie en une synthèse de l'étude de faisabilité en donnant brièvement les caractéristiques de la topographie de site de barrage ainsi que la situation de projet, ensuite la particularité géologique, géotechnique, un résumé de l'hydrologie et de la climatologie.

Dans la partie importante de l'étude ; On site une étude hydrologique, succédée par la conception et le dimensionnement hydraulique des ouvrages annexes, et équipements mécaniques. Une étude génie civile est prévu suivi par l'organisation de chantiers.

Chapitre I

Synthèse de l'étude faisabilité

1.1 Etude topographique

1.1.1 Introduction :

Un ouvrage hydrotechnique pour son positionnement exige des particularités topographiques, morphologiques et géométriques qu'ils interviennent par une influence significative sur le choix du type de barrage et ses ouvrages annexes. Ainsi, il est primordial de déterminer les propriétés topographiques des bassins versant, la cuvette et la zone d'emprunt.

1.1.2 Localisation géographique de la zone d'étude:

Le projet s'aménage dans la commune de l'OUED M'ZI, Daira d'OUED MORRA à la wilaya de Laghouat ; le bassin versant de l'oued m'zi se situe dans la partie centrale de l'atlas saharien qui est entêté en vallée supérieure ouest le plateau d'Aflou qui draine au site de Seklafa le versant sud du Djebel Amour.

Oued M'zi présente un écoulement de base permanent et les pluies de l'hiver en font souvent une rivière véritable, ayant plusieurs centaines de mètres de large.

Les deux oueds qui forment l'oued M'zi (l'oued El Farg el l'oued Ouarène) traversent la région de Gada et se rejoignent immédiatement en amont de la gorge de Seklafa, a travers laquelle l'oued se dégage des montagnes. En aval de la gorge, Oued M'zi reçoit par la rive gauche l'oued Chergui, avant de passer près du village de Tadjemout.



Fig1.1 : Extrait de la carte de localisation régionale de la zone d'étude.

L'accès au site de barrage fait par une piste de 28,7 Km depuis la ville de Oued M'zi qui se trouve à une distance de 80 km au nord-ouest de la ville de Laghouat et de 36 km au sud-est de la ville d'Aflou.

Les coordonnées (UTM) de l'axe de barrage sont :

o $X_1=439.59$ km. $X_2= 439.83$ Km

o $Y_1=3762.484$ km. $Y_2=3762.550$ Km.

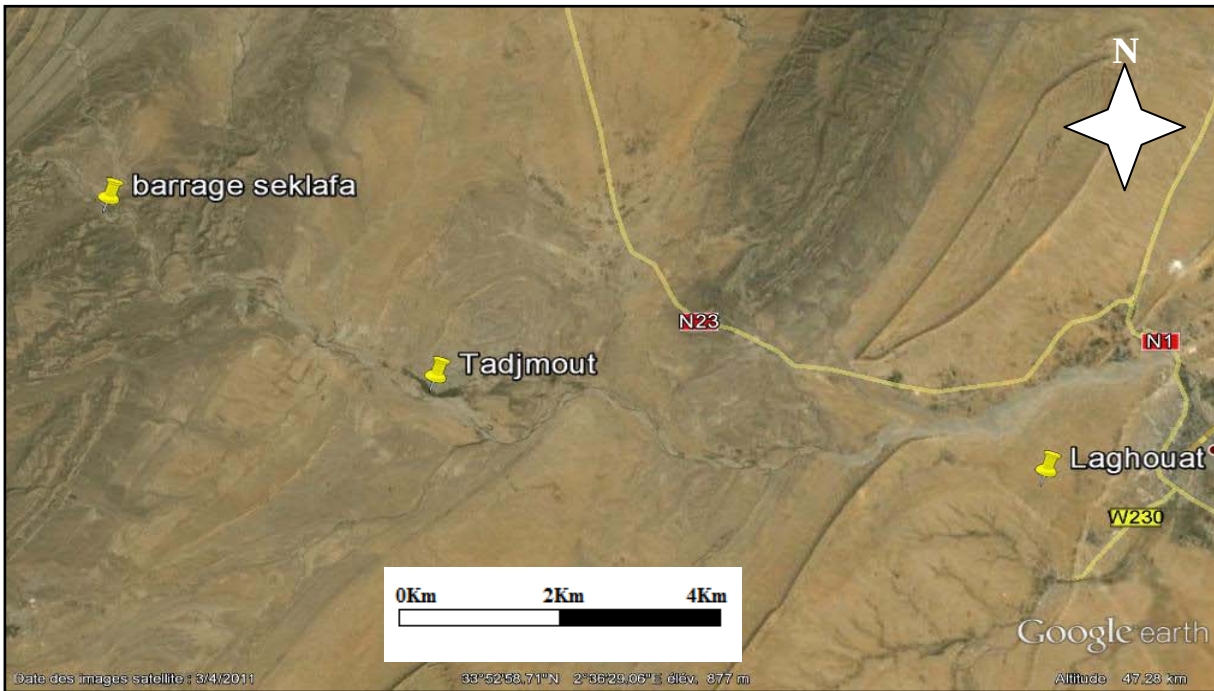


Fig 1.2 : Carte géographique extraite de Google Earth.

1.1.3. Documentation consulté :

Principalement les documents consultés sont :

Les levées topographiques et cartes géographiques fournies par l'ANBT, résumés comme suite :

- Sites de barrage de Seklafa, localisation régionale (1 :50000).
- Localisation régionale de la zone d'étude (1 :5000000).
- Carte topographique du réservoir (1 :10000).
- Carte topographique du site de barrage (1 :1000).

1.1.4 Caractéristique physique de site de barrage :

Le site du barrage de Seklafa correspond à une vallée relativement fermée, asymétrique avec des inclinaisons de l'ordre de 35° en rive droite et 20° en rive gauche.

La localisation définitive de l'axe a été définie en tenant compte de la meilleure insertion dans la vallée, l'axe du barrage est rectiligne et perpendiculaire à la vallée.

Le bassin hydrographique limité par le barrage de Seklafa couvre une superficie totale de 890 Km², correspondant à une zone relativement peu accidentée. Le bassin est relativement arrondi avec des cotes variable entre environs 900 m et 1600 m.

En amont du barrage, Oued M'zi a une longueur de 54,5 km, avec une pente moyenne de 12,8‰. Les paramètres de caractérisation du bassin versant les plus importants sont présentés dans le Tableau 1.1

Tableau 1.1: Caractéristiques du bassin versant au site du barrage de Seklafa.

Paramètre	Unité	M'zi a Seklafa
- Surface	Km ²	890
- Périmètre	Km	135
- Longueur du talweg principale	Km	54,5
- Indice de compacité de Gravelius	-	1,27
- Coefficient d'allongement	-	3,32
- Pente moyenne de l'oued principal	‰	12,8
- Altitude minimale	m.NGA	990
- Altitude maximale	m.NGA	1550
- Altitude moyenne	m.NGA	1300
- Altitude médiane	m.NGA	1354

1.1.5 Géomorphologie :

Le site du barrage de Seklafa se trouve dans les gorges encaissées de l'Oued M'zi. Ces gorges étroites à berges abruptes présentent un paysage formé par un ensemble de plusieurs falaises superposées en gradins de part et d'autre de l'oued dont coule une eau limpide tout au long de l'année.

Ces berges sont constituées par des barres gréseuses qui forment des corniches surélevées qui descendent progressivement de part et d'autre de l'oued en pente douce jusqu'à se rencontrer mutuellement dans le lit de ce dernier. Entre ces barres puissantes de 8 à 10 m s'intercalent des combes terreuses de pentes plus faibles attaquées par l'érosion.

De gros blocs détachés de ces falaises viennent s'échouer au fond de la vallée pour être ensuite progressivement tractés par les eaux de crues fréquentes de cet oued.

1.1.6 Conclusion :

D'après les conditions topographiques décrits auparavant la zone d'étude présente des opportunités de point de vue technique et économique et pour implanter le barrage Seklafa d'où le resserrement de la vallée dans la zone de Seklafa présente une réduction significative sur le volume du corps du barrage et par la suite le coût de celle-ci, ainsi que l'évolution du bassin versant permet d'avoir un stockage d'eau important.

1.2. Etude géologique et géotechnique

1.2.1. Introduction :

La construction du barrage et ses ouvrages annexes nécessite une bonne connaissance de la formation géologique et de comportement géotechnique de sol de site du l'ouvrage et de sa cuvette.

1.2.2 Contexte géologique :

Le site du barrage de Seklafa est situé au cœur du massif de l'Atlas Saharien (Fig 1.3), dont on rencontre les plus hauts sommets d'Afrique du Nord, (Dj Chélia 2328 m), alors que le plus haut sommet du Tell (Lalla Khadidja) dans le Djurdjura (2308 m).

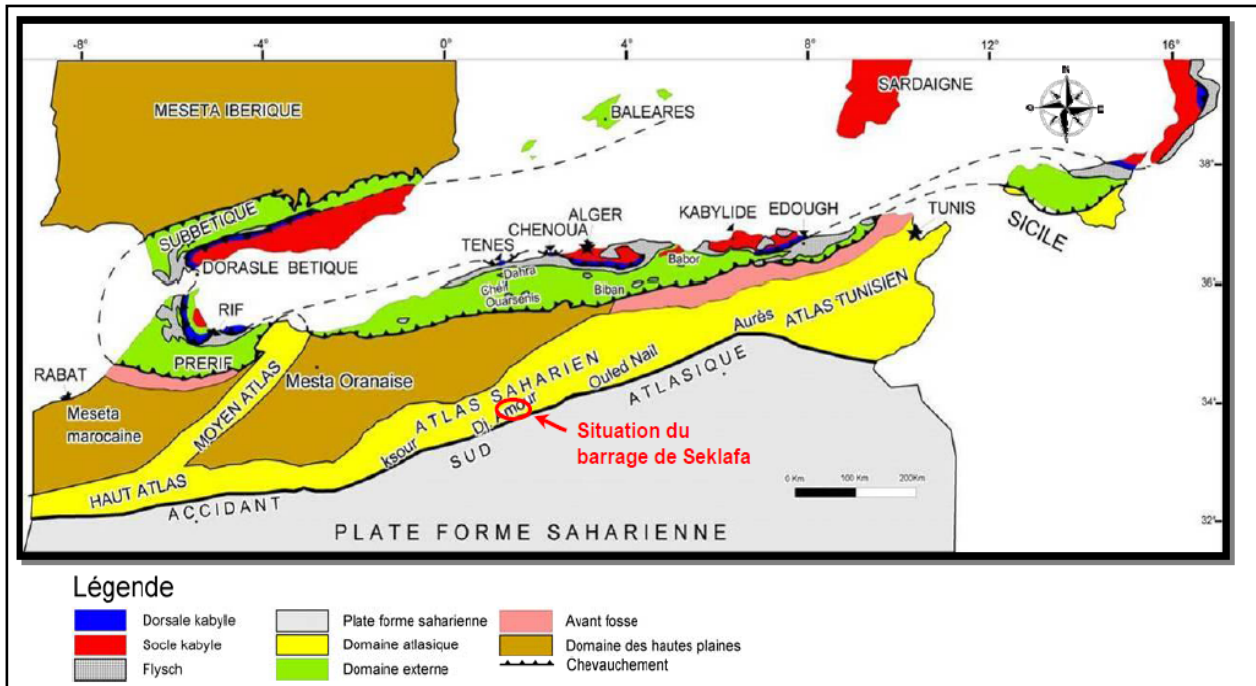


Fig 1.3 : Contexte géologique (Durand Delgua, 1969,1980).

Les deux fleuves les plus longs de l'Algérie prennent naissance dans l'Atlas. Le Chéouli prend sa source dans les Dj Amour et oued Mellegue-Medjerda débutant dans les Aurès près de Khenchela; D'autres oueds coulent en permanence en prenant naissance dans les monts de l'Atlas, dont on réfère l'Oued M'zi qui coule vers le sud.

Le domaine atlasique est séparé du Sahara par une énorme faille d'ampleur continentale, qui continue depuis Agadir (Maroc) jusqu'en Gabès (Tunisie) passant en Algérie par Biskra et Laghouat. C'est un accident majeur qui limite au Nord l'Atlas saharien (domaine plissé) d'où l'appellation d'Accident Sud Atlasique (ASA).

La région de barrage est limitée par :

- ❖ Le domaine de Chotts qui se prolonge vers les hauts plateaux au nord.
- ❖ La terminaison occidentale des monts d'Ouled Nail à l'Est.
- ❖ La terminaison orientale de Kseur et d'El-Bayadh par l'Ouest.
- ❖ La plate forme saharienne dont il est séparé par l'accident sud atlasique au sud.

1.2.3. La stratigraphie régionale :

D'après la carte géologique de la zone d'étude (1/5.000), les formations géologiques sont de:

- ❖ QUATERNAIRE : il est représenté par :

- a) Les alluvions : se sont des alluvions graveleuses de lit mineur de l'oued.

b) Les colluvions : ce sont des limons et argiles rougeâtres graveleuses, ils sont présent par une faible quantité.

c) Les colluvio-alluvionnaires : ce sont des limons fins sableux beiges qui sont répartis sur les versants.

❖ CRETACE : (inférieur indifférencié) il est représenté par les grès répartis dans la partie nord du bassin.

❖ JURASSIQUE : il est représenté par les étages géologiques suivants:

a) PORTLANDIEN-BERRIASIEN : il est réparti de faible contenance par des barres calcaires en partie nord de l'amont du bassin.

b) KIMMERIDGIEN : il est représenté par des nombreuses formations et plus dans la partie centrale et se constitue par :

- K.TERMINALE A PORTLANDIEN: représenté par l'alternance de bancs de calcaires et de bancs de marneux verts.

- CALCARO-GRESEUX : représenté par les deux formations suivantes :

- Bancs de calcaire massif.

- Alternance des bancs de grès et des bancs de calcaire et de marnes.

- MARNO-CALCAIRE : le plus dominant dans la partie centrale du bassin.

- GRÈSEUX : ils répartissent au voisinage de site de l'union de deux oueds (El-Fareg et Ouarene) par la succession suivant :

- Niveaux de pélite verts.

- Alternance de grès et argiles de couleur lie de vin.

- Grès à inter lits pélitiques.

- massifs de grès beiges avec des intercalations des pélites vertes avec des zones d'affleurement rocheux essentiellement gréseux surtout dans le site de Seklafa.

- BASAL : se constitue par le calcaire noir à polypiers qui se trouve dans la partie aval du bassin.

1.2.4. Géologie de site de barrage :

Juste en aval des gorges et au voisinage de site du barrage apparait un affleurement de calcaire noir présentant une charnière anticlinale dont l'axe est de direction nord 70-80°, grossièrement perpendiculaire à l'allongement de l'oued qui coule dans la direction NW-SE.

De part et d'autres de cet axe les pendages dessinent un anticlinal dont le cœur est justement représenté par ces calcaires noirs à polypiers (J5a); Il s'agit du Kimméridgien basal, dont l'épaisseur est d'environ 100 m.

A l'endroit du barrage ainsi que dans la cuvette affleure le Kimméridgien inférieur (J5b) représenté par les formations de grès supérieurs caractérisés par des faciès changeant, tantôt gréseux argileux et tantôt argilo-silteux.

Une cartographie de détail a été effectuée sur le site pour ressortir les principales alternances argilo-silteuses dans la formation gréseuse. Ces bancs de pélites présentent une certaine variation latérale de faciès dont deux cas peuvent être différenciés :

- ✓ Les cas où les pélites sont plus argileuses, donc les bancs sont moins durs.
- ✓ Un deuxième cas où les pélites sont siliceuses (riches en grain de quartz) et deviennent alors plus dures.

Ces faciès ne montrent pas une continuité latérale parfaite. Il arrive souvent qu'un même banc présente latéralement une variation lithologique et même dimensionnelle du fait d'une variation verticale rapide des faciès terrigènes qui sont les argilites, les siltites et les grès.

1.2.5 Tectonique regionale :

L'Atlas Saharien a subi au cours du temps une tectonique assez intense. Cette dernière est responsable du plissement de la couverture Méso-Cénozoïque et se résume dans le plissement et la fracturation :

- a) Le Plissement : L'Atlas Saharien montre un plissement particulier d'une orientation de N40° à N50° Est et oblique à la direction générale de la chaîne qui est de direction N60° ; dont on distingue :
- Les anticlinaux sont coiffés, étroits et allongés à flancs très redressés.
 - Les synclinaux sont à fonds larges et plats et parfois perchés.

Cette morphologie en vallées est due principalement à l'érosion différentielle très intense.

b) La fracturation :

On distingue dans l'Atlas Saharien deux types de fractures :

Les failles syn-sédimentaires dont les directions des fractures sont souvent confondues avec la direction des plans axiaux des plis.

Les failles post-sédimentaires ont une forte composante décrochant et présentent deux familles de directions différentes dont N-S; sont généralement des décrochements sénestres, et celles de la direction E-W sont très fréquentes et correspondent à des décrochements dextres.

1.2.6. Etude géotechnique:

Ce chapitre donne une synthèse des travaux de prospection, les essais « in situ » et de laboratoire réalisés par le bureau étude COBA et analyse les résultats obtenus, ayant l'objectif de caractériser les terrains d'implantation des ouvrages.

A/Essai in situ :

Le programme d'investigation a été constitué par des sondages avec carottage continu, d'essais d'absorption du type Lugeon et des profils sismiques de réfraction est résumé dans tableau 1.2.

Tableau 1.2: Synthèse des quantités des travaux d'investigation *in situ*.

Désignation	Unité	Barrage de Seklafa
Sondages mécaniques	Un, m	22 (970,6 m)
Puits de reconnaissance	Un	38
Tranchées de reconnaissance	Un	4
Essais Lugeon	Un	159

- Les sondages carottés : D'après l'ensemble des sondages réalisés on peut conclure que le massif de fondation est constitué par des dépôts alluvionnaires de faible épaisseur (sable, galets, calcaires et grès) et par une intercalation de grès, pélites et le calcaire de moindre expression.

Plusieurs sondages carottés ont été équipés d'un tube PVC piézométrique afin d'effectuer un relevé du niveau d'eau pendant la durée des travaux et du projet.

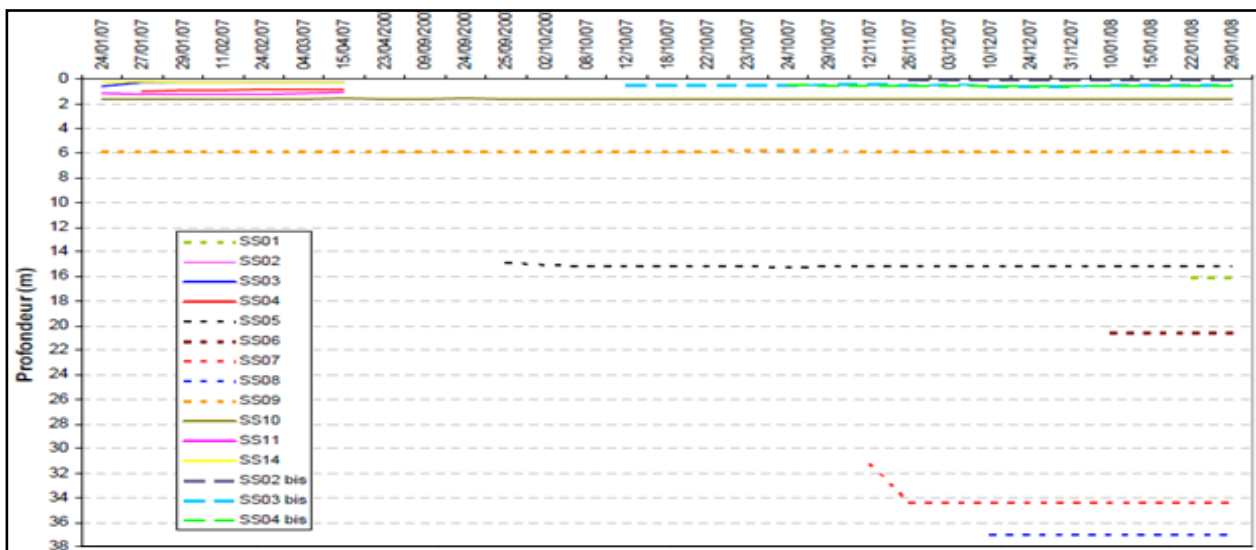


Figure 1.4 : Synthèse des piézomètres installés et les lectures effectuées.

De l'analyse de la Figure 1.4 on peut conclure que les valeurs du niveau piézométrique sont très uniformes, n'étant pas conditionné par le régime d'écoulement superficiel.

- L'essai Lugeon : les essais de Lugeon accompagne généralement les sondages carottés dont elles permettent de déterminer la perméabilité de sol ; les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau 1.3: Synthèse des résultats obtenus aux essais Lugeon.

Profondeur (m)	Localisation					
	Rive Gauche		Lit de l'oued M'zi		Rive Droite	
	Etendue des Valeurs (UL)	Valeur moyenne (UL)	Etendue des Valeurs (UL)	Valeur moyenne (UL)	Etendue des Valeurs (UL)	Valeur moyenne (UL)
0 - 25 m	11,4-275,0	69,5	22,8-195,7	60,2	20,3-250,0	85,8
25 - 40 m	2,0-115,0	20,3	0,8-22,6	8,7	0,2-16,0	4,0
40 - 60 m	0,8-37,0	5,9	0-12,0	2,2	0-50,3	15,2

NOTE : UL - Unité Lugeon

Compte tenue de ces résultats des essais de perméabilité, on considère nécessaire effectuer un voile d'injection.

B/Essai au laboratoire :

Dans le cadre de la recherche de zones d'emprunt et de carrières réalisée pendant la phase du choix de la solution structurale pour le barrage, le programme fut aussi composé par la réalisation de puits et de tranchées de reconnaissance aussi que des essais de laboratoire sur des échantillons meubles et rocheux provenant des travaux de reconnaissance mentionnés, le tableau 1.4 regroupe ces essais.

Tableau 1.4: Synthèse des quantités des essais de laboratoire.

N	Désignation	Unité	Barrage de Seklafa
Échantillons rocheux	Compression simple	U	29
	Essai d'abrasion Los Angeles	U	7
	Analyse pétrographique	U	5
	Analyse granulométrique des enrochements	U	1
	Essais triaxiaux sur échantillons rocheux (3 échantillons)	U	1
	Essai « Slake Durability Test »	U	1
	Essai de charge ponctuel (10 échantillons)	U	10
	Masse volumique, porosité et absorption	U	7
	Vitesse de propagation d'ultrasons	U	8

- Caractérisation mécanique de la fondation : l'estimation des caractéristiques de résistance et de déformabilité des grès et pélites de la fondation du barrage est donné par le tableau 1.5.

Tableau 1.5: Caractéristiques mécaniques de la fondation.

Fondation	Résistance à la compression		RQD		Discont.			Eau	RMR	Caractéristiques mécaniques		
	Valeur (MPa)	Classif.	Valeur	Classif.	Écart.	Type	Orient.			c (kPa)	ϕ (°)	E (GPa)
Grès	32-60	7	60-90	13	10	25	-2	10	63	1600	38	9,7 (adpté 6,0)
Pélites	14-44	4	20-40	8	8	10	-2	7	35	500	29	3,7 (adopté 1,8)

- Zonage d'emprunt : Les échantillons prélevés sur les puits ont été soumis à une série d'essais physiques et mécaniques :

- **Granulométrie**: des essais granulométrique a été fait sur 41 échantillons. Les matériaux reconnus sont des éléments fins caractérisés par un pourcentage de 30 à 50%.
- **Limites d'Atterberg** : les échantillons sont peu plastique en général caractérisé par des limites de liquidité variant entre 20 - 26% et d'indice de plasticité entre 5-10%.
- **Teneur en eau** : la teneur en eau a été mesurée sur 27 échantillons ; ces matériaux sont pratiquement secs avec des teneurs en eau variant de 4 à 9 %.

➤ **Equivalent de sable :** 11 essais a été réalisé donnent les valeurs de l'équivalent de sables extrêmes 6,1 et 10,5.

➤ **Essai Proctor :** les caractéristiques de compactages ont été mesurées par 10 essais Proctor normal. Les résultats obtenus sont :

- ✓ La teneur en eau optimale entre 12,7 et 15.
- ✓ Densité sèche entre 18,2 et 18,7.
- ✓ Degré de saturation entre 77 et 84%.

Pour une complète caractérisation de deux potentiels sites de carrière pour l'approvisionnement en agrégats pour le béton (CP1 et CP2), des blocs représentatifs des affleurements ont été recueillis et ont été soumis à des essais de laboratoire pour détermination de leurs propriétés géotechniques.

Les essais de caractérisation exécutés (compression uniaxial et Los Angeles) réalisés sur les fragments rocheux de nature calcaire recueillis sur le site de carrière CP2 conduisent à des valeurs de 21,4 à 22,2 % ; compression simple de 21,4 - 107,2 MPa et donnent une classification de roche peu altéré et avec une résistance mécanique élevée.

C/Essai géophysique :

Dans le but d'identification des horizons sismiques, 12 profils sismiques de réfraction ont été réalisé dans le programme d'investigation géophysique, visant à éclaircir les conditions d'excavation et de la fondation ; avec une longueur d'investigation de 50 à 60 m et distance maximale entre les géophones de 5 m, pour l'obtention d'une meilleure définition, le dispositif mis en œuvre comprenait cinq points de tir : normal déporté, normal, centré, inverse et inverse déporté.

Les résultats obtenus sont résumés par le tableau ci-après :

Tableau 1.6: Analyse des résultats obtenus et identification des horizons sismiques.

Horizon sismique	VL (m/s)	Profondeur (m)	Localisation	Observation
HS4	<900	<0,5-3,5	rives	Associés aux sols alluvionnaires, colluvionnaires et sols résiduels
		<1,0	vallée	
HS3	900-1700	0,5-10,0 (1)	rives	Associés à matériaux plus altérés
		0,4-1,7 (2)	vallée	
HS2	1800-2300	3,5 - 15,0	Rive gauche	Associés à matériaux moyennement altérés
HS1	2300-4000	>5,0-13,0 (3)	rives	Associés à matériaux rocheux non altérée
		>0,4-1,7 (4)	Fond de la vallée	

(1) - 0,5-3,0 m en la base de la rive gauche
 (2) Comme exception le profil PSs11 présente cet horizon seulement à profondeurs de 1,0-9,0 m
 (3) >0,4-3,0 m en la base de la rive gauche
 (4) Comme exception le profil PSs11 présente cet horizon seulement à profondeurs supérieures à 1,0-9,0 m

- Zonage géotechnique : le zonage géotechnique est résumé par le tableau suivant :

Tableau 1.7: Zonage Géotechnique. Site du barrage Seklafa.

zone géotechnique	Pourcentage récupération (%)	Pourcentage RQD (%)	Unités Lugeon (UL)	Description
ZGsup (supérieur)	20-100	-	48-86	Zone géotechnique supérieure composée de matériaux de surface broyés et décomposés.
ZGint (intermédiaire)	60-100	Variable (fréquemment, 20-60%)	10-50	Zone géotechnique intermédiaire qui présente de bonnes conditions de fondation (résistance et déformabilité) pour le barrage quoiqu'avec d'importantes valeurs de perméabilité dues à la présence de grès fracturé.
ZGinf (inférieure)	80-100	Variable (fréquemment, 40-100%)	<4	Zone géotechnique inférieure pélitique et gréseuse, imperméable, constituant le massif d'ancrage du voile d'injection.

1.3. L'étude hydrologique et climatologique:

1.3.1. Introduction

L'étude hydrologique représente une étape nécessaire pour l'évaluation et la détermination de la crue de projet ainsi il intervient pour le dimensionnement des ouvrages de point de vue capacité de stockage, vidange et de l'évacuation.

1.3.2. Climatologie

a. Température

L'analyse des températures moyennes mensuelles effectuées au bassin versant et au site de Seklafa nous donne le tableau 1.8

Tableau 1.8 : Analyse de températures moyennes mensuelles sur les bassins.

Site	Duré de service	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Année
Bassins	36 ans	19.8	14.7	9.0	5.5	5.0	4.2	9.0	11.6	16.4	21.1	24.7	24.6	13.8
Seklafa	36 ans	22.3	17.2	11.5	8.0	7.5	6.7	11.5	14.1	18.9	23.6	27.2	27.1	16.3

Source : ANRH

b. Humidité

La répartition mensuelle est donnée dans le tableau 1.9.

Tableau 1.9 : Répartition de l'humidité mensuelle (station d'Aflou).

mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Ma	Av	Mai	Jun	Jul	Aou	MOY
H%	47	38	64	73	71	67	58	53	47	38	31	31	53

Source ANRH

L'humidité moyenne sur l'année est de 56%.

c. Evaporation :

L'évaporation mesurée au site de Seklafa est donnée par le tableau ci-après :

Tableau 1.10 Variation de l'évaporation mensuelle.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	année
Ev mm	155	107	55	37	36	31	78	107	188	214	259	233	1500
Ev %	10.3	7.2	3.7	2.4	2.4	2.1	5.2	7.1	12.6	14.3	17.2	15.5	100

Source : ANRH

1.3.3. Hydrologie

a) Précipitation :

La répartition mensuelle de précipitations annuelles est regroupée par le tableau 1.11.

Tableau 1.11 La répartition mensuelle des précipitations annuelles.

Mois	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mar	avr	mai	jun	juil	aou	total
P(mm)	15.2	19.2	12.7	9.1	11.6	9.6	20.5	14.6	12.4	12.1	5.2	8.8	151
P (%)	10.06	12.71	8.41	6.02	7.68	6.35	13.57	9.66	8.21	8.01	3.44	5.82	100

Source : ANRH

N.B : On note une pointe au mois de mars.

b) Caractéristiques hydrologiques du bassin :

Les plus importantes caractéristiques hydrologiques déterminées pour le bassin versant au site du barrage de Seklafa, dans l'étude de faisabilité, sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau 1.12 : Caractéristique hydrologique du bassin.

Désignation	Unité	M'zi à Seklafa	Désignation	Unité	M'zi à Seklafa
Apport liquides	hm³/an	13	Volume de crue		
Apport solides	hm³/an	0,19	T = 10	hm³	14,5
Débits de pointe			T = 20	hm³	18,8
T = 10	m³/s	466	T = 50	hm³	24,8
T = 20	m³/s	594	T = 100	hm³	29,5
T = 50	m³/s	767	T = 500	hm³	41,6
T = 100	m³/s	899	T = 1000	hm³	47,0
T = 500	m³/s	1218	T = 5000	hm³	60,7
T = 1000	m³/s	1357	T = 10000	hm³	66,9
T = 5000	m³/s	1681	Ecoule mens moy	hm³/an	13
T = 10000	m³/s	1821	Apport solide (50ans)	hm³	10

1.4.Choix du type de barrage et des ouvrages annexes:

1.4.1 Digue

En raison des conditions topographiques, et surtout géologiques (fondation dure) ainsi que des matériaux présents à proximité du site, le choix du type de barrage s'est porté sur un barrage poids en béton conventionnel avec une capacité totale de $42,1 \text{ hm}^3$. La crête de couronnement du barrage, calée à 1038,00 NGA, a une largeur de 6 m et une longueur de 224,5m. Dans sa conception générale, le barrage a une hauteur maximale au dessus de la fondation de 47m comporte des parements amont et aval de pente unique avec des talus avals à 0,75 H/1V ; le volume de béton est estimé de 110000 m^3 .

1.4.2 Evacuateur de crue.

Compte tenu de la superficie importante de la retenue ($4,2 \text{ Km}^2$) et de débit laminé de $870 \text{ m}^3/\text{s}$ de la crue millénaire, l'évacuateur est muni d'un déversoir-seuil type WES (cote de seuil 1032,00 m) et d'un canal rectangulaire suivi par un bassin de dissipation à auge à rouleau avec dent.

1.4.3 Prise d'eau

Les prises d'eau assurent l'approvisionnement pour l'irrigation et l'AEP. Afin de pouvoir délivrer, en toute période, une eau de bonne qualité, elle comporte trois pertuis de prise d'eau situées à des niveaux différents de façon à prélever les eaux sur les tranches haute, intermédiaire et basse de la retenue. En prenant en compte que la prise muni d'une conduite d'alimentation en acier de diamètre nominal 1000 mm, raccordée aux trois pertuis de prise d'eau, équipées des vannes Wagon avec grille accouplée à commande.

1.4.4 Batardeau et dérivation provisoire :

La protection du chantier de construction du barrage de Seklafa est assurée par un programme constitué de trois phases de construction. Il s'agit en premier lieu d'un ouvrage de gabionnage qui entoure la zone droite de barrage, une fois la construction jusqu'à une cote de 1004,00 m avec la galerie de dérivation en rive droit, est achevé le batardeau est remplacé par un ouvrage en remblai mais à l'amont et aval reliaient par un mur de soutènement dérivant les eaux par la rive droit.

La dérivation provisoire de Oued M'zi compte une crue de chantier de fréquence décennale ($Q_{T15} = 466 \text{ m}^3/\text{s}$) et est assurée par une galerie implantée en partie droit d'une longueur de 52 m celle-ci est équipée pour servir de vidange de fond et comporte les conduites d'alimentation de l'irrigation et de l'eau potable.

1.4.5 Vidange de fond :

A l'origine des études de conception des ouvrages de vidange de fond du barrage de Seklafa, la solution qui avait été envisagée est la suivante:

- prévoir une galerie de vidange de fond à écoulement libre à l'aide d'une conduite métallique positionnée sous la fondation du barrage et bloquée par du béton dans une tranchée.
- L'ouvrage de vidange est muni à l'entrée une vanne-wagon batardeau rectangulaire avec commande pour de pertuis.

Chapitre II

Etude hydrologique

2.1 Introduction.

L'étude hydrologique est indispensable pour toute mise en œuvre de projet hydrotechnique dont elle intervient et influe directement sur le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydraulique, ceci fournit alors une approximation saine non seulement des débits en moyenne mais en plus des valeurs extrêmes (le volume et le débit maximal rares) qu'il faut considérer pour tous les ouvrages.

Par extension, l'étude hydrologique comprend également les informations sur le régime d'écoulement liquide d'où la régularisation sera étudiée et le transport solides de la rivière.

2.2. Caractéristiques du bassin versant d'Oued M'zi.

2.2. 1. Caractéristiques géomorphométriques :

- La surface du bassin versant : La superficie est obtenue par limitation du bassin versant : $S = 892.92 \text{ Km}^2$.
- Le périmètre du bassin versant : $P = 135.02 \text{ Km}$.
- Longueur du talweg principal (le plus long) : $L_p = 54.45 \text{ Km}$.

2.2. 2. Caractéristiques hydromorphologiques :

- **Indice de compacité de Gravelius (Kc) :** il identifie la forme du bassin versant (allongé ou ramassé).il est déterminé par la formule suivante [1]:

$$Kc = \frac{P}{\sqrt{S}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (2.1)$$

A.N $Kc = 1.27 \rightarrow$ on peut dire que le bassin est de forme allongé.

- **Coefficient d'allongement :** il est déterminé par $Ca = \frac{L^2}{S} = 3.32$.
- **Rectangle équivalent [1]:** Il permet de comparer les bassins versants entre eux de point de vue de l'écoulement. Les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits côtés du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petits côtés.

❖ Sa longueur est donné par : $L = Kc \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{Kc} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (2.2)$

❖ Sa largeur est donné par : $l = Kc \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{Kc} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (2.3)$

A.N : $L = 49.10 \text{ Km}$ et $l = 18.19 \text{ Km}$.

2.2. 3. Hypsométrie du bassin versant :

A Le relief :

A.1 Répartition et courbe hypsométrique :

Les courbes hypsométriques montrent la fraction ou le pourcentage de la surface comprise entre deux courbes de niveau consécutives.

Elles peuvent servir à la détermination de la pluie moyenne sur un bassin versant et donnent des indications quant au comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage.

Tableau 2.1: Surfaces partielles du bassin versant par tranches d'altitudes.

Altitudes (m)	Surfaces Partielles (km ²)	Surfaces Partielles (%)	Surfaces Cumulées (%)
1600-1500	21,36	2,39	2,39
1500-1400	172,74	19,35	21,74
1400-1300	274,51	30,74	52,48
1300-1200	254,46	28,50	80,98
1200-1100	133,50	14,95	95,93
1100-1000	35,63	3,99	99,92
1000-994	0,71	0,08	100,00

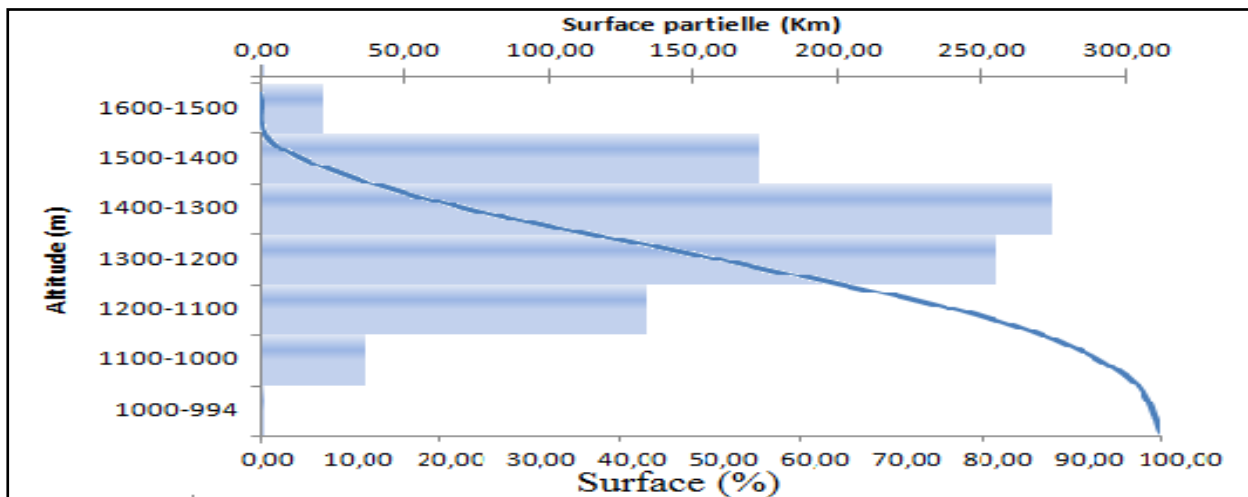


Fig 2.1: Courbe hypsométrique.

A.2 Altitude médiane : L'altitude médiane correspond à celle lue au point d'abscisse de 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique ; d'après la courbe hypsométrique : $H_{méd} = 1295.5 \text{ m NGA}$.

A.3 L'altitude moyenne : On peut la définir comme suit :

$$H_{moy} = \sum \frac{S_i \times H_i}{S} \dots\dots\dots(2.4)$$

Avec :

- H_{moy} : altitude moyenne du bassin (m).
- S_i : aire comprise entre deux courbes de niveau (km²).
- H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveau (m).
- S : superficie totale du bassin versant (km²).

Donc A.N $\Rightarrow H_{moy} = 1303,48 \text{ m NGA}$.

A.4 Altitude maximale et minimale : Elles sont obtenues directement à partir de cartes

topographiques : $\begin{cases} H_{\max} = 1600 \text{ m NGA.} \\ H_{\min} = 994 \text{ m NGA.} \end{cases}$

B Les indices :

Les indices de pente se déterminent à partir de la connaissance de la répartition hypsométrique sur le bassin et permettent la comparaison des bassins versant et les classifier.

B.1 Indice de pente de ROCHE IP :

Il est donné par la formule suivante : $I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_{i=0}^n \sqrt{A_i \cdot D_i} \dots \dots \dots (2.5)$

Avec : L : longueur de rectangle équivalent (m)

A_i : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives H_i et H_{i+1} .

$D_i = H_{i+1} - H_i$

On trouve $I_p = 1.03 \%$.

B.2 Indice de pente globale Ig : (P. Dubreuil, 1974)

$$I_g = \frac{D}{L} \dots \dots \dots (2.6)$$

L : la longueur du rectangle équivalent (km)

D : Dénivelée entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ tel que : $D = H_{5\%} - H_{95\%}$

$H_{5\%} = 1490 \text{ m.}$

$H_{95\%} = 1117.33 \text{ m.}$

On trouve $I_g = 0,76\%$.

B.3 Indice de pente moyenne Im :

Il est donné par la formule suivante : $I_m = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} \dots \dots \dots (2.7)$

A.N $\Rightarrow I_m = 1.025\%$

B.4 Dénivelé spécifique :

D'après la classification de l'O.R.S.T.O.M (voire tableau 2.2) appliquée à tous les bassins versant de différent surface, on peut décrire la nature de relief du bassin versant.

Tableau 2.2 : Classification de l'O.R.S.T.O.M (type de relief).

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

B.5 pente moyenne du bassin versant :

Elle est donnée par la formule suivante : $I_m = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{S}$(2.8)

Avec : ΔH : dénivelée (m).

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

S : surface du bassin versant (km²).

$$A.N \Rightarrow I_m = 7.24 \%$$

2.2.4 Caractéristiques hydrographiques de bassin versant d'Oued M'zi:

2.2.4.1 Le réseau hydrographique (voir annexe I) :

A- Densité de drainage D_d : Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface .Elle est exprimée en Km/Km².

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \dots\dots\dots(2.9)$$

Avec $\sum_{i=1}^n L_i$: La longueur totale de tous les cours d'eau égale à 347,80 Km.

Alors on trouve $D_d = 0.39 \text{ km/Km}^2$.

B-Densité du thalweg élémentaire : il est donné par : $F = \frac{N_1}{S}$ (2.10)

N_1 : nombre des talwegs de l'ordre 1.

$$\text{Donc } F = 0.034 \text{ talwegs/Km}^2.$$

C- Coefficient de torrentialité : Il est défini comme étant : $C_t = D_d.F$(2.11)

$$A.N \Rightarrow C_t = 0.013 \text{ Km}^{-3}.$$

D- La longueur moyenne des versants :

$$L_i = \frac{L}{2D_d} \dots\dots\dots(2.12)$$

L : Longueur de rectangle équivalente de bassin versant

$$A.N \quad L = 62.95 \text{ Km.}$$

E-Temps de concentration du bassin versant t_c : il est donné par l'expression

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_{cp}}{0.5\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots(2.13)$$

Avec L_{cp} : longueur du cours d'eau principale.

$$A.N \quad t_c = 10.63 \text{ h.}$$

F- Vitesse de ruissellement :

Cette vitesse est déterminée par la formule suivante : $V_l = \frac{L_{cp}}{t_c}$(2.14)

$$A.N \quad V_l = 5.12 \text{ km/h.}$$

2.2.4.2 Profil en long de l'oued :

L'Oued de M'zi présente un profil en long assez régulier interrompu par une légère rupture en pente .Ce profil est tracé en tenant compte de l'altitude et de la longueur de lit de l'oued jusqu'à l'exutoire dont son profile en long est donné par Fig 2.2.

Tableau 2.3 : Longueur du cours d'eau en déferents altitudes.

Altitude (m NGA)	Distance (km)	Distance cumulé (Km ²)
994-1000	1,32	52,31
1000-1100	15,59	50,99
1100-1200	12,18	35,39
1200-1300	1,78	23,22
1300-1400	15,40	21,43
1400-1500	6,03	6,03
1500-1600	0,00	0,00

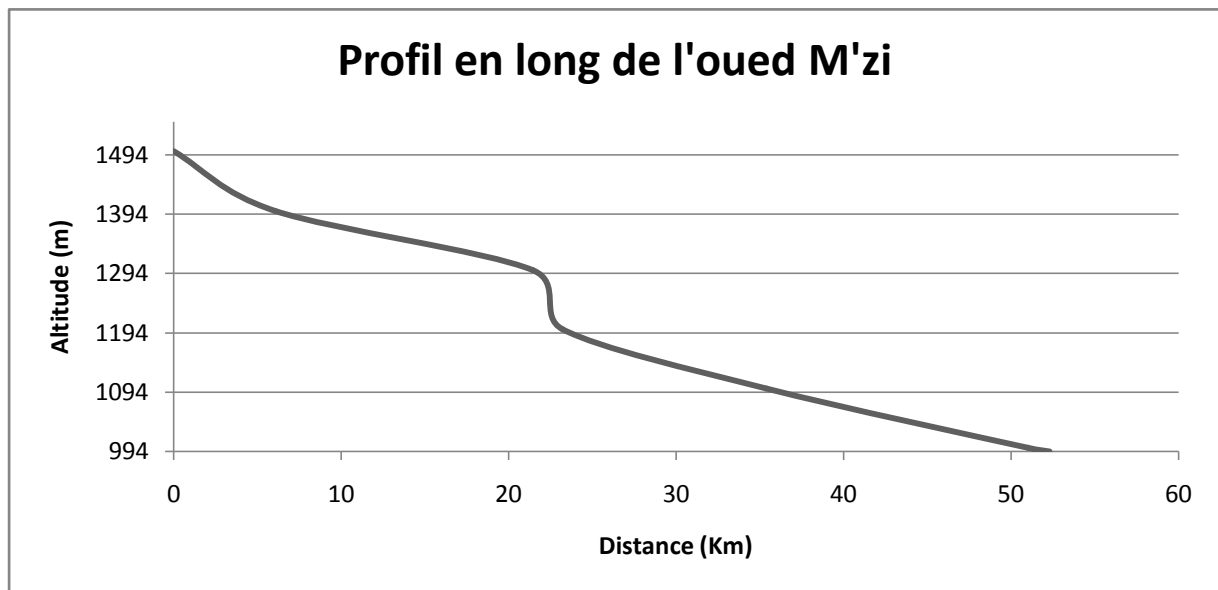


Fig 2. 2 : Profil en long de l'oued M'zi.

2.3 Caractéristiques climatiques du bassin versant :

Les caractéristiques climatiques sont données dans le chapitre de synthèse de l'étude de faisabilité ; la partie développée c'est la pluviométrie pour l'estimation des valeurs hydrologiques fréquentielles et extrêmes.

2.3.1 La pluviométrie :

Les données qui disposent la pluviométrie résultent des stations pluviométriques avoisinantes le bassin versant de oued M'zi qui sont redressés par le tableau 2.4 :

Tableau 2.4 : Les stations disposant les données sur la zone d'étude.

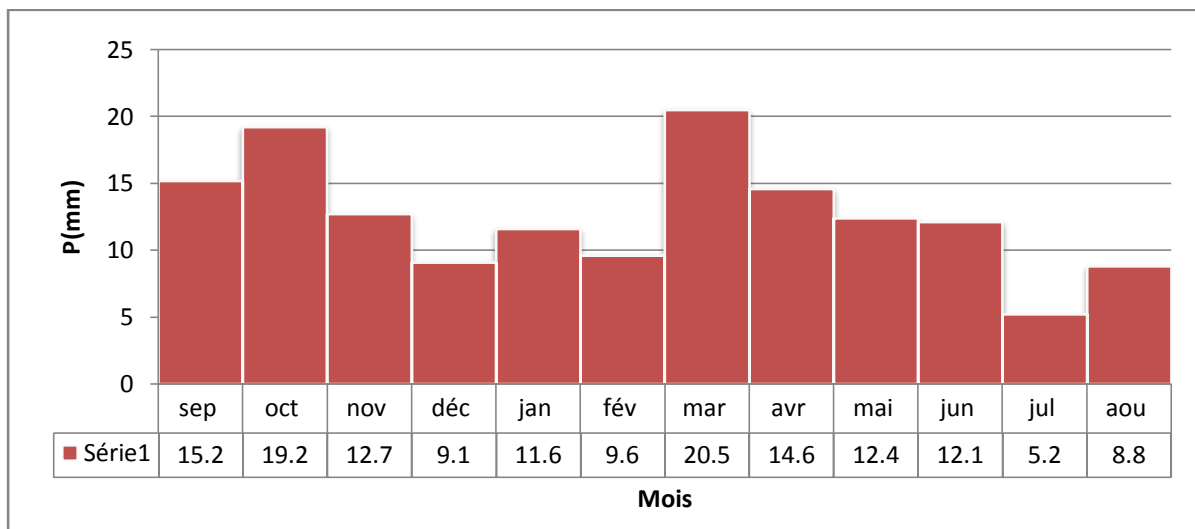
Station	Code de station	Altitude	Années de service	Etat de donnés
Seklafa	060104	995	36	Bonne
Aflou	010208	1410	21	Trop de lacunes
Oued Morra	060103	1300	36	A corrigé
El-Ghicha	060102	1100	20	Lacunes
Ain Mahdi	060202	980	36	bonne

La série pluviométrique disponible et la plus adéquate au site de barrage de Seklafa est celle donnée par la station pluviométrique de Seklafa ; la série donne sur un étendue de 37 ans la pluie maximal journalière (voir Annexe 01) et la pluie totale journalière ;

cette station correspondant au coordonnées suivantes :

$\underline{X}$ =467,5 Km ; $\underline{Y}$ = 378,5 Km; $\underline{Z}$ = 995 m.

D'après cette série la Fig 2.2.1 donne la répartition mensuelle de la pluie annuelle.


Fig 2.3 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle.

Il est à noter que les grandes quantités précipitées sont reçues en Mars jusqu'à Juin (environs de 40 %) du totale pluviométrique annuel, la pointe est remarquée en Mars.

2.3.2 Les précipitations maximales journalières :

L'analyse de la série des pluies maximales journalières dont l'ajustement est une loi théorique de distribution (Gumbel ; Galton) pour différents périodes de retour permet de décrire l'intensité de la pluie de courte durée en différentes fréquences, Les caractéristiques de La série pluviométrie sont apportées dans le tableau ci-après.

Tableau 2.5 : Caractéristiques de la série pluviométrie.

caractéristiques	valeurs
La somme des $P_{\max,j}$ en (mm)	1011,70
La moyenne des $P_{\max,j}$ en (mm)	27,34
L'écartype « $\bar{\sigma}_x$ » Pour $n > 30$ ans	15,80
Coefficient de variation « C_v »	0,58
L'exposant climatique	0,41

2.3.2.1 Choix de la loi d'ajustement.

Le choix d'une loi d'ajustement de la série pluviométriques est dépend de leur efficacité qui est déterminé en fonction de la taille et de certaines caractéristiques de l'échantillon.

Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

Les lois d'ajustement choisies sont :

- ✓ la loi de GALTON (log-normal).
- ✓ la loi de Gumbel (Normale).

A- Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.

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

$$F(X) = e^{-e^Y} \dots\dots\dots(2.15)$$

Avec : $Y = \frac{X - X_0}{\alpha}$

$1/\alpha$: la pente de la droite de GUMEL

Y : variable réduite de GUMBEL,

On peut écrire : $Y = -\ln(-\ln(F(x)))$.

X : précipitation maximale journalière (mm).

X_0 : paramètre de position (mode).

Les résultats de l'ajustement sont calculés à l'aide de logiciel HYFRAN et sont donnés par le tableau 2.6 et la figure 2.7 (les caractéristiques de la loi sont données par le tableau II.1 dans l'annexe II).

Tableau 2.6 : Résultat (d'après HYFRAN) de l'ajustement a la loi de Gumbel

Période de retour	10000.0	1000.0	200.0	100.0	50.0	20.0	10.0	5.0	3.0	2.0
P _{maxj,p%} (mm)	120	95.2	77.8	70.3	62.8	52.8	45.0	36.9	30.5	24.7

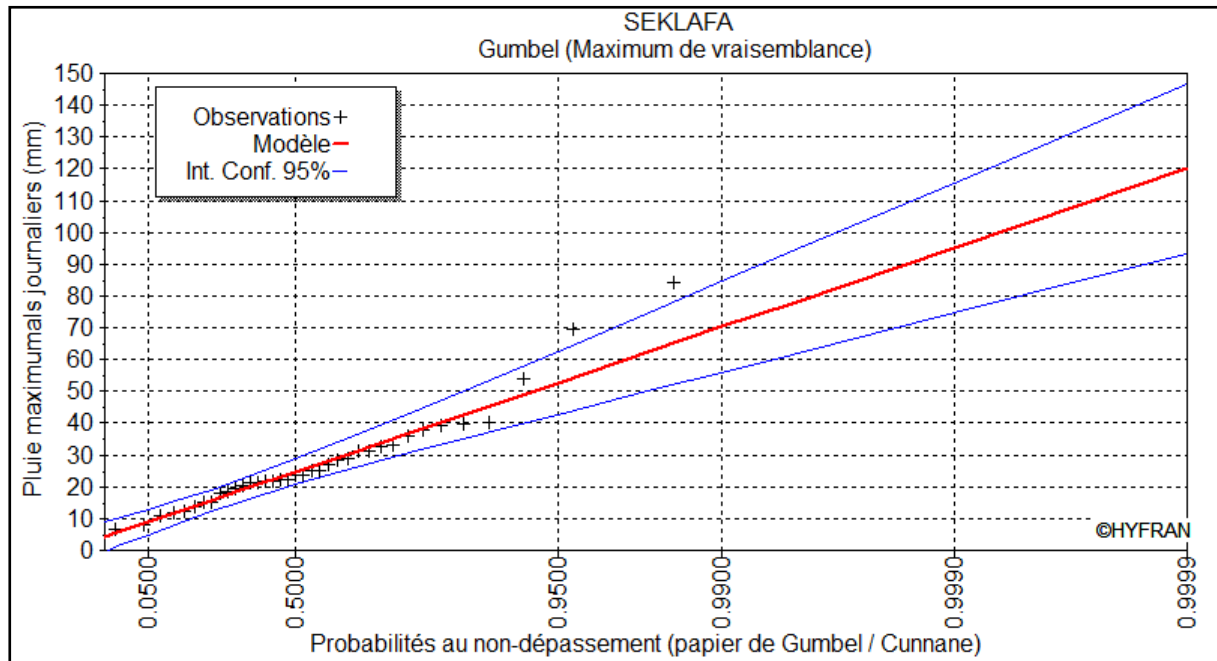


Fig 2.4 : Représentation graphique de la loi du GUMBEL.

B- Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (loi de log-normale) :

Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de Gumbel, seul la représentation graphique change ou elle est faite sur papier log-normale, comme le montre la figure 2.5.

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

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots(2.16)$$

Ou : $u = \frac{Xi - \bar{X}}{\sigma_x}$ (variable réduite de GAUSS).

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

$$\text{Log } x(p \%) = \overline{\text{Log } X} + \sigma \cdot \text{Log } u(p\%)$$

$$\text{Log } X = \frac{\sum_i^{38} \text{Log } Xi}{N}$$

Les calculs sont fait à l'aide de logiciel HYFRAN el les résultats de l'ajustement à la loi log normale (GALTON) dont données par tableau 2.6 et figure 2.5.

Tableau 2.9 : Résultats (d'après HYFRAN) de l'ajustement à la loi de GALTON.

Période de retour (ans)	10000	2000	1000	200	100	50	20	10	5	3	2
Pmax.j p% (mm)	176	140	126	95.2	83.3	71.9	57.7	47.4	37.4	30.0	23.8

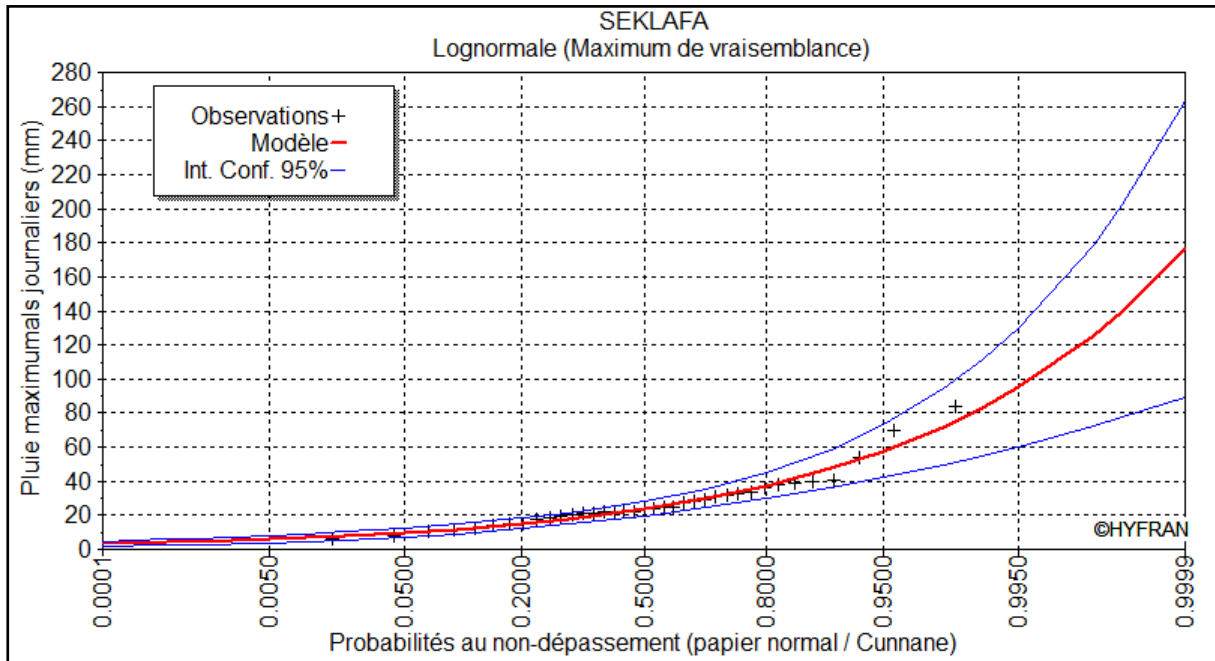


Fig 2.5 : Représentation graphique par la loi GALTON.

C. Conclusion :

D'après les deux représentations graphiques ; il est à constater que la loi qui ajuste mieux la série c'est celle de la loi log normale autrement dit celle de GALTON ; les résultats donnés par celle-ci vont être considérés dans les calculs qui suivent.

2.4 Les pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités :

$$\text{Pluie (mm)} : P_{\max,t,p\%} = P_{\max,j,p\%} \cdot \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots\dots\dots(2.17)$$

$$\text{Intensité} : I = \frac{P_{\max,t,p\%}}{t} \dots\dots\dots(2.18)$$

Avec b : exposant climatique égale 0.41 pour notre région.

t : temps en heures.

Les résultats de calculs de la pluie et de leurs intensités sont donnés par le tableau 2.7, tableau 2.8 et la figure 2.6, figure 2.7 respectivement en Annexe II.

2.5 Etude des apports liquides :

La détermination des apports liquides est basée sur les observations hydrométriques, quand elles existent sur le bassin versant propre du site étudié ou par analogie avec un bassin voisin.

A défaut de ces dernières, des modèles et des formules empiriques basés sur la pluviométrie devront être appliqués. Les calculs et les formules de l'apport moyen annuel sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau 2.10 : Formules et calculs de l'apport moyen annuel.

méthode	Formule	Apport=Le.S (Mm ³)
Formule de SAMIE	$L_e = P_{\text{moy}}^2 (293 - 2.2\sqrt{S})$	4.67
Formule de MEDINGUER	$L_e = 1024(P_{\text{moy}} - 0.26)^2$	10.86
Formule de l'ANRH	$A_0 = 0.915 * P_{\text{moy}}^{2.684} * S^{0.842}$	1.75
Série mesuré à Seklafa (1975-1985)	-	14.14

On prend l'apport moyen obtenu par les données observés à la station de Seklafa: (14.14Mm³), cette valeur sera utilisée dans les calculs qui suivent.

2.5.1 Caractéristiques de l'écoulement :

Les différentes caractéristiques de l'écoulement sont dressées dans le tableau ci-après :

Tableau 2.11 : Caractéristiques de l'écoulement.

Les caractéristiques		Formule	Unité	Résultat
Module de l'écoulement		$M_e = A_{\text{MOY}} / T$ (2.19)	l/s	448,38
Module de l'écoulement relatif		$M_{er} = M_e / S_{BV}$ (2.20)	l/s/Km ²	0,50
Lame d'eau écoulée		$L_e = A_{\text{MOY}} / S_{BV}$ (2.21)	mm	15,84
Coefficient de l'écoulement		$C_e = L_e / P_{\text{moy}}$ (2.22)	-	0,105
Coefficient de variance	SOKOLOVSKY	$C_v = 0.78 - 0.29 \log M_{er} - 0.063 \log (S + 1)$ (2.23)	-	0,68
	ANTONOV	$C_v = 0.7 / (S + 1000)^{0.097}$ (2.24)	-	0,34
	KRISTEKLY MENKEL	$C_v = 0.83 / (S^{0.06} \cdot M_{er}^{0.27})$ (2.25)	-	0,66
	N.N PADOUM	$C_v = 0.93 K / M_{er}^{0.23}$ (2.26)	-	0,59

Pour le coefficient de variance on opte la formule de N.N PADOUM car elle est proche de la moyenne (0.57). [1]

2.5.2 Estimation fréquentielle des apports :

L'estimation fréquentielle des apports peut être envisagée par l'application d'une loi Log Normale (Loi de Galton) qui est donnée par :

$$A\% = \frac{A_0}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^{\mu \sqrt{\ln(C_v^2 + 1)}}$$

.....(2.27)

A% : Apport de fréquence donnée.

μ : Variable réduite de Gauss.

A₀ : Apport moyen annuel (Hm³).

Cv : Coefficient de variation.

$$\text{Application numérique : } A(p\%) = \frac{14.14}{\sqrt{0.59^2 + 1}} e^{\mu \sqrt{\ln(0.59^2 + 1)}} \dots\dots\dots(2.28)$$

Les résultats de calcul pour les différentes fréquences sont donnés dans le Tableau ci-après :

Tableau 2.12 : Les apports de différentes fréquences.

Période de retour	5	10	20	50	100	1000
Fréquence P (%)	80	10	5	2	1	0.1
variable de Gauss	-0,84	1,28	1,64	2,05	2,33	3,16
Apport (Mm ³)	9.47	17.86	19.89	22.47	24.41	31.29

2.5.3 Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80% :

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a : **A_{80%} = 9.47 Mm³** ; on a donc :

Tableau 2.13 : Répartition des apports mensuels annuels.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	total
P (mm)	15,2	19,2	12,7	9,1	11,6	9,6	20,5	14,6	12,4	12,1	5,2	8,8	151
A(%)	10,06	12,71	8,41	6,02	7,68	6,35	13,57	9,66	8,21	8,01	3,44	5,82	100
A (Mm ³)	0,95	1,20	0,80	0,57	0,73	0,60	1,29	0,91	0,78	0,76	0,33	0,55	9,47

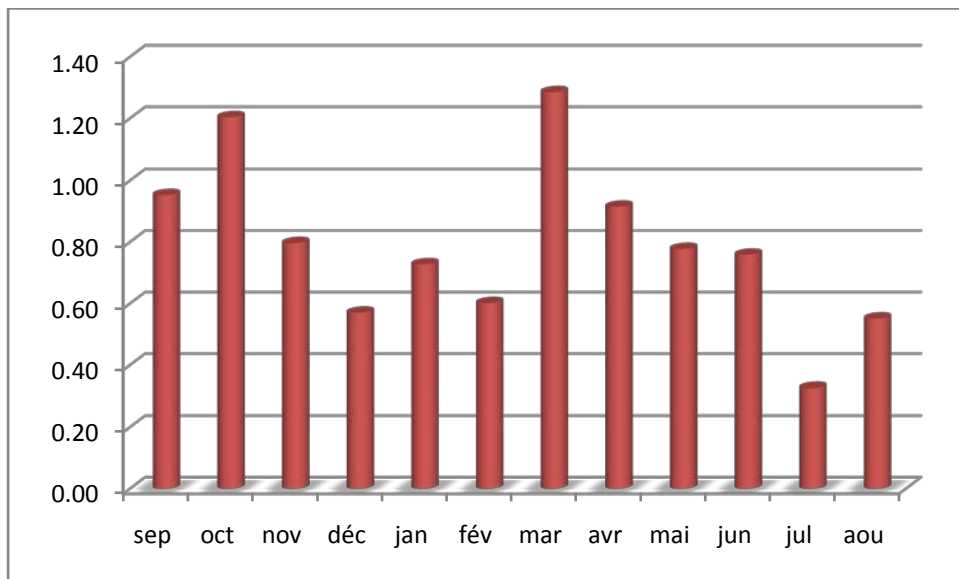


Fig 2.8 : Répartition des apports mensuels annuels.

2.6 Apport solide et estimation du volume mort :

Les apports solides dépendent de l'élément du bassin versant, du relief, de la nature géologique des sols et de leurs résistances à l'érosion liée elle-même à la couverture végétale et au régime des pluies.

En raison de manque des données de mesure du transport solide ; on opte pour des méthodes empiriques qui permettent d'établir une estimation acceptable de l'écoulement solide.

2.6.1 Apport solide en suspension :

Le tableau 2.13 donne le résumé des méthodes de calcul de l'apport solide :

Tableau 2.14 : Calcul de l'apport solide.

Méthode	Formule	Taux d'abrasion	Volume annuel moyen
Fournier	$T_a = \frac{1}{36} \left(\frac{P^2 m}{P_A} \right)^{2,66} \left(\frac{h^2}{S} \right)^{0,64} \dots (2.9)$	0.19 t/Km ² /an	129.24 m ³ /an
Texeront	$T_a = 350 L_e^{0.15} \dots (2.30)$	529.70 t/Km ² /an	295612,33 m ³ /an

Avec: $V_{an_{moy}} = (1-1.1) \times T_a \times S / \delta_s$;
 δ_s : Poids spécifiques moyen des sédiments = 1.6 t/m³ ;
 P_m : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux en mm ;
 P_A : Pluie moyenne annuelle en mm ;
 $h = 45\%(H_{max} - H_{min})$ [m] ;
 S : Surface du bassin versant en Km²;
 L_e : La lame écoulé en mm.

D'après les deux résultats on prend la plus défavorable et qui représente en même temps la formule la plus répandus dans les régions arides ; Pour un délais de service de 30 ans le volume de l'apport solide en suspension seras : $V_{m_s} = 8,87 \text{ Mm}^3$.

2.6.2 Apport solide en charriage :

En général le transport solide par charriage est estimé en Algérie à (30 % à 40%) du transport solide en suspension, donc le transport solide par charriage = 35% du transport solide en suspension , Le transport solide par charriage = 3.1 Mm³

➤ Le volume mort total est estimer pour 30 ans $V_m = 11,97 \text{ Mm}^3$.

2.7 Etude de crue :

L'estimation des crues montre une grande importance pour la sécurité et le coût de l'ouvrage à implanter ; Le but de cette partie est de déterminer les hydrogrammes de crues fréquentielles sur le bassin versant et de définir les débits maximaux probables correspondants.

En absence de données la détermination de ces hydrogrammes de crues probables devient difficile. Pour ce fait, des formules empiriques ont été développées pour l'estimation des débits maximaux probables, et on procédera pour la construction des hydrogrammes des crues par la méthode des isochrones ou la méthode de l'hydrogramme synthétique.

Les paramètres définissants une crue sont:

- o Le débit maximum de la crue (débit de pointe).

- o Le volume de la crue.
- o Le temps de base.
- o La forme de la crue (Hydrogramme de crues).

2.7.1 Détermination des débits maximaux fréquents:

A) Formule de Mallet-Gauthier :

$$Q_{\max,p\%} = 2 \times K \times \log(1 + 20 \times \bar{H}) \times \frac{S}{\sqrt{L}} \times \sqrt{(1 + 4 \times \log T - \log S)} \dots (2.31)$$

Avec K : constante comprise entre 1:3.

H : Précipitation moyen interannuelle en m.

S : Surface du bassin versant en Km².

L : Longueur du talweg principale en Km.

T : Période de retour.

Tableau 2.15 : débits maximaux en différentes fréquences (formule Mallet-Gauthier).

Période de retour (ans)	10	20	50	100	1000	10000
Q _{max, P %} (m ³ /s)	490,18	617,63	753,73	842,19	1085,50	1283,48

B) Formule de Turraza :

$$Q_{\max,p\%} = \frac{C \times \bar{i}_{tc} \times A}{3.6} \dots (2.32)$$

Avec A : Surface du bassin versant.

$\bar{i}_{tc}$: Intensité moyenne maximale des précipitations pendant une durée égale au temps de concentration en mm/h.

C : Coefficient de ruissellement de la crue considérée pour une probabilité P%.

Tableau 2.16 : débits maximaux en différentes fréquences (formule Turraza).

Fréquence (%)	10	5	2	1	0.1	0.01
C	0,5	0,55	0,6	0,7	0,8	0,9
It c	3,196663	3,889825	4,847632	5,61651	8,469112	11,8842
Q _{max,P%} (m ³ /s)	396,44	530,64	721,42	975,16	1680,50	2652,91

C) Formule de Giandotti :

$$Q_{\max,p\%} = \frac{C \times S \times h_{tc,p\%} \sqrt{h_{moy} - h_{min}}}{4 \times \sqrt{S} + 1.5L} \dots (2.33)$$

Avec : S : Surface du bassin versant [Km²].

L : Longueur du talweg principal [Km].

H_{moy} : Altitude moyenne [m].

H_{min} : Altitude minimale [m].

H_{tc,p%} : Lamme d'eau précipitée pour une probabilité et d'une durée égale au temps de concentration des eaux.

C : Coefficient topographique variant entre 66 et 166. On prend C = 116

Tableau 2.17 : débits maximaux en différentes fréquences (formule Giandotti).

Fréquence (%)	10	5	2	1	0.1	0.01
Htc P%	33,92	41,30	51,47	59,63	89,92	126,18
QmaxP% [m3/s]	413,45	503,10	626,98	726,41	1095,39	1537,11

D. Conclusion : On trouve que les résultats sont plus ou moins convergent surtout dans l'intervalle de période de retour entre 10 et 100 ans alors on va opter la méthode de Mallet-Gauthier dont plusieurs paramètres sont présent en comptes.

2.7.2 Hydrogramme de crue :

La détermination des hydrogrammes de crues probables par la méthode de Sokolovski qui considère que l'hydrogramme présente deux branches de courbe, l'une pour la montée et l'autre pour la décrue. Chacune d'elle a sa propre équation [1] :

$$\text{Pour la montée : } Q_m = Q_{max,p\%} \left(\frac{t}{t_m} \right)^n \dots\dots\dots(2.34)$$

$$\text{Pour la décrue : } Q_m = Q_{max,p\%} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^m \dots\dots\dots(2.35)$$

Avec : Qm : débit instantané de la montée (m³/s).

Qd : débit instantané de la décrue (m³/s).

Qmax : débit maximum probable de la crue (m³/s).

x, y : puissance des courbes : n= 2 et m= 3.

tm : temps de la montée de la crue (h) qui égale au temps de concentration 10.63.

td : temps de la décrue (h) d'où $t_d = \delta t_m$.

$\delta = (2-4)$: coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant,

Pour notre cas on prend $\delta=2.5$; alors $t_m = 10.63$ h et $t_d = 26.58$ h.

Les hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour sont donnés par le Tableau 2.17 et la figure 2.7 en Annexe I.

2.7.3 Choix de la crue de projet :

La crue de projet ; c'est la crue maximale que l'ouvrage doit avoir l'aptitude de l'évacuer pour une fréquence considéré sans dommage ; ceci est choisi en fonction de la taille, l'importance de l'ouvrage à réaliser et en fonction de l'aspect économique de la construction et surtout les risques des crues à l'aval.

Tenant compte de la recommandation du comité Australien des grands barrages ; on opte une crue de projet qui correspondante à la période de retour de 10000 ans, c'est-à-dire $Q_{0,01\%}=1283,48$.

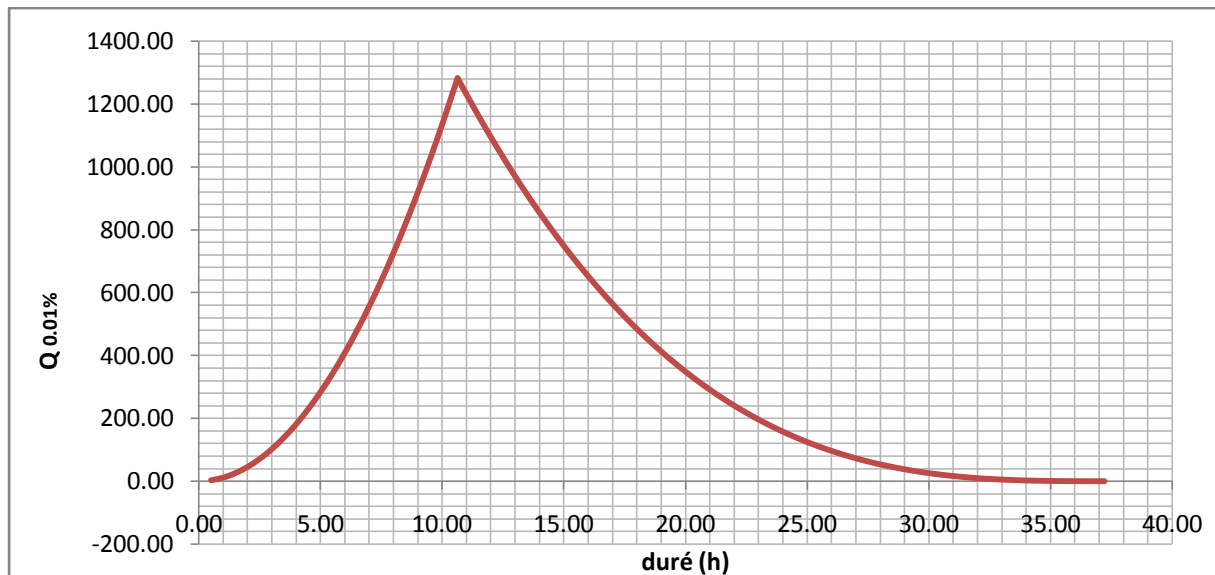


Figure 2.9 : Hydrogramme de crue de projet a une période de retour 10 000 ans.

2.7.4 Choix de la crue de chantier :

Le choix de la crue de chantier présent une importance capitale dont le risque admis d'évalue une attribution d'un niveau de protection que l'on veut accorder au chantier contre les crues.

La protection contre la crue est obtenue par un amortissement de celle-ci par un batardeau tandis que l'ouvrage de dérivation (conduite de dérivation) est dimensionné pour une fraction de débit de pointe de la crue.

Les barrages sont souvent protégés contre les crues cinquantenales, mais l'ouvrage de dérivation est souvent dimensionné pour une période de retour varie entre 10 et 50 ans.

Le choix d'une crue de période de retour de 15 ans ($Q_{6.67\%} = 568.21 \text{ m}^3/\text{s}$) est significatif car les batardeaux ne sont pas un ouvrage permanent et vue qu'il serve à protéger le barrage que dans les deux premiers phases de la construction.

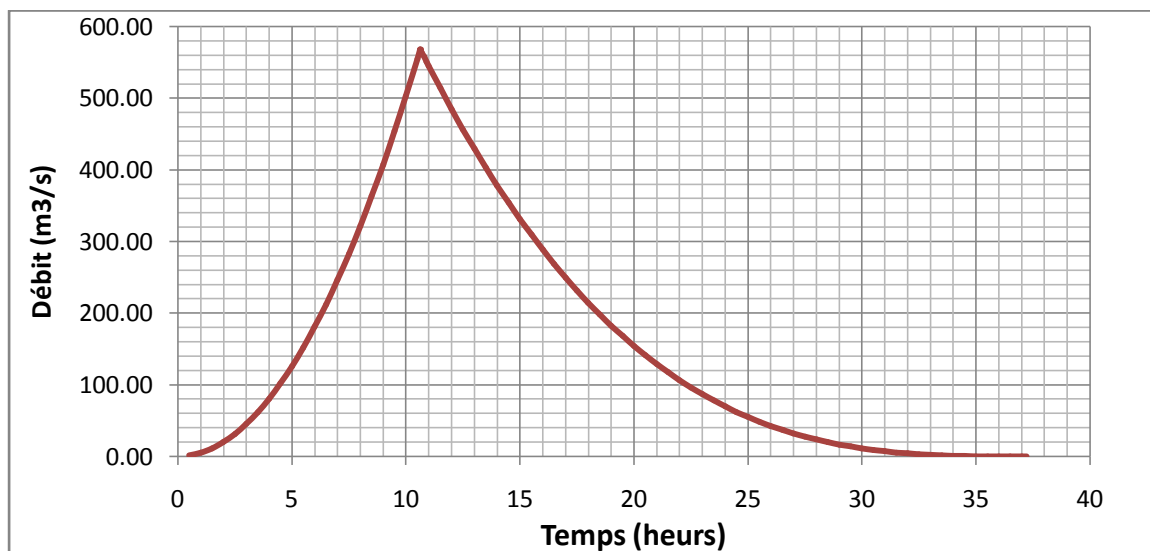


Figure 2.10 : Hydrogramme de crue de chantier a une période de retour 15 ans.

2.8 Régularisation :

La régularisation de l'écoulement peut être définie comme le processus au moyen duquel on transforme le régime de l'écoulement naturel en l'adaptant aux nécessités du consommateur de manière qu'on puisse analyser le bilan apport- besoin.

La régularisation de l'écoulement est l'accumulation de l'eau dans les périodes d'excès pour l'utiliser dans les périodes de déficit [2].

2.8.1 Répartition mensuel de l'apport 80% :

La répartition des apports mensuels est constituée par les apports de l'oued M'zi à Seklafa avec un renforcement par les apports dérivants du barrage Chergui.

Tableau 2.18: Répartition mensuelle de l'apport 80%

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Année
Transfert (hm3)	1.08	0.53	0.58	0.11	0.15	0.61	0.32	0.12	0.26	0.21	0.23	0.1	4.3
Oued M'zi (Mm ³)	0.95	1.20	0.80	0.57	0.73	0.60	1.29	0.91	0.78	0.76	0.33	0.55	9.47
Total (hm3)	1.83	1.48	1.21	0.56	0.72	1.08	1.33	0.84	0.87	0.81	0.49	0.53	11.75

2.8.2 Répartition mensuel des besoins :

Le volume stocké servira pour l'irrigation des terrains agricoles de la vallée en aval et aussi pour l'AEP des villages avoisinants ; ces besoins sont répartis comme suit :

Tableau 2.19: Répartition mensuelle des besoins.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Année
Besoin (%)	7.1	4.7	4.5	2.9	3.0	4.1	8.8	10.5	11.7	15.6	17.6	9.5	100
Besoin Mm ³	0.71	0.47	0.45	0.29	0.3	0.41	0.88	1.05	1.17	1.56	1.76	0.95	10.00

Source : ANBT

2.8.3 Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces» :

L'élaboration des courbes capacité-hauteurs-surfaces se fait suivant la formule suivante :

$$\Delta V = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \times \Delta H \dots \dots \dots (2.36)$$

D'où S_i : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i en m².

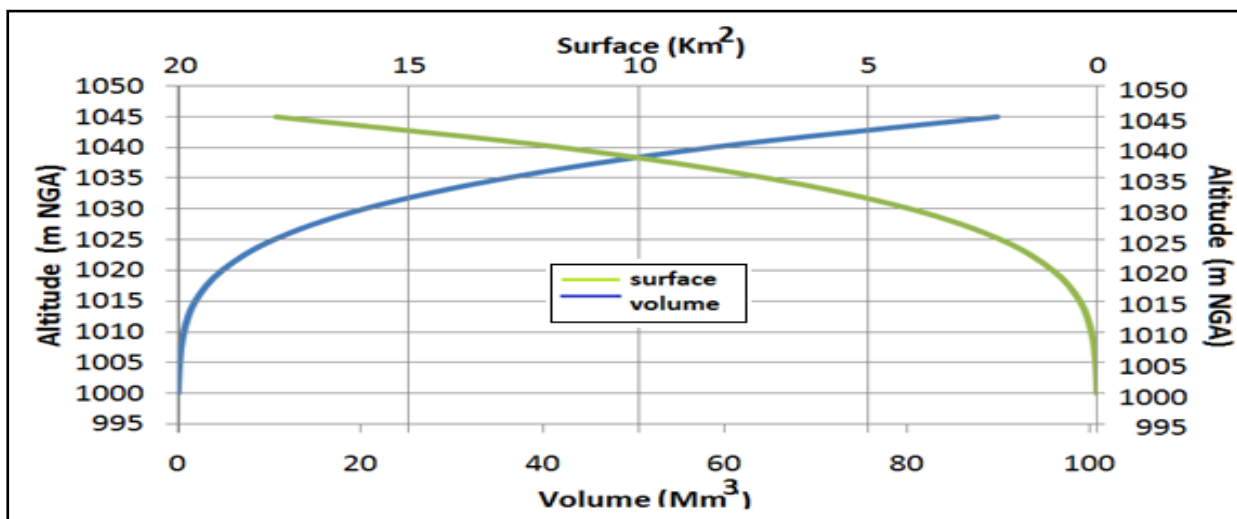
S_{i+1} : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{i+1} en m².

ΔH : différence d'altitude entre les deux courbes de niveaux successives.

ΔV : volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en Mm³.

Tableau 2.20 : Caractéristique topographique de la retenue.

Cote NGA (m)	Hauteur (m)	Surface (Km ²)	Surface moy (Km ²)	ΔH (m)	Volume (Mm ³)	Volume cumul (Mm ³)
994,00	0,00	0,00	0,0275	5,00	0,165	0
1000,00	6,00	0,055				0,165
1005,00	11,00	0,137	0,096	5,00	0,48	0,645
1010,00	16,00	0,363	0,25	5,00	1,25	1,895
1015,00	21,00	0,813	0,588	5,00	2,94	4,835
1020,00	26,00	1,455	1,134	5,00	5,67	10,505
1025,00	31,00	2,478	1,967	5,00	9,835	20,34
1030,00	36,00	3,741	3,109	5,00	15,545	35,885
1035,00	41,00	5,24	4,491	5,00	22,455	58,34
1040,00	46,00	7,217	6,228	5,00	31,44	89,78


Fig 2.11 : Courbes capacités-hauteurs-surfaces.

2.8.4 Calcul du volume utile :

La régularisation peut être saisonnière ou interannuelle, suivant le bilan apport –demande de l'année, c'est-à-dire lorsque l'apport annuel est supérieur à la demande, on optera pour une régularisation saisonnière.

2.8.4.1 Régularisation saisonnière sans tenir en compte les pertes:

D'après la régularisation nous avons:

Vs : Volume excédentaire Vs = 4.7 Mm³.

Vd : Volume déficitaire Vd=2.95 Mm³⇒Fonctionnement à un temps.

⇒Le volume utile : V_u = V_d = 2.95 Mm³

Le volume au niveau normal de la retenue :

$$V_{NNR} = V_{mort} + V_{utile} = 14.92 \text{ Mm}^3.$$

Les résultats de calcul sont donnés par le tableau ci-après :

Tableau 2.21 : Régularisation saisonnière sans tenir en compte les pertes.

				1ère Consigne			2ère Consigne		
Mois	$W_{80\%}$ Mm3	$U_{80\%}$ Mm3	$W_{80\%}-$ $U_{80\%}$ Mm3	V_{rf} Mm3	V_{ri} Mm3	S Mm3	V_{rf} Mm3	V_{ri} Mm3	S Mm3
Septembre	1,83	0,71	1,12	13,09	11,97			11,97	
					13,09	0	10,22	11,97	1,75
Octobre	1,48	0,47	1,01			0			
				14,1	14,1	0	11,34	11,34	
Novembre	1,21	0,45	0,76			0			
				14,86	14,86	0	12,35	12,35	
Décembre	0,56	0,29	0,27			0			
				15,13	14,92	0,21	13,11	13,11	
Janvier	0,72	0,3	0,42			0			
				15,34	14,92	0,42	13,38	13,38	
Février	1,08	0,41	0,67			0			
				15,59	14,92	0,67	13,8	13,8	
Mars	1,33	0,88	0,45			0			
				15,37	14,92	0,45	14,47	14,47	
Avril	0,84	1,05	-0,21			0			
				14,71	14,71	0	14,92	14,92	
Mai	0,87	1,17	-0,3			0			
				14,41	14,41	0	14,71	14,71	
Juin	0,81	1,56	-0,75			0			
				13,66	13,66	0	14,41	14,41	
Juillet	0,49	1,76	-1,27			0			
				12,39	12,39	0	13,66	13,66	
Aout	0,53	0,95	-0,42			0			
				11,97	11,97	0	12,39	12,39	
Total	11,75	10	1,75			1,75	10,22	11,97	1,75

2.8.4.2 Régularisation saisonnière avec pertes :

Cette méthode tiens en compte les pertes par évaporation et par infiltration

A- Par évaporation : suivante la formule

$$V_{\text{evap}} = E_{\text{mens}} \cdot S_{\text{moy}} \dots \dots \dots (2.37)$$

B- Par infiltration : suivant la formule $V_{\text{inf}} = \frac{V_{\text{moy}}}{100} \cdot \delta \dots \dots \dots (2.38)$

Avec E_{mens} : Evaporation mensuelle (m)

V_{moy} : volume moyen qui correspond au surface moyenne $S_{\text{moy}} = \frac{S_i + S_{i+1}}{2}$.

δ : Coefficient qui dépend des conditions hydrologique de la cuvette.

Pour notre cas il varie entre 0.5-1 on prend 0.5.

On effectue le calcul suivant la procédure suivante :

- La somme des pertes donne la perte totale $II = V_{\text{evap}} + V_{\text{inf}}$.
- La consommation $U_{80\%} + II = U'$ d'où la consommation totale.
- On effectue le calcul comme la régularisation sans pertes, considérant la consommation totale U' au lieu de $U_{80\%}$.

Le résultat des calculs est donné par le tableau ci-après :

Tableau 2.22 : Régularisation saisonnière avec pertes.

Mois	U 80% Mm ³	Vrf Mm ³	Vm Mm ³	Smoy Mm ²	Vevap Mm ³	Vinf Mm ³	II Mm ³	U+II	W80%
Sept	0,71	11,97	12,53	1,09	0,279	0,063	0,34	1,05	1,83
		13,09							
Oct	0,47		13,60	1,17	0,234	0,068	0,30	0,77	1,48
		14,10							
Nouv	0,45		14,48	1,24	0,167	0,072	0,24	0,69	1,21
		14,86							
Déc	0,29		14,89	1,269	0,119	0,074	0,19	0,48	0,56
		14,92							
JAN	0,3		14,92	1,272	0,112	0,075	0,19	0,49	0,72
		14,92							
FEV	0,41		14,92	1,272	0,100	0,075	0,17	0,58	1,08
		14,92							
MARS	0,88		14,92	1,272	0,172	0,075	0,25	1,13	1,33
		14,92							
AVRIL	1,05		14,82	1,264	0,209	0,074	0,28	1,33	0,84
		14,71							
MAI	1,17		14,56	1,245	0,275	0,073	0,35	1,52	0,87
		14,41							
JUIN	1,56		14,04	1,207	0,331	0,070	0,40	1,96	0,81
		13,66							
JUILLET	1,76		13,03	1,131	0,354	0,065	0,42	2,18	0,49
		12,39							
AOUT	0,95		12,18	1,066	0,330	0,061	0,39	1,34	0,53
		11,97							
Total	10	180,840	168,870	14,498	2,682	0,844	3,526	13,53	11,75

Conclusion :

On remarque que la consommation est supérieure que les apports ce qui signifie que la régularisation saisonnière est impossible de satisfaire les besoins, alors on va procéder à une régularisation inter-annuelle.

2.8.4.3 Régularisation intra-annuelle :

Il existe plusieurs méthode de calcul du volume utile, parmi ces méthode celle de KRISTEKLY MENKEL qui est pratique et simple.

L'évaluation de volume utile s'effectue par un calcul de deux composantes (saisonnière et interannuel) multiplié par l'apport moyen interannuel :

$$V_{\text{utile}} = V_s + V_{\text{int}} = (\beta_s + \beta_{\text{int}}) \cdot W_0 \dots \dots \dots (2.39)$$

$$\text{Composante saisonnière : } \beta_s = \alpha \cdot (T_{\text{étiage}} - W_{\text{étiage}}) \dots \dots \dots (2.40)$$

Dont : $T_{\text{étiage}} = \frac{\text{Nétiage}}{12}$; d'après le tableau 2.23 on a $T_{\text{étiage}} = \frac{7}{12} = 0,58$.

$$W_{\text{étiage}} = \frac{\sum_1^{\text{Nétiage}} W_i}{\sum_1^{12} W_i} = \frac{4,82}{11,75} = 0,41.$$

α : coefficient de régularisation = [0,8 – 0,9] on prend 0,8.

Donc $\beta_s = 0,136$.

Tableau 2.23 : Répartition des débits et apports mensuelles.

Mois	W(Mm3)	Q(m ³ /s)
Sep	1,83	0,71
Oct	1,48	0,53
Nov	1,21	0,47
Déc	0,56	0,21
Jan	0,72	0,27
Fév	1,08	0,40
Mar	1,33	0,50
Avr	0,84	0,32
Mai	0,87	0,33
Jun	0,81	0,31
Jul	0,49	0,18
Aou	0,53	0,20
Année	11,75	4,426
	Moyenne	0,37

$$\text{Composante intrannuel : } \beta_{\text{int}} = \max[\alpha - (F_{p\%} \cdot C_v^n + 1)] \cdot n \dots \dots \dots (2.41)$$

Les résultats de calcul sont donnés par le tableau I.3 dans l'annexe I et donne $\beta_{\text{int}} = 0,628$.

Alors $V_{\text{utile}} = (2,377 + 0,136) \cdot 11,75 = 29,53 \text{ Mm}^3 \Rightarrow \mathbf{V_{utile} = 29,53 \text{ Mm}^3}$.

La capacité du barrage au niveau normal de la retenue est: $V_{\text{NNR}} = V_m + V_{\text{uint}}$.

$$V_{\text{NNR}} = 11,97 + 29,53 = 41,5 \text{ Mm}^3.$$

$$\mathbf{V_{NNR} = 41,5 \text{ Mm}^3}.$$

Tableau 2.24 : Résumé de calcul de la régularisation des débits

Volume mort	11,75
Volume utile	29,53
Volume normale de la retenue	41,28
NVM	1019,63
NNR	1031,25

2.9 Laminage de crue:

On appelle laminage d'une crue la diminution du débit de point de son hydrogramme par des moyens naturels ou artificiels dont elle dépend simultanément de l'hydrogramme de crue, de la capacité de rétention de la retenue et de la capacité de l'ouvrage d'évacuation d'où elle nous permet d'évaluer les points suivantes :

- le débit maximum évacué.
- la surélévation maximale du plan d'eau due à l'évacuation de la crue.
- la tranche de stockage de la crue.

Il existe plusieurs méthodes et solutions permettant d'éclaircir ce problème, nous avons utilisé la méthode de KOTCHERINE et la méthode de HIDENBEL pour déterminer la charge déversante réelle et fictive ainsi que la hauteur (h) et le débit à évacuer et cela en variant à chaque fois la largeur (b) du déversoir.

2.9.1. Laminage des crues par la méthode de KOTCHERINE:

Dans notre cas, on a un hydrogramme de crue de forme triangulaire, le débit laminé est :

$$q_{\max P\%} = 0,85.Q_{P\%} \left(1 - \frac{V_f}{V_c} \right) \dots\dots\dots(2.42)$$

Le volume forcé est calculé par $V_f = (APHE + ANNR) \times \frac{H_{\max}}{2}$

APHE: Surface de niveau de plus hautes eaux.

ANNR : Surface de niveau normale de la retenue.

Le débit d'évacuation est calculé par la formule : $q = m.b.\sqrt{2.g}.h^{3/2}$

Avec m : Coefficient de débit dépend de la forme de déversoir =0.49.

b: Largeur du déversoir (en m).

h: Charge d'eau sur le déversoir qui dépend de la vitesse d'approche.

$$H_0 = H + \frac{\alpha.V_0}{2g} \dots\dots\dots(2.43)$$

Avec $V_0 = \frac{Q}{S}$ vitesse d'approche.

S=b.h section d'évacuation.

On fixant le NNR, on faisant varier le niveau PHE pour différents largeurs de déversoir ; on obtient différentes valeurs de H max et de Vf.

Les calculs par la méthode de Kotchérine sont apportés dans les tableaux du Annexe II.

La figure 2.12 montre le laminage en fonction de la largeur et la charge déversante.

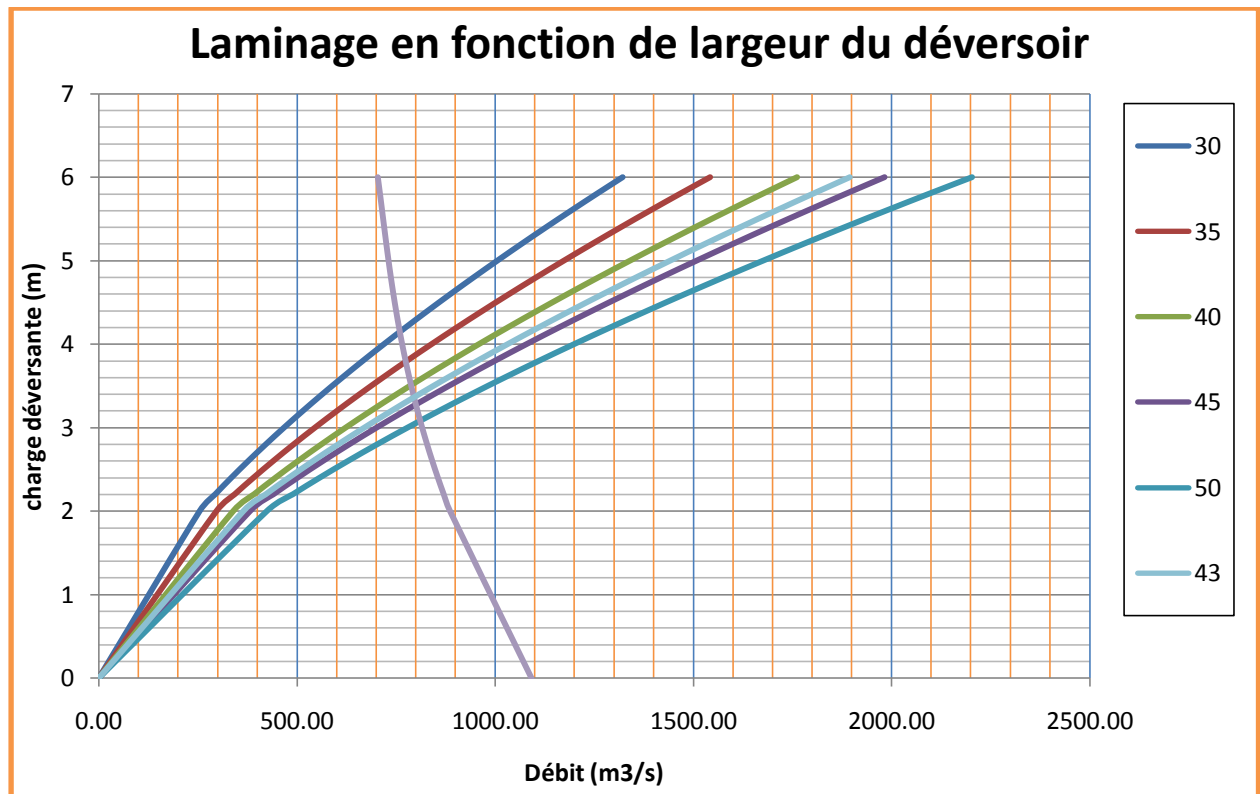


Fig 2.12 : Laminage de crue par la méthode de Kotchérine.

Le résumé de calcul est donné par le tableau ci-après :

Tableau 2.25 : Résumé de laminage par Kotchérine

Largeur (m)	30	35	40	43	45	50
hd (m)	4,18	3,8	3,56	3,4	3,26	3,09
Débit max (m³/s)	760	773,79	788,13	793,13	807,93	813,52

2.9.2 Laminage de crue par la méthode de HILDENBLAT :

Pour faire le laminage des crues, il faut disposer de:

- Hydrogrammes de crue fréquentiel : $Q_{p\%}=f(t)$
- Courbe des volumes d'eau dans la retenue $V=f(H)$
- Courbe des variations d'eau dans la retenue ou courbe des débits déversantes.

Nous allons suivre les procédures suivantes pendant le calcul de laminage :

- 1- Diviser l'hydrogramme de crues en pas de temps Δt .
- 2- Fixer le niveau d'emmagasinement au dessus duquel le barrage est considéré plein (**NNR**)
- 3- Déterminer les volumes entrant dans le réservoir pendant les intervalles de temps Δt .
On a : l'équation du bilan d'eau $Q\Delta t = q\Delta t - S \cdot \Delta H$.
Soit $Q \cdot \Delta t = q\Delta t - dv$ avec : $\Delta v = S \cdot \Delta H$
- 4- Déterminer les charges d'eau (lames d'eau) à partir de la courbe (Hauteur — capacité).
- 5- Déterminer $Q_{dév}$ pendant l'intervalle de temps Δt à l'aide de la formule :

$$Q_{dév} = m.b.\sqrt{2.g}.h^{3/2}.....(2.44)$$

Les résultats de calculs par la méthode de HIDENBEL sont apporté en Annexe II et se résume par les graphes représentatif suivant la largeur de déversoir :

a- Laminage pour une largeur de 30 m :

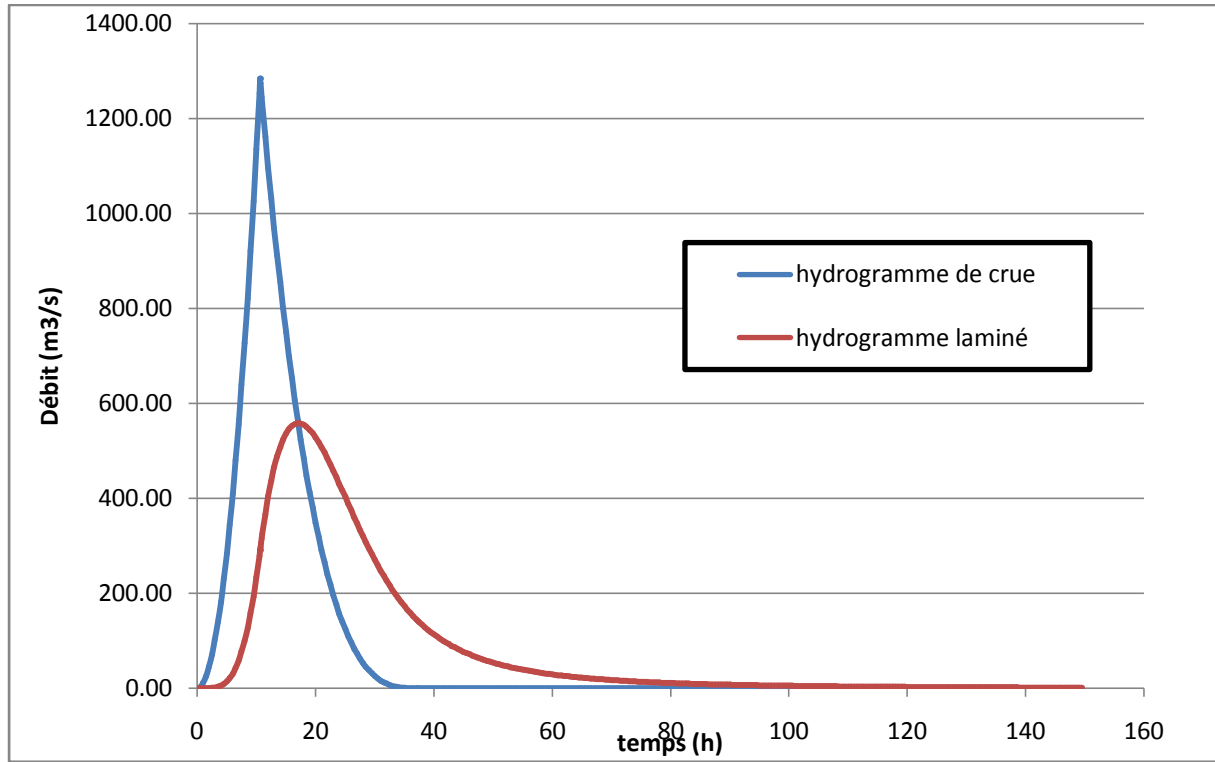


Fig 2.13 : laminage pour b= 30m.

b- Laminage pour une largeur de 40 m :

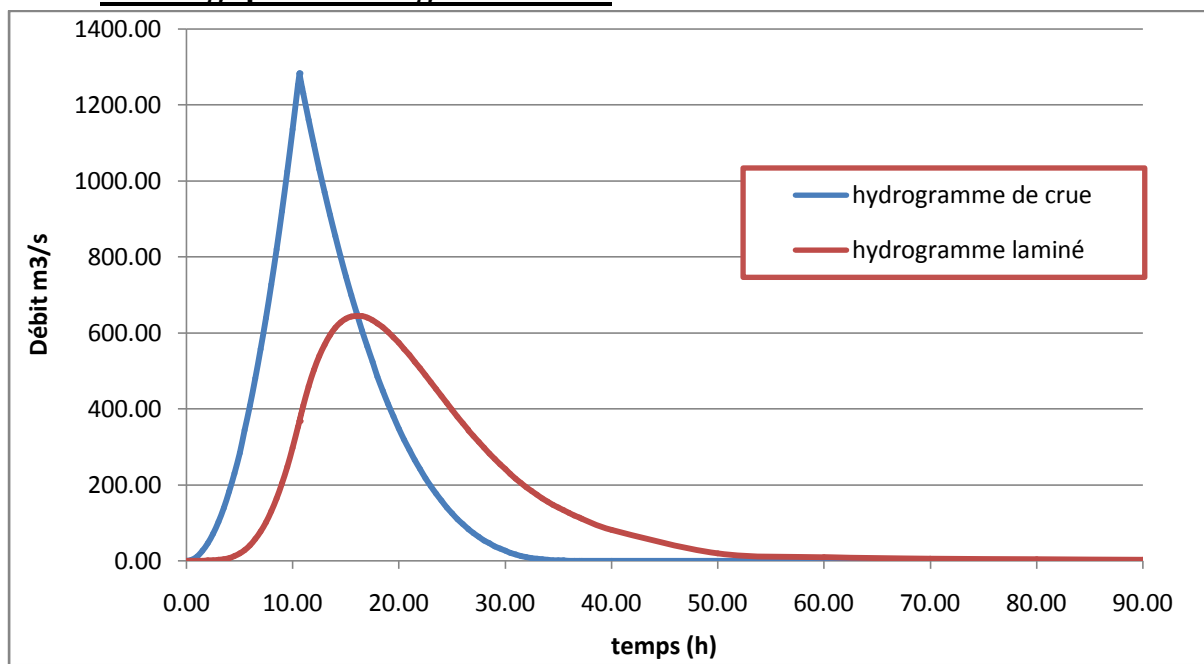


Fig 2.14 : laminage pour b=40 m.

c- Laminage pour une largeur de 43m :

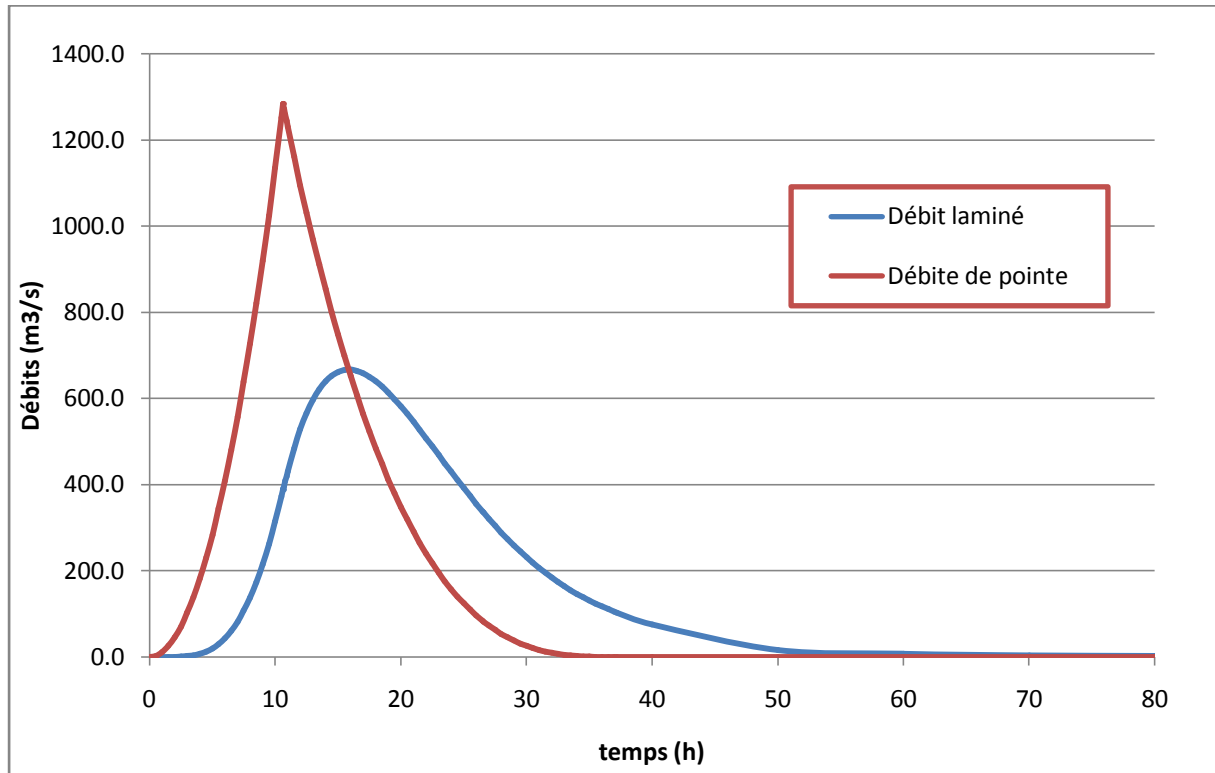


Fig 2.15: laminage pour $b = 43\text{m}$.

d- Laminage pour une largeur de 45 m :

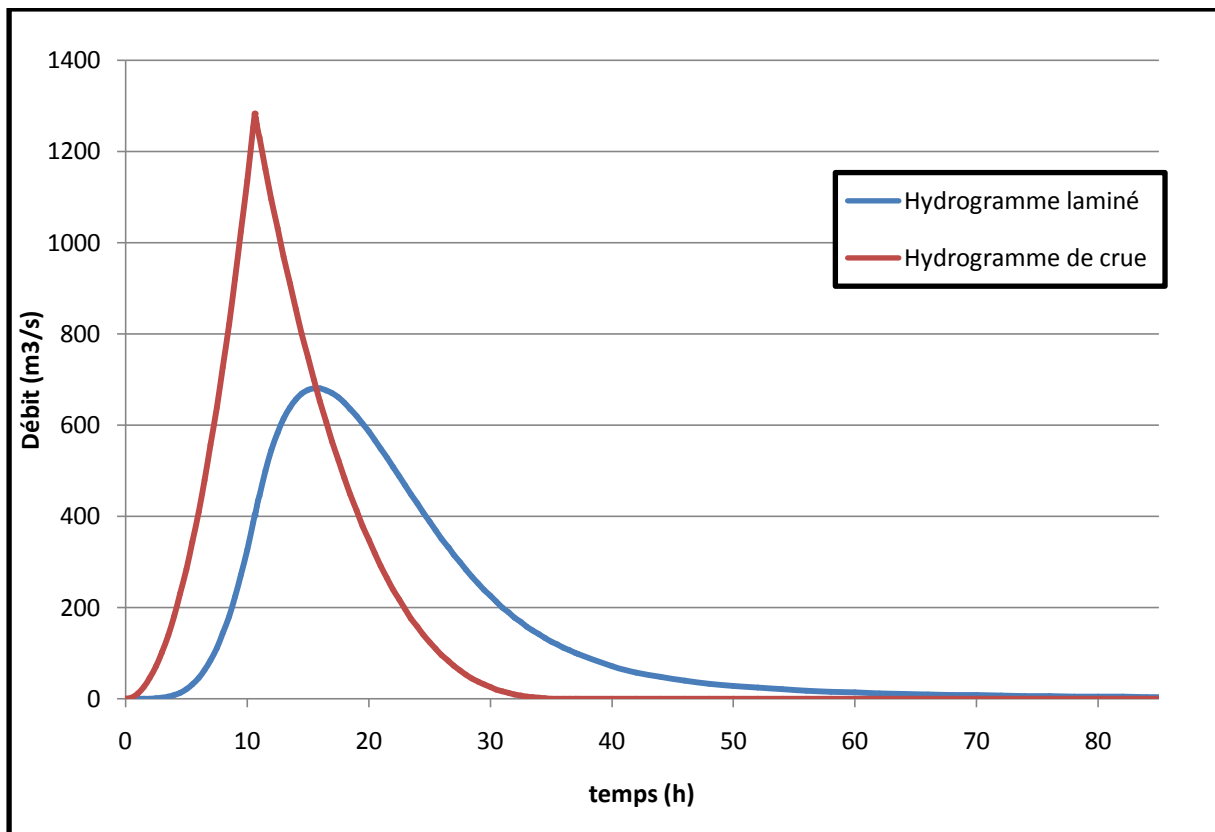


Fig 2.16 : laminage pour $b = 45\text{m}$.

Tableau 2.26 : Résumé des calculs de laminage par la méthode de Hildenblat :

Largeur (m)	30	35	40	43	45	50
hd (m)	4,19	3,98	3,81	3,71	3,65	3,51
Débit max (m3/s)	557,82	604,18	644,86	666,91	680,74	713,17

Commentaire :

On constate par la comparaison des deux méthodes une divergence des résultats notamment pour les débits, pour les raisons de sécurité on va opter pour les valeurs données par la méthode de KOTCHERINE, Celle-ci prend en compte de nombreuses paramètres qui donnent une fiabilité des calculs.

2.10 Dimensionnement du barrage

2.10.1 La revanche

C'est la tranche comprise entre la crête du barrage et la côte des plus hautes eaux, elle est en fonction de la hauteur des vagues H, de la vitesse du vent U (80 Km/h) et de la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue et du fetch (0,9Km).

La revanche minimale est donnée par la relation suivante : $R = 0,75 \cdot H + \frac{V^2}{2g}$(2.45)

Avec V : vitesse de propagation des vagues (Gaillard) $V = 1,5 + 2 \cdot H$(2.46)

H : hauteur des vagues (m).

Les calculs sont résumés par le tableau suivant :

Tableau 2.27 : calcul de la revanche.

Formule	Hauteur du vague	Vitesse de propagation	Revanche
Stevenson	$H = 0.75 + 0.34 F^{0.5} - 0.26 F^{0.25}$(2.47)	3,1	4,0
Molitor	$H = 0.75 + 0.032 (U \cdot F)^{0.5} - 0.27 F^{0.25}$(2.48)	3,0	3,8
Mallet-Pacquant.	$H = 0.5 + 0.33 (F)^{0.5}$(2.49)	3,1	3,9

Les résultats sont convergent, on prend la valeur moyenne R=3,9 m.

2.10.2 La largeur en crête :

La largeur du barrage doit permettre la circulation des engins pour la finition du barrage et les éventuels pour les eaux ultérieurs.

Elle dépend de plusieurs facteurs :

- les risques de tremblement de terre
- la longueur minimum du chemin d'infiltration qui assure un gradient hydraulique suffisamment faible à travers le barrage lorsque le réservoir est plein.
- La hauteur de barrage.

La largeur en crête est donnée par différentes méthodes apportés dans le tableau ci-après :

Tableau 2.28 : Détermination de la largeur en crête.

LARGEUR EN CRETE	FORMULE	A.N
Formule T.KNAPPEN	$b=1,65.H_b^{0.5} \dots\dots\dots(2.49)$	11
Formule E.F.PREECE	$b=1,1.H_b^{0.5}+1 \dots\dots\dots(2.50)$	8,3
Formule simplifiée	$b=3,6.H_b^{1/3}-3 \dots\dots\dots(2.51)$	9,8

On opte une valeur médiane de **b=9 m**.

2.10.3 La longueur de la crête :

Elle est mesuré directement sur la carte topographie de site de barrage, alors la longueur de la crête $L_{cr} = 246,93m$.

2.10.4 Caractéristiques du barrage :

Les principaux caractéristiques du barrage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 2.29 : caractéristiques du barrage.

Caractéristique	Unité	Valeurs
Volume mort	Mm ³	11,75
Volume utile	Mm ³	29,53
Volume NNR	Mm ³	41,28
Cote du fond	m NGA	994
Cote NVM	m NGA	1019,63
Cote NNR	m NGA	1031,25
Cote NCR	m NGA	1038,5
Hauteur du barrage	m	44,5
Longueur en crête	m	246,93
Largeur en crête	m	9
Largeur du déversoir	m	43
Charge maximale déversante	m	3,4

Chapitre III

*Etude de dérivation
provisoir et des batardeaux*

3.1. Introduction :

La construction du barrage prévoit une protection contre les crues éventuelles pendant la durée de chantier d'où la mise en place des batardeaux, dérivation provisoire tout en tenant compte des caractéristiques hydrauliques du cours d'eau permettant la construction à sec le barrage et sa sécurité à la submersion.

3.2. Conception :

La dérivation provisoire a été dimensionnée pour passer la crue avec 15 années de période de retour correspondant à un débit de pointe de $568.21 \text{ m}^3/\text{s}$, l'adoption de cette période de retour a tenu compte surtout des risques d'occurrence d'un débordement de la cuvette pendant la construction du barrage et la durée de l'ouvrage.

On a considéré trois phases de construction auquel correspond deux configurations de la dérivation (PLANCHE Détaille et coupes de dérivation provisoire et des batardeaux):

- une première phase où un batardeau longitudinal en gabions imperméabilisés par du bitumineux maintiendra à sec la moitié gauche de la vallée permettant l'exécution de la galerie en béton que servira de dérivation pendant la deuxième phase.
- Pendant la deuxième phase un batardeau amont et un batardeau aval, construits en remblais, permettront la construction du barrage à sec jusqu'à la cote 1008.0 m NGA .
- Finalement le batardeau amont est dispensé et la construction du barrage continue jusqu'à la cote finale. Pendant les deux dernières phases les débits affluants à la section du barrage seront dérivés vers la galerie.

La galerie qui permettra de dériver l'écoulement naturel du cours d'eau, sera en béton avec une section en U inversé (fer à cheval), construit dans le corps du barrage, après dans cette galerie seront installés les circuits hydrauliques de la prise d'eau et de la vidange de fond ; la galerie sera ainsi bouchonnée par du béton de remplissage. La section de la galerie est compatible avec l'installation de conduites mentionnées, vidange de fond et prise d'eau.

À l'extrémité aval de la galerie la transition sera faite par la plateforme en béton que servira comme base à la chambre de manœuvre à installer en phase postérieur.

3.3. Dimensionnement hydraulique :

Le dimensionnement hydraulique des ouvrages de dérivation provisoire a comme base :

- l'hydrogramme sur la section du barrage de la crue avec des une période de retour de 15 années ;
- la courbe des volumes stockés de la cuvette amont le barrage ;
- le contrôle de l'écoulement imposé à la section d'amont de la galerie ;
- l'écoulement dans la galerie se fait toujours en surface libre et en régime torrentiel.

On a modélisé l'écoulement sur la vallée avec le logiciel de calcul automatique << HEC-RAS>> développé par l'Hydrologic Engineering Center de l'U.S. Army Corps of Engineers, adéquat pour la modélisation hydrodynamique des écoulements à surface libre. Le HEC-RAS (River Analysis System) est un software unidimensionnel que permet l'établissement de la configuration de la surface libre en régime permanent graduellement varié.

Le tronçon de la vallée étudiée a été discrétisé en 16 sections transversales écartées de 25 m , 7 amont la section du barrage (section 135.0 m) jusqu'à 135 m de distance, et 9 aval la section du barrage jusqu'à 210 m de distance.

On a crée des nouvelles sections de calculs distancées de 5 m par interpolation linéaire entre les sections connues, le coefficient de Manning-Strickler "Ks " varie entre 20 et $25 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$. La pente moyenne du cours d'eau est de 1%.

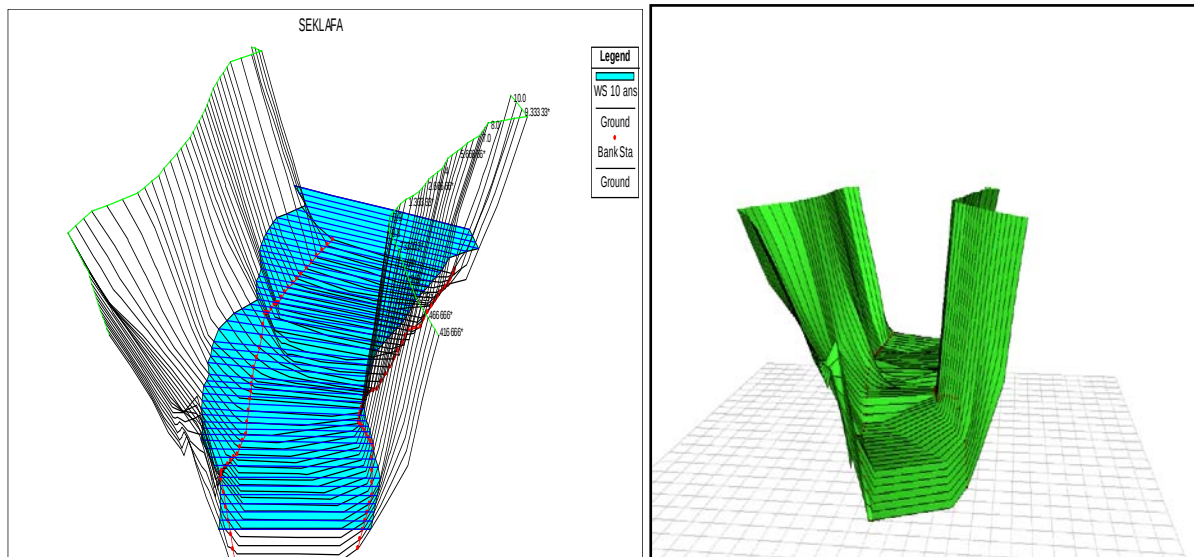


Fig 3.1 : Simulation de l'écoulement par logiciel HEC-RAS.

3.3.1 Batardeau longitudinal :

On a modélisé l'écoulement sur la vallée, en considérant un débit constant (régime permanent) sur la vallée égale au débit de pointe de l'hydrogramme de la crue des 15 années

(525.21 m³/s). Le modèle du terrain est similaire à celui utilisé dans l'étude des conditions hydrauliques dans le cours d'eau déjà présenté.

Les sections de la vallée où se situent les murs ont été modifiées pour tenir compte des obstruction de la vallée d'où la cote supérieure des murs a été définie en considérant le niveau des eaux occurring pendant la crue simulée et une revanche de sécurité de 0,5 m. Les Figures 3.2 et 3.3 montrent les résultats du modèle hydrodynamiques : niveaux des surfaces d'eau, vitesses de l'écoulement et nombre de Froude.

Les cotes des murs en gabions (situé environs 25 m amont et 50 m aval l'axe du barrage) sera variable entre 996 et 999 m, ce que fait un mur avec une hauteur variable entre 1.38 et 3.87 m. Les vitesses moyennes sur la section de l'écoulement pendant le passage de la crue sont de l'ordre de 5.52 m/s.

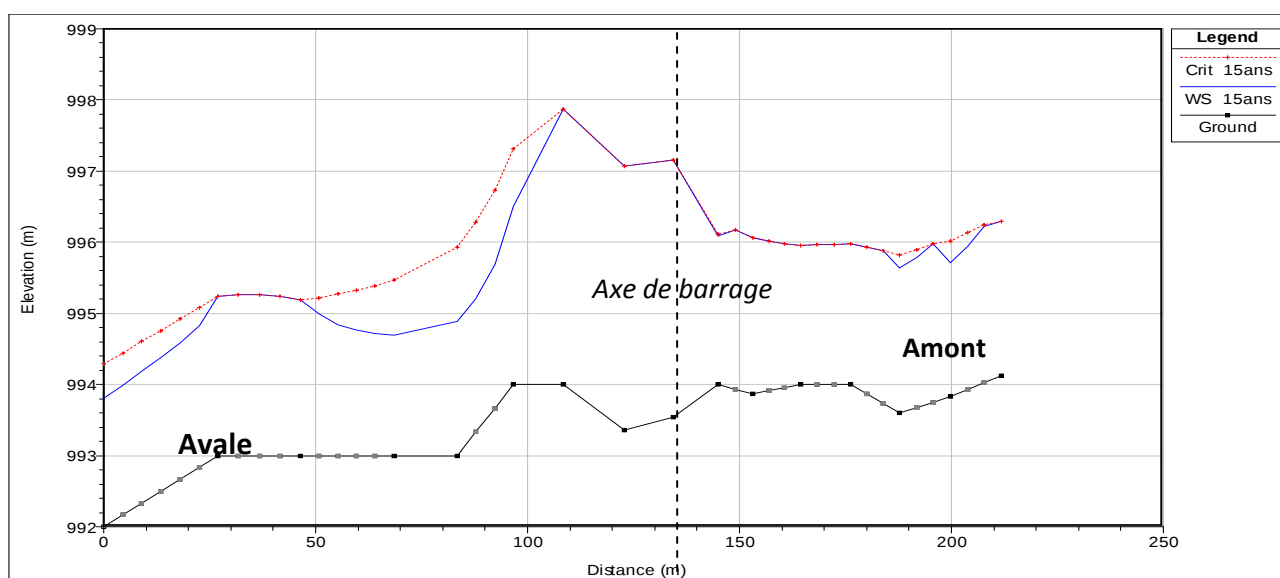


Fig 3.2 : Niveaux des surfaces d'eau avec batardeau longitudinale (HEC-RAS).

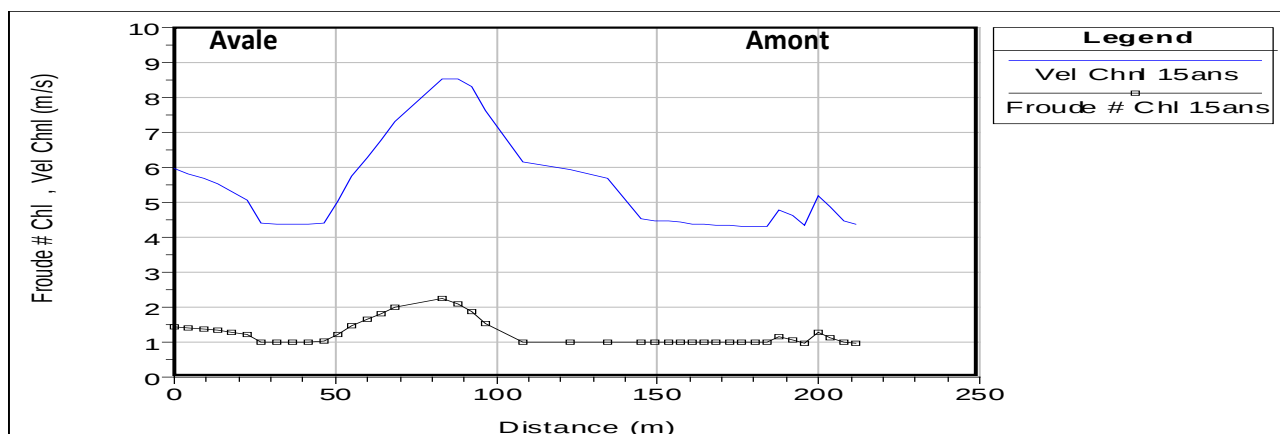


Fig 3.3: Variation de la vitesse d'écoulement, nombre de Froude (HEC-RAS).

L'écoulement est torrentiel aval l'axe du barrage jusqu'à la fin le contrainte causé par le batardeau (nombre de Froude supérieur à 1.0).

3.3.2 Laminage de crue de chantier et batardeau amont :

La pente longitudinale de la galerie, 0.25%, et ses dimensions garantissent toujours l'écoulement en surface libre torrentiel dans la galerie pour des débits variés jusqu'au débit de pointe de l'hydrogramme de la crue (T=15 année) ; dont le contrôle de l'écoulement reste toujours à l'entrée.

En choisissant une largeur de la galerie de 7.5 m et fixant le niveau du seuil amont à 995,6 m, on a vérifié, lors de la simulation, que le laminage de la crue était presque totale avec un débit sortant maximum du réservoir de 455.68 m³/s (86.76% du débit de pointe de l'hydrogramme de la crue des 15 années).

Les résultats de laminage de crue de chantier sont donnés par le tableau 3.1 dans l'annexe III, et la figure 3.4 donne l'hydrogramme de crue et l'hydrogramme laminée par la galerie.

Pour le débit de dimensionnement, on a estimé une hauteur en régime uniforme de 6.5 m dans la galerie en béton en utilisant la formule de Manning-Strickler avec un coefficient de Manning-Strickler de $K_s = 75 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$.

Sachant que l'écoulement se fait toujours en régime torrentiel et que le contrôle reste à l'entrée, dans la conduite la hauteur uniforme sera imposée amont et restera constante jusqu'à l'extrémité aval. La galerie aura une section en U inversé, avec une section rectangulaire de 7.5 m large et 6,5 m haut, et une hauteur du demi-cercle de 0,5 m ce que donne une revanche pour les niveaux d'eau déterminé (PLANCHE Détaille et coupes de la dérivation provisoire et des batardeaux). Ce demi-cercle supérieur facilitera l'aération de l'écoulement pendant la dérivation provisoire et l'extraction de l'air pendant l'introduction du béton de deuxième phase pour bouchonner la galerie.

Les figures 3.5 et 3.6 donnent la représentation de la ligne d'eau ; la vitesse de l'écoulement ainsi que le nombre de Froude.

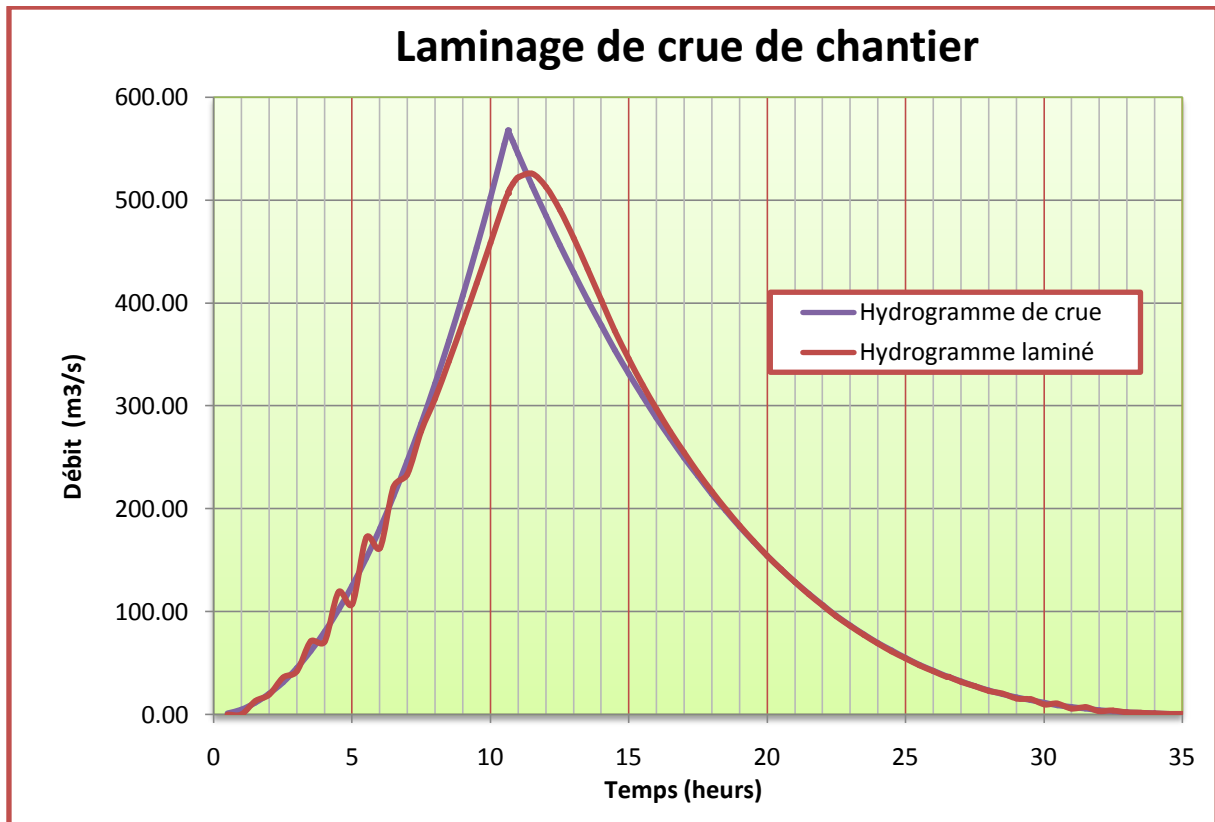
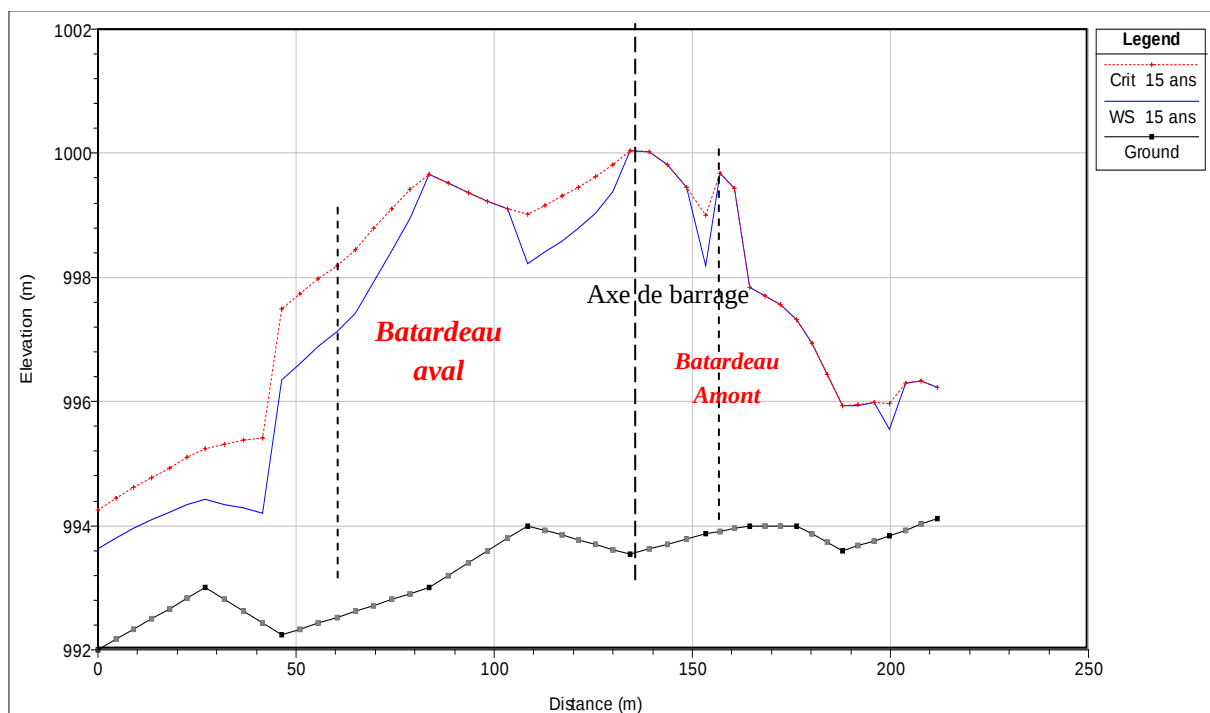
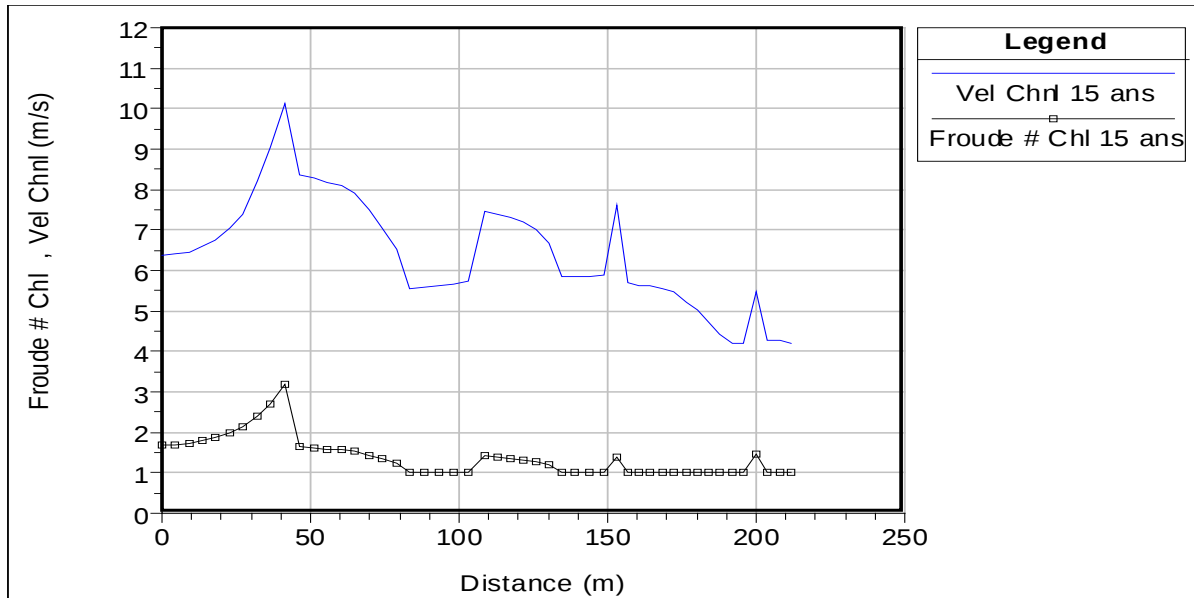


Fig 3.4 : Hydrographes de crue et laminée par la galerie de dérivation.



Figures 3.5 : la ligne d'eau, critique de l'écoulement (HEC-RAS).



Figures 3.6 : Répartition de la vitesse d'écoulement et le nombre de Froude (HEC-RAS).

3.3.3 Batardeau aval :

A la sortie de la galerie il y aura un seuil en béton suivi d'un mur-guide qui conduira l'écoulement vers la vallée naturelle. Le seuil en béton sera postérieurement partie de la fondation de la chambre de manœuvres installée en aval des circuits de vidange de fond et de prise d'eau.

On a déterminé les niveaux de l'écoulement correspondant au débit de dimensionnement de la dérivation provisoire en utilisant le logiciel HEC-RAS, décrit auparavant, considérant l'écoulement en régime permanent. On a adapté le modèle du terrain déjà présenté aux nouvelles conditions du terrain, existence du mur guide aval la sortie de la galerie.

La section amont le modèle correspond au rectangle 6,5 x 7,5 m² (section à la sortie de la galerie) où on impose une cote d'eau à la sortie de la galerie correspondante à la hauteur uniforme de l'écoulement. Les résultats de la simulation ont permis de définir les cotes du couronnement des mur-guide aval la galerie (variable entre 998 m et 1002,6 m), et la cote nécessaire pour le batardeau aval le barrage. Une revanche d'environ 0,5 m à été considérée.

La localisation du barrage et la position des murs-guides devra permettre de réaliser à sec les travaux du barrage et des ouvrages annexes, notamment du bassin de dissipation et transition avale. La part du mur-guide servira postérieurement comme paroi latérale à gauche du bassin de dissipation. Le batardeau aval aura une cote de 997,7. m (PLANCHE détaille et coupes de la dérivation provisoire et des batardeaux).

3.4. Détermination de la cote de barrage pour la crue chantier :

La cote de barrage pour la crue de chantier est donnée par la formule suivante :

$$Z_{barrage} = Z_0 + h + \frac{V_G^2}{2g} + \Delta H$$

Avec :

Z_0 : cote de fond = 994 m NGA.

h : hauteur de la ligne d'eau de la crue de chantier.

ΔH : perte de charge à l'entonnement.

V_G : vitesse de la section de contrôle (entrée de la galerie).

- Evaluation des pertes de charge :

Les pertes de charge sont linéaires et singulière dans le tronçon de passage de la crue à travers la galerie de dérivation qui est intégrée dans le corps du barrage, les pertes de charges singulières sont majorées par 15% de perte de charge linéaire donc $\Delta H = 1.15 \Delta H_{\text{Linéaire}}$.

Avec : $\Delta H_{\text{Linéaire}} = \frac{Lg.Q^2}{S^2 K^2 R_H^{4/3}}$

A.N $\Delta H_{\text{Linéaire}} = 0.48 \text{ m} \Rightarrow \Delta H = 0.55 \text{ m}$.

- Vitesse de la section de contrôle (entrée de la galerie) :

Cette vitesse est donnée par $V_G = \sqrt{\frac{g.S_G}{L_G}}$ A.N $V_G = 2.93 \text{ m/s}$

La cote du barrage alors devient $Z_{barrage} = 994 + 7 + 0.44 + 0.55 = 1001.98 \text{ m NGA}$.

On prend une cote de sécurité $Z_{barrage} = 1004 \text{ m NGA}$.

3.5. Caractéristiques des batardeaux :

3.5.1 Détermination de la cote de couronnement du batardeau :

La revanche se détermine par rapport à la vitesse du vent, de la longueur de fetch, de la hauteur de vague significative et de sa vitesse. Les résultats sont regroupés dans le tableau 3.2.

Tableau 3.2 : Détermination de la revanche.

Formule STEVENSEN	Hauteur du vague	Vitesse de propagation	Revanche
$H = 0.75 + 0.032 (U.F)^{0.5} - 0.27 F^{0.25}$	0.756	3,0	1,0

Donc la cote de couronnement du batardeau amont, aval est 1002.6 ; 998.7 m, et la cote du batardeau longitudinale (mur en gabion bitumineux) est variable entre 996.5 et 1000.5 suivant la ligne d'eau.

Commentaire : pour le batardeau amont on a prévu une revanche de sécurité de 2m pour assurer mieux la protection du barrage.

3.5.2 Détermination de la largeur de la crête :

La largeur en crête peut être évaluée dans le tableau 3.3.

Tableau 3.3 : Détermination de la largeur en crête des batardeaux.

batardeau	T.KNAPPEN	E.F.PREECE	simplifiée	Valeur adopté
Aval	5.72	4.81	5.24	5
Amont	6.06	5.04	5.57	6

3.5.3 Pente des talus :

Selon recommandation du comité français des grands barrages [4] La pente des talus doit assurer la stabilité statique de ces derniers On peut les prendre 2 amont, 2 aval.

3.5.4. Revêtements des talus [5]:

Pour le cas de petites digues, les revêtements les plus utilisés sont:

- Enrochement sur les couches de filtre.
- Couche de terre végétale

- L'épaisseur de l'enrochement doit être approuvée en tenant compte des possibilités de l'érosion de la surface du talus hors de l'enrochement sous l'influence des mouvements des vagues, le déplacement des grands blocs rocheux.

La formule recommandée pour le calcul du poids maximal des roches isolées est :

$$Q = \frac{0,35\gamma_m h^3}{\left(\frac{\gamma_m}{\gamma} - 1\right)^3 \sqrt{1 + m^3}} \dots\dots\dots(3.3)$$

A.N : Q=0.09 tonne

γ_m : poids volumique de la pierre varie entre 2.2 et 2.6 t/m³.

h : hauteur de la vague 0.756m.

γ : poids volumique de l'eau (1.0 t/m³).

m : talus à protéger (égale à 2).

- Le diamètre maximal exprimé en mètre du bloc à placer dans le talus porté à une sphère de diamètre équivalent « D_{sph} » est calculé par la formule suivante:

$$D_{sph} = 3 \sqrt{\frac{Q}{0,524 \gamma_m}} \dots\dots\dots(3.4)$$

A.N $\Rightarrow D_{sph}=0.286$.

- Le 50% des blocs doivent avoir une taille égale ou supérieure à $D_{50 \%} = K.D_{sph}$;

A.N : $D_{50\%}=0.143m$ on prend 0.25m.

Avec : $K= 0.5$; Coefficient en fonction de la catégorie de l'ouvrage.

- L'épaisseur du revêtement est déterminée selon la formule suivante: $e= (2-2,5). D_{50 \%}.....(3.5)$

A.N $e= 63 \text{ cm}$, on prend $e=65cm$.

3.5.5 Longueur du Drain :

La longueur du drain est donné par : $L_d = 0.25 L_b.....(3.6)$

L_d : longueur du drain tapais en m.

L_b : largeur transversale de batardeau= $b_{cr}+(m1+m2).h_b=5+(4).13,5=58.5m$.

Donc $L_d=14.63m$.

3.5.6. Étude d'infiltration à travers le batardeau :

KOZENY a montré que la ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontale, dont le foyer « o » est situé au pied du parement aval du batardeau l'équation de la parabole s'écrit:

$$y^2 - y_o^2 - 2xy_o = 0.....(3.7)$$

avec : $y_o = \sqrt{h^2 + d^2} - d$

d : largeur en base déterminée par : $d = 0,7 B-S$.

B : largeur de la base du batardeau.

S : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont.

La ligne phréatique coupe le talus aval en un point « C » à une distance « a » du foyer « o » et une distance « a + Δa » du point d'intersection « C1 » de la parabole de KOZNEY avec le talus aval.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau 3.4 : les coordonnées de l'équation de la ligne de saturation

	Batardeau amont	Batardeau aval
d	34.5	12.3
y_o	2.41	4.2

Equation	$y^2=4.4x+4.82$	$y^2= 17.65+8.4x$
----------	-----------------	-------------------

Le point d'intersection de la parabole avec la face aval « c » est déterminé par l'équation :

$$a + \Delta a = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha} \dots\dots\dots(3.8)$$

a : la distance « oc ».

Δa : la distance « C₁C ».

α : angle de face aval avec l'horizontale.

A partir de l'abaque de CASAGRANDE on détermine $\frac{\Delta a}{a + \Delta a}$

On a : $\alpha = 26,57^\circ$ d'où : $\frac{\Delta a}{a + \Delta a} = 0,36$ et : $a + \Delta a = 22,82m$.

Donc on aura : $\Delta a = 8.22 m$ et $a = 14,6m$

Connaissant « a » et « Δa », on peut tracer le profil de la ligne de saturation.

3.5.7 Calcul du débit d'infiltration :

le débit de fuite est donné par : $q_n = K.I.A \dots\dots\dots(3.9)$

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

I : gradient hydraulique.

K : Coefficient de perméabilité de l'argile $K = 6.10^{-8} m/j$

A : section d'infiltration par unité de longueur.

le gradient hydraulique est déterminé par : $I = \frac{dy}{dx}$ et : $A = y.I$

Donc : $q_n = Ky \frac{dy}{dx}$ Avec : $y \frac{dy}{dx} = y_0$

d'où : $q_n = Ky_0 m^3/s/ml$.

$K = 3.93.10^{-8} m/s$.

B.amont : $q_{n1} = 8,18.10^{-3} m^3/J/ml$.

B.aval: $q_{n2} = 14,26.10^{-3} m^3/J/ml$.

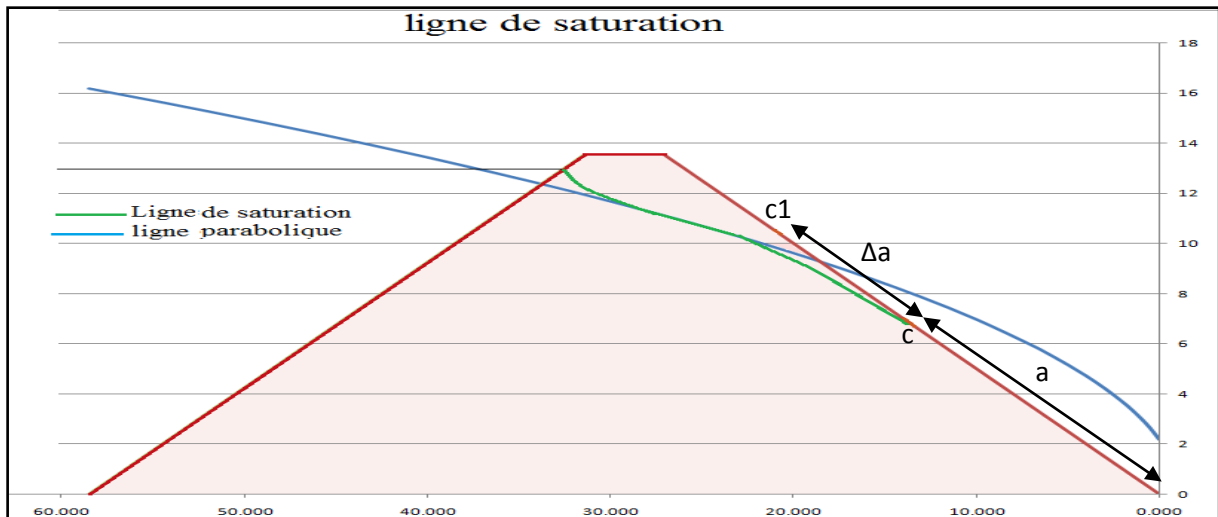


Fig 3.7 : Représentation de la ligne de saturation.

3.5.8. Epaisseur du tapis filtrant :

Cette épaisseur doit être suffisante pour rendre l'exécution possible sur le chantier :

$$e = \sqrt{\frac{q_l}{k}} \dots \dots \dots (3.10)$$

l : largeur unitaire du tapis filtrant.

K : Coefficient de perméabilité du drain $K = 3.93.10^{-8}$ m/s (CP2).

q : Débit de fuite à travers le corps du batardeau

Donc pour batardeau amont et aval l'épaisseur égale : 1.6m, 2m respectivement.

3.6. Descriptive de construction du batardeau en gabions

Les matériaux pour gabions devront provenir de roches stables, c'est-à-dire inaltérables à l'air, à l'eau et aux cycles thermiques. Les gabions seront constitués par des treillis métalliques bourrés d'enrochements concassés ou d'éléments roulés, ayant la forme de parallélépipèdes rectangles.

Les enrochements pour gabions ne devront passer en aucun sens à travers les mailles du treillis et, de plus, les pierres au contact des mailles devront avoir une dimension minimum au moins égale à 1,5 fois les dimensions des mailles.

Le treillis sera en fer galvanisé de 3 mm de diamètre; il comportera des mailles hexagonales à double torsion de dimensions:

- distance de deux côtés parallèles de la maille: $d=100$ mm;
- distance de deux sommets opposés de la maille: $D=150$ mm.

Le fil pour des coutures, tirants, contreventements, sera identique au fil du treillis. Le fil constitutif des gabions sera galvanisé et devra satisfaire aux essais de tractions, d'enroulements, de pliage et aux essais chimiques habituels.

Pour assurer l'étanchéité des murs en gabions on doit saturer et sceller les gabions en contact superficiel direct avec de l'eau avec un mastic de bitume hydraulique appliqué à chaud à raison de 400 à 640 kg/m³.

Chapitre IV

*Etude de prise d'eau
et de vidange de fond*

4.1 Introduction :

La prise d'eau comme étant élément intégrant dans un aménagement occupe une place de grande importance, elle dépend de sa conception et d'exploitation.

La fonction principale de l'ouvrage de prise d'eau est de contrôler la sortie du volume d'eau stockée du réservoir au moment voulu, en plus, il servira pour la dérivation des eaux pendant la période de construction du barrage.

Les ouvrages de prise d'eau et de vidange doivent être capables de véhiculer toute sorte de débits à la demande des utilisateurs, dans cet ouvrage, on peut avoir les applications suivantes:

- a) Pendant les grandes crues l'ouvrage de prise d'eau et la vidange de fond travaille avec l'évacuateur pour augmenter la capacité d'évacuation.
- b) Baisser le niveau du barrage sous le N.N.R (niveau normal de retenue) avant les premières crues.
- c) Vider le barrage pour le contrôle et la maintenance, rendre des réparations possibles du barrage ou une autre structure inondée.
- d) Assurer le débit écologique dans la rivière en aval du barrage.

4.2 Etude de prise d'eau [3]:

L'ouvrage de prise d'eau qui capte l'eau sous charge doit être conçu de manière à éviter la perturbation dans la conduite d'amenée à l'aval d'où les exigences hydraulique pour une telle prise:

- Ecoulement sans apparition de cavitation ;
- Pertes de charge minimales ;
- Absence de formation de zones de séparation qui pourraient conduire à des vibrations.

4.2.1 Type de prise d'eau :

On distingue pour les barrages poids des différents types de prises selon l'emplacement :

- Les prises situées aux rives :

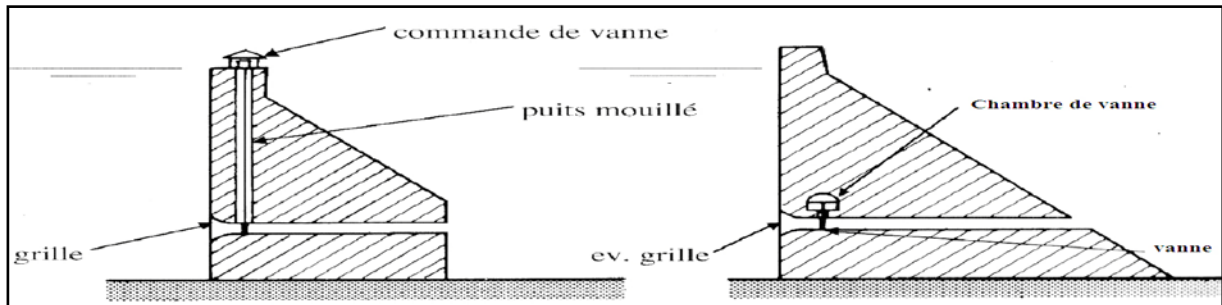
Solution avec puits mouillés pour des profondeurs modérées.

- Les prises indépendantes qui situées loin des rives :

Elles sont en général combinées avec une tour appelée tour de prise d'eau. La commande pour les vannes se trouve au sommet de la tour, la tour peut être supprimée si le pertuis d'entrée n'est pas équipé d'une vanne de service ou de garde, la prise peut alors être construite totalement noyée, mais elle devient inaccessible.

➤ Les prises combinées avec le barrage :

Cette prise peut facilement être combinée avec ce dernier, cette combinaison est surtout favorable avec des barrages épais tel que les barrages-poids ou les barrages à voute épaisse où la prise d'eau peut être placée directement dans le béton du barrage, les vannes sont commandées



soit depuis le sommet du barrage par un puits ou directement près de la vanne dans une chambre de vanne intégrée au barrage. La figure 4.1 montre des exemples d'emplacement pour une prise d'eau combinée avec un barrage en béton.

Fig 4.1 : prise combiné au barrage poids.

4.2.2 Choix de prise d'eau :

Selon les conditions liées à l'économie et le fonctionnement de l'ouvrage, la prise projeté est celle combiné au corps du barrage d'où la simplicité de réalisation et l'efficacité de fonctionnement et qu'elle représente le type le plus adapté aux barrages poids en béton.

4.2.3 Conception et caractéristiques de la prise d'eau :

La prise d'eau est réalisée par moyen d'une structure annexe liée au parement amont du barrage, situé à gauche de l'évacuateur de crues, avec des pertuis étagés à trois niveaux, 1019.50 m, 1024.00 m et 1028.50 m (PLANCHE détaille et coupes de la prise d'eau).

Les pertuis sont branchés à un vide intérieur dans le béton de section rectangulaire, avec une section progressivement plus petite vers la conduite de prise d'eau en acier située dans la galerie utilisée pour la dérivation provisoire.

Les orifices de prise sont équipés des comportes du type vanne-wagon glissantes attachés à des grilles carrés mobiles interchangeables, ce groupe vanne /grilles de protection sera manœuvré manuellement à travers des actuateurs installés sur la plate-forme supérieure située a la cote du couronnement.

La conduite de prise d'eau, aura eu amont une courbe verticale et suit ensuite dans la galerie destinée en première phase à la dérivation provisoire, Son axe suivra parallèlement au même niveau de l'axe de la conduite de vidange de fond jusqu'à la chambre de manœuvre située aval.

La conduite sera installée sur des appuis métalliques provisoires que resteront perdus à l'intérieur du béton de deuxième phase que bouchonne la galerie.

La conduite aura un *by-pass* que permettra l'utiliser comme solution alternatif de vidange de fond du réservoir, ça donnera une redondance au système et assurera les fonctions de vidage à longue terme au cas où l'entrée de la vidange de fond soit inutilisée par des sédiments déposés amont.

Sur la dérivation pour le *by-pass* on aura un trou d'hommes qui permettra la visite à l'intérieur de la conduite, ce by-pass, aura une vanne installée.

4.2.4 Dimensionnement hydraulique :

4.2.4.1 Estimation des débits maximums pour l'AEP et l'irrigation :

Les débits de consommation nécessaires à l'alimentation en eau potable et les débits à transiter pour l'irrigation sont regroupés dans le tableau 4.1.

4.2.4.2 Calcul du débit maximum :

La détermination de la dimension de la conduite de prise se fera suivant le débit maximum.

Volume utile maximum Q_{max} est de 10 Mm^3 .

Le débit maximum sera égal : $Q_{max} = \frac{V_{max}}{T}$

Ou V_{max} : volume maximum ; T : Temps de prise, T=12 heures/jour.

A.N : $Q_{max} = 0.634 \text{ m}^3/\text{s}$

Tableau 4.1 : Les débits nécessaires pour l'AEP et l'irrigation :

MOIS	Volume Mm3	Débit m3/s
Septembre	0.710	0.274
Octobre	0.470	0.175
Novembre	0.450	0.174
Décembre	0.290	0.108
Janvier	0.300	0.112
Février	0.410	0.158
Mars	0.880	0.329
Avril	1.050	0.405
Mai	1.170	0.437
Juin	1.560	0.602
Juillet	1.760	0.657
Aout	0.950	0.367
TOTALE	10.000	0.317

4.2.4.3 Evaluation des pertes de charge [6]:

la somme des pertes de charge est donnée par l'expression suivante :

$$\Sigma \Delta h = h_g + h_e + h_l + h_d + h_r + h_v + h_{el} + h_s$$

$$\text{qui donne: } \Sigma \Delta h = (\xi_g + \xi_e + \xi_l + \xi_d + \xi_r + \xi_v + \xi_{el} + \xi_s) \cdot \frac{v^2}{2g}$$

h_g : perte de charge dans les grilles.

h_e : perte de charge à l'entrée.

h_l : perte de charge linéaire.

h_{cd} : perte de charge dans les coudes.

hr : perte de charge par rétrécissement.
 hv : perte de charge dans les vannes.
 hel : perte de charge par élargissement.
 hs : perte de charge à la sortie.

a. Perte de charges dans les grilles (hg):

$$hg = \xi_g \cdot V_g^2 / 2g \quad \text{avec : } \xi_g = \beta \cdot (e / b)^{4/3} \cdot \sin \alpha_1$$

$$V_g = V_r / (1 + e / b)$$

ξ_g : Coefficient des pertes de charge dans la grille.

V_g : Vitesse du flux en face de la grille (m/s).

V_r : Vitesse du flux à travers la grille (on recommande 1 m/s)

e : Épaisseur des barres (m)= 0.05, b : Distance entre les barres= 0.15

β : Coefficient qui prend en considération la forme des barres = 2.42.

α : Angle que forme la grille avec l'horizontale (90°)

$$\mathbf{A.N : hg = 0.05}$$

b. Perte de charge à l'entrée (he) :

La perte de charge he est calculée comme suit :

$$h_e = \xi_e \cdot V_e^2 / 2g ; V_e = Q / S_e \quad \text{Où:}$$

$S_e = 1.5 \times 1 \text{ m}^2$: Surface à l'entrée .

ξ_e = Coefficient des pertes de charge en fonction de la forme = 0.7 pour des bordes rectangulaires,

$$\mathbf{A.N : h_e = 0.006}$$

c. Perte de charge linéaire (hl) :

Les pertes de charges linéaires sont le résultat du frottement de l'eau avec la conduite. Pour le calcul, on a l'expression suivante (formule de Darcy Weisbach) :

$$hl = \frac{\lambda \cdot L}{D} \cdot \frac{v_e^2}{2g} \quad \text{d'où :}$$

L : longueur de la conduite (m).

D : diamètre de la conduite (m).

V : vitesse de l'eau dans la section.

λ : coefficient de perte de charge linéaire (COLBROOK) :

$$\lambda = \left(-2 \log \left(\frac{\xi}{3.72D} + \frac{2.51}{Re \cdot \sqrt{\lambda}} \right) \right)^{-2}$$

Re : nombre de Reynolds = $V \cdot D / 10^{-6}$.

ξ : rugosité moyenne de la conduite.

d. Perte de charge dans les coudes (hd) :

Elle est en fonction du diamètre de la conduite, du rayon de courbure et déterminés par

l'expression suivante: $h_d = \xi_{cd} \cdot \frac{v^2}{2g}$

Pour un angle de coude de 90° le coefficient est de 0,1.

Donc $h_d = 0,0051.V^2$

e. Pertes de charge dans les vannes (h_v):

Les pertes de charge dans les vannes de contrôle sont considérées par rapport aux résistances locales qu'offrent les obstacles (diaphragme) où le flux perd une partie de son énergie.

Elles sont déterminées selon l'expression suivante:

$$h_v = \xi_v \cdot \frac{V^2}{2g}$$

ξ_v : Coefficient de pertes de charge dans la vanne type wagon =0.5

Donc : $h_v = 0.025.V^2$

f. Pertes de charge à la sortie (h_s):

Les pertes de charge sont considérées en tenant compte de la compression du jet à la sortie :

$$h_s = \xi_s \cdot \frac{V^2}{2g}$$

ξ_s : Coefficient de pertes de charges égal à 1 donc le perte à la sortie devient :

$$h_s = 0,051.V^2$$

L'expression des pertes de charge devient :

$$\Sigma \Delta h = 0.056 + \left(0.081 + 4.16 \frac{\lambda}{D} \right) V^2$$

4.2.4.4 Calcule de la section de la conduite de prise :

La prise d'eau est conçu de trois niveau de prise qui lors d'une crue exceptionnel, doivent répondre aux exigences hydrauliques dont l'évacuation des débits entrant dans les puits de prise soit en évitant le risque de submersion donc la conduite de prise d'eau doit dimensionner pour la somme des débits de chaque puits.

On a: $Q_{total} = Q1 + Q2 + Q3 = 3Q_{max} = 1.903 m^3/s$

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

μ : coefficient de débit $\mu=0,5$

H : charge correspondante à la prise d'eau la plus basse et l'aval.

$$\underline{\text{A.N}} : S = 0.384 m^2 \Rightarrow D = 700 mm.$$

Il faut ajuster ce diamètre tenant compte la correction de coefficient de débit du aux pertes de charge, Le tableau 4.2 donne l'ajustement de la conduite de prise d'eau.

Tableau 4.2 : Ajustement du diamètre de la conduite de prise d'eau.

Vitesse i-1	D	S (m ²)	λ	PERT DE CHARGE	μ	Vitesse
4.9523	0.699	0.384	0.0131	3.9463	0.4496	4.453
4.4534	0.738	0.427	0.0129	3.1073	0.4934	4.887
4.8871	0.704	0.389	0.0130	3.8301	0.455	4.507

4.5067	0.733	0.422	0.0129	3.1913	0.4885	4.838
4.8379	0.708	0.393	0.0130	3.7435	0.4591	4.548
4.5476	0.730	0.418	0.0129	3.2568	0.4847	4.801
4.8006	0.710	0.396	0.0130	3.6787	0.4623	4.579
4.5790	0.727	0.416	0.0130	3.3075	0.4818	4.772
4.7723	0.712	0.399	0.0130	3.6299	0.4647	4.603
4.6031	0.725	0.413	0.0130	3.3467	0.4796	4.751
4.7507	0.714	0.400	0.0130	3.5930	0.4666	4.622
4.6215	0.724	0.412	0.0130	3.3769	0.478	4.734

Pour $D = 724 \text{ mm}$; on a : $Q = V.S = 1.95 \text{ m}^3/\text{s}$; après cette vérification on cherche le diamètre normaliser : $D = 800 \text{ mm}$ la vitesse devient $v = 4.78 \text{ m/s}$.

4.3 Organes de vidange :

Le but de ces ouvrages est de restituer à l'aval, dans les conditions d'une crue déca-millénaire, un débit maximum fixé ($45.4 \text{ m}^3/\text{s}$) tout en permettant à l'issue d'une crue de disposer à nouveau de la capacité de laminage. A la différence de l'évacuateur de crues, qui n'est sollicité que pour des événements de fréquence plus rare, cet ouvrage est appelé à fonctionner beaucoup plus souvent, à l'occurrence des crues importantes et pouvant aussi contribuer pour le passage des sédiments fins, accumulés entretemps amont du barrage, vers l'aval et des éventuels vidages pour l'entretien etc.

Après la construction du corps du barrage, on utilisera la galerie de dérivation provisoire pour loger la conduite de la vidange de fond. Dans la galerie, la conduite sera installée à 0.50 m de distance du seuil (1004.00 m) sur des appuis métalliques (fers ronds) provisoires que resteront perdus à l'intérieur du béton de deuxième phase qui bouchonne la galerie.

4.3.1 Description générale des organes de vidange [8] :

4.3.1.1 Ouvrage d'entrée et grille :

La structure d'entrée peut prendre plusieurs formes dépendant de la variation des charges dans la cuvette, de la fréquence de la vidange rapide dans la cuvette et des caractéristiques des déchets qui déterminent la fréquence avec laquelle, on doit nettoyer les grilles

Les grilles seront placées en position frontale en amont des dalles, les grilles se vissent aux plaques en acier verticales bétonnées dans le corps de l'ouvrage d'entrée.

L'entrée du circuit de vidange de fond, à la cote 1004.00 m , a une section rectangulaire avec des dimensions $3.30 \times 3.70 \text{ m}^2$, ayant amont une grille fixe de protection constituée par des tuyaux verticaux en acier de 50 mm de diamètre avec une distance de 150 mm entre eux. Ces tuyaux, avec une longueur de 3.0 m , auront un contreventement horizontal pour garantir la stabilité contres des vibrations.

4.3.1.2 Les vannes :

Après la grille de protection, on aura *un convergent* avec des formes hydrodynamiques vers une section rectangulaire avec des dimensions $1,3 \times 2,5 \text{ m}^2$ où on installe le batardeau du circuit de vidange d'où la comporte du type *vanne wagon* glissant sera manœuvrée manuellement à travers un actuateur installé sur la plate-forme supérieure située à la cote du couronnement, sert

de batardeau et permet de mettre à sec le système. Immédiatement aval la vanne sera installé une conduite verticale de *ventilation*, de diamètre 300 mm (une cavité verticale de section circulaire dans le béton).

4.3.1.3 La conduite et les courbes :

La conduite de vidange de forme circulaire est suivie par une transition hydrodynamique entre la section rectangulaire et en acier au diamètre 2500 mm. Après deux courbes verticales à 45°, la conduite suivra avec une pente de 1% dans la galerie destinée à la dérivation provisoire pendant la construction du barrage, parallèlement à la conduite de prise d'eau. A l'aval, on aura une double courbe, horizontale (30°) et verticale (10°), une transition vers un diamètre de 2200 mm et finalement, une valve conique de diamètre 2200 m dont l'axe est à la cote 995,36 m (PLANCHE Détails et coupe de prise d'eau et de vidange de fond).

4.3.1.4 Le by-pass :

En aval, on aura un *by-pass* que permettra utiliser le circuit de prise d'eau comme solution alternatif de vidange de fond du réservoir. Cela donnera une redondance au système et assurera les fonctions de vidage à long terme au cas où l'entrée de la vidange de fond soit inutilisée par des sédiments déposés amont. Près du *by-pass* on aura un trou d'hommes avec un diamètre de 600 mm permettra la visite à l'intérieur de la conduite.

4.3.1.5 La vanne jet creux :

Le contrôle de l'écoulement est fait par aval à travers une valve du type conique à diamètre 2200 mm, commandée par un actuateur électrique où manuellement a partir de l'intérieur de la chambre des valves située près de la section finale de la conduite. La direction du jet sortant de la valve permettra la dissipation de l'énergie de l'écoulement sur la pente rocheuse excavé aval le bassin de dissipation d'énergie de l'évacuateur de crues.

4.3.2 Calculs hydrauliques :

4.3.2.1 Pertes de charge :

Pour la simulation du vidage du réservoir on considère la perte de charge totale égale à la somme des pertes de charge de parcours, à la grille de protection, à l'entrée, aux courbes, aux transitions, et finalement à la valve conique, la rugosité absolue considérée est $k=0.05$ mm.

Les coefficients de pertes de charge singulières ont été calculées d'après des méthodologies proposées par Lencastre [9]. Les coefficients de perte de charge sont résumés dans le tableau 4.3.

Tableau 4. 3 : Pertes de charge singulière dans le parcours de vidange de fond

Organe	K (mm)	observations
grilles de protection	1.216	Section utile de 75%
entrée	0.235	Coefficient de débit à l'entrée de $C = 0.9$
courbes	1.2	deux courbes verticales et une courbe horizontale/verticale
contraction	0.1	section amont
expansion	0.25	section aval
valve conique	0.67	valve ouverte
total	3.671	

4.3.2.2 Calcule du temps de vidange :

On a calculé le débit dans le circuit de vidange de fond pour une gamme de cotes dans le réservoir entre 1004.00 m (l'entrée du circuit de vidange de fond) et 1037.25 m.

La simulation du vidage du réservoir a été faite en utilisant un modèle dynamique de bilan des surfaces retenues, basées sur l'équation de conservation de la continuité ou de la conservation de la masse. Le rapport du niveau d'eau dans le réservoir avec la surface retenue est donné par la courbe cote surface de la retenue présentée précédemment (Chapitre II).

On peut élaborer la formule de variation de surface en fonction de la hauteur d'eau dans la retenue ce qui donne :

$$S(h) = 52587,9654.h + 5,51E+02.h^2 + 146,382.h^3 - 1,331.h^4 \dots\dots\dots(4.10)$$

Le coefficient de corrélation est de 0,928.

$$Q = V \cdot S(h); V = \frac{dh}{dt} \dots\dots\dots(4.11)$$

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

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

$$\text{Si } \mu = \text{constant} \Rightarrow T = -\frac{1}{\mu S \sqrt{2g}} \int_{h_t}^{h_0} \frac{s(h)}{\sqrt{H}} dh \Rightarrow T = \frac{1}{\mu S \sqrt{2g}} \int_{h_0}^{h_t} \frac{s(h)}{\sqrt{H}} dh$$

D'où le temps de vidange devient :

$$T = \frac{1}{\mu S \sqrt{2g}} [35058,644.h^{1.5} + 2,20E+02.h^{2.5} + 41,824.h^{3.5} - 0,296.h^{4.5}]_{h_i}^{h_i+1} \dots\dots\dots(4.12)$$

Dans les suivantes figures (4.2; 4.3; 4.4) on présente les résultats de la simulation du vidage du réservoir : variation temporelle de la cote et du volume dans le réservoir, du débit sortant et de la vitesse moyenne de l'écoulement dans la conduite. Les résultats numériques sont donnés par le tableau 4.4 dans ANNEXE IV.

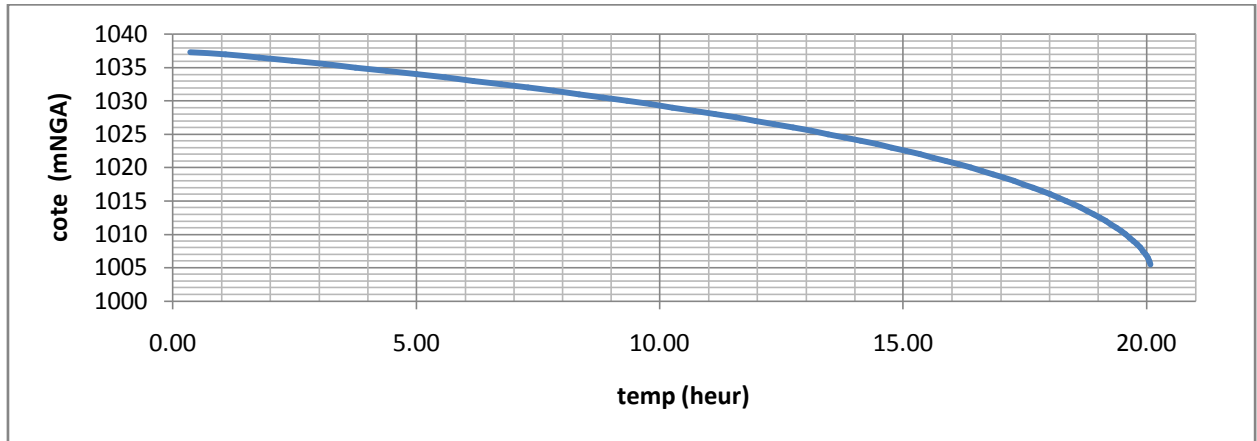


Fig 4.2: Variation de la cote de plan d'eau en fonction de temps de vidange.

Fig 4.3 : Variation du volume d'eau dans la cuvette en fonction de temps de vidange.

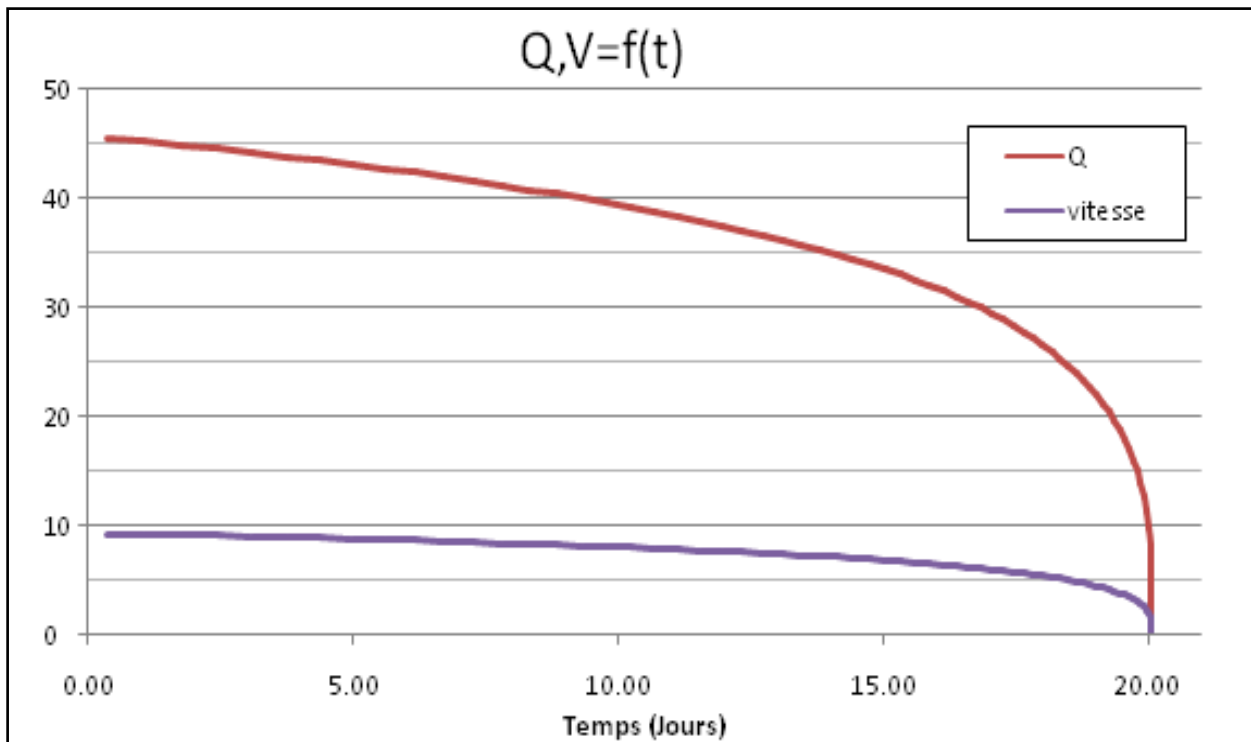


Fig 4.4 : Variation du débit, vitesse de vidange en fonction de temps de vidage.

Le débit maximum, correspondant à l'instant initial, sera de 45,40 m³/s correspondant à une vitesse maximale de l'écoulement dans la conduite de 9,26 m/s. La vitesse moyenne d'abaissement de niveau d'eau dans le barrage est de 1.61 m/jour, celle-ci est calculée à partir de la formule suivante :

$$V = \frac{H}{T_v} \dots \dots \dots (4.13)$$

Avec H : hauteur d'eau entre NNR et NVM et T_v : temps de vidange de barrage.

Le vidage du réservoir jusqu'à la cote d'entrée du circuit de vidange de fond, en considérant une cote initiale d'eau dans le réservoir de 1037,25 m, prendra environ 20 jours.

4.3.2.3 Maitrise de l'écoulement sous la vanne :

La maîtrise de l'écoulement sous la vanne consiste à déterminer les hauteurs conjuguées

(h_1) et (h_2) et la longueur de ressaut hydraulique.

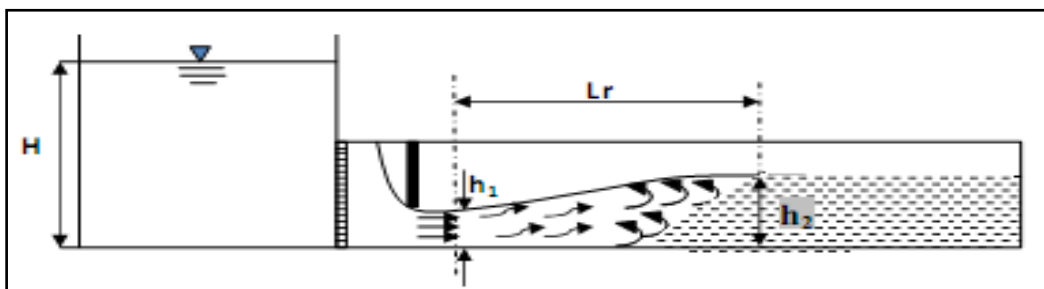


Fig 4.5 : Schéma explicatif d'un écoulement sous vanne.

Alors on va calculer la vitesse à la sortie de la vanne : $V = \frac{Q}{h \cdot b_{co}} \dots \dots \dots (4.14)$

Avec b : la largeur de puits ou de la vanne (1m)

V : la vitesse a la sortie de la vanne Q : débit de la vanne ($Q = \mu \cdot S \cdot (2gH)^{0.5}$)

h_{co} : c'est la profondeur comprimée ou la premier hauteur conjugué (h_1)

La profondeur comprimée (h_c) peut être déterminée par la méthode itérative de la manière suivante : [6]

$$h_{co} \approx \frac{q}{\phi(2g(P+H_0-h_{co}))^{1/2}}$$

Sachant que :

q : débit spécifique

$\phi = 0.85$ à 0.95 , coefficient de vitesse

P : hauteur de pelle ($p=0$)

H_0 : charge hydraulique à la sortie de la vanne en tenant compte la charge de la vitesse

$$H_0 = h + \frac{\alpha V^2}{2g}$$

V : vitesse du flux dans la vanne

h : ouverture de la vanne

g : accélération de la gravité

➤ La deuxième hauteur conjugué :

$$h_2 = \frac{h_1}{2} \cdot (\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1)$$

➤ Nombre de Froude :

$$F = \frac{V}{\sqrt{gh_{co}}}$$

➤ La longueur de ressaut :

$$L_r \approx 6 \cdot (h_2 - h_1)$$

➤ L'énergie dissipée :

$$\Delta H = \frac{(h'' - h)^3}{4h'' \cdot h'}$$

Tableau 4.4: Calculs hydrauliques au niveau de la vanne.

ouverture de la vanne	Débit	vitesse	h'	Fr	h''	L_r	Energie dissipée
m	m ³ /s	m/s	m	-	m	m	m
0.2	4.0744	9.26	0.201	6.599	1.776	9.449	2.740
0.4	8.1488	9.26	0.401	4.666	2.456	12.328	2.199
0.6	12.2232	9.26	0.602	3.810	2.957	14.131	1.834
0.8	16.2976	9.26	0.803	3.299	3.366	15.381	1.558
1	20.372	9.26	1.004	2.951	3.717	16.279	1.339
1.2	24.4464	9.26	1.204	2.694	4.026	16.928	1.158
1.4	28.5208	9.26	1.405	2.494	4.303	17.388	1.006
1.6	32.5952	9.26	1.606	2.333	4.556	17.701	0.877
1.8	36.6696	9.26	1.807	2.200	4.789	17.892	0.766
2	40.744	9.26	2.007	2.087	5.005	17.983	0.670

On remarque que l'écoulement va occuper toute la section ; ce qui signifie un écoulement en charge, alors pour imposer l'écoulement à surface libre il faut prévoir une conduite de ventilation assurant un écoulement en charge le long de la conduite.

4.3.2.4 Dissipation de l'énergie :

On a établi la direction finale du jet, avec une inclinaison négative, de façon à avoir la position d'impact sur la surface rocheuse du bassin excavé sur le terrain naturel aval le bassin de dissipation d'énergie de l'évacuateur de crues. On a estimée une distance d'impact du jet égale à environ 22 m, calculée dans la direction du jet.

4.3.2.5 Dérivation du débit réservé écologique

Une dérivation de la conduite de vidange de fond a été prévue pour un éventuel établissement d'un débit réservé écologique dans l'avenir. On a prévu une conduite en acier de diamètre 100 mm pour ces besoins (PLAN Détail de prise d'eau et de vidange de fond) ce qui donne un débit maximum de environ 100 l/s pour une cote dans la cuvette de 1031.25 (NRN).le contrôle du débit réservé devra être fait automatiquement dépendant de la cote dans la cuvette.

Chapitre V

*Etude des équipements
hydromécaniques*

5.1 Introduction :

Dans le présent chapitre on va définir les différents équipements hydromécaniques caractérisant les ouvrages de prise d'eau, de vidange de fond et de la chambre des vannes vis-à-vis de leurs fonctionnements hydrauliques.

5.2. Circuit de prise d'eau.

Trois prises d'eau situées à différents niveaux sont prévues sur le parement du barrage de façon à prélever les eaux sur les tranches haute, intermédiaire et basse de la retenue.

Les prises sont calées aux niveaux 1028,50 NGA (prise haute), 1024,00 NGA (prise intermédiaire) et 1019,50 NGA (prise basse).

L'équipement hydromécanique prévu pour ce système de prise d'eau est composé par :

- Trois batardeaux avec grilles accouplées à installer à l'entrée des pertuis dans le barrage;
- Une conduite forcée à installer dans le corps du barrage qui termine dans la chambre de vannes;
- Un débitmètre ;
- Une vanne papillon dans le by-pass avec la vidange de fond.

5.2.1. Vanne batardeaux/grilles des prises d'eau :

a) Caractéristiques dimensionnelles :

Les caractéristiques de batardeaux sont regroupées dans le tableau 7.1.

Tableau 7.1 : Caractéristiques des vannes batardeaux :

Nombre de batardeaux avec grilles	3
Type des éléments	wagon
Largeur du pertuis	1,00 m
Hauteur du pertuis	1,50 m
Niveau amont exceptionnel	(1037,00)
Niveau de retenue normal	(1031,25)
Cote de plate-forme de manœuvre	(1038,5)
Cote du seuil	(1019.50), (1024.00), (1028.5)
Pression de calcul pour les grilles	4.5 ton/m ²
Ecartement entre barreaux verticaux	30 mm
Moyen de manœuvre:	actionneur avec réducteur manuel à vis et écrou.

b) Mode de fonctionnement :

Chaque vanne de garde et sa grille est conçue pour les fonctions suivantes:

- Vanne d'isolement du circuit hydraulique de prise d'eau qui assure son remplissage en ouverture partiel.
- Vanne de sécurité coupant le débit maximal. Elle se ferme sous l'action de son propre poids et s'ouvre à l'aide d'un actionneur manuel.
- Quand la vanne est ouverte la grille reste en face du pertuis assurant la protection du circuit.

C) Constituants :

Chaque (batardeau/grille) sera constitué par :

- Tablier avec grille accouplée ;
- Pièces fixes ;
- Suspension ;
- Organe de manœuvre

- Le tablier et grille :

Il est en dessous en construction meccano soudé auront une connexion entre eux facilement démontable pour permettre son entretien au niveau de la plateforme de manœuvre.

Quand la vanne est fermée le tablier sera en face du puits et la grille suspendue en dessous. En ouverture, la grille qui sera en face du puits et le tablier en dessus.

Pour le remplissage du circuit hydraulique l'ouverture du tablier sera limitée à 10 cm jusqu' à l'équilibrage des pressions.

- Les pièces fixes :

Ils auront toutes les surfaces exposées en acier inoxydable, Au niveau du puits elles auront au-dessous et au-dessus un chemin de roulement qui se prolonge avec une hauteur totale supérieure à trois fois celle du puits, Le guidage se développe sur toute l'hauteur jusqu'à plateforme de manœuvre.

- La suspension :

Elle est composée par une chaîne articulés qui permettent, au-delà de l'opération normal, l'élévation du tablier et grille en dessus de la plateforme de manœuvre.

- L'organe de manœuvre :

Il est installé sur un portique, sera du type à vis montante avec réducteur manuel.

En alternative pourra être utilisé une crémaillère simple avec commande par réducteur manuel.

La conception doit permettre une motorisation électrique future.

d) Conditions de manœuvre:

- ouverture normale: en eau morte
- ouverture exceptionnelle: en eau vive (ouverture partiel 0,10 m pour remplissage du circuit hydraulique)
- fermeture normale: en eau morte
- fermeture exceptionnelle: en eau vive
- Débit maximal à couper: environ 1,1 m³/s
- Moyen de manœuvre: actionneur avec réducteur manuel à vis et écrou.

e) Commande de la vanne batardeau :

Le dispositif de commande et consignes d'exploitation assurent:

- L'ouverture et fermeture de chaque prise en fonction du niveau de la retenue.
- L'interdiction d'ouverture de plus qu'une vanne à la fois.
- Une indication continue de position visuelle.

5.2.2 Conduite de prise d'eau :

La conduite de la prise d'eau qui se développe parallèlement à la vidange de fond aura un tronçon blindé sous le corps du barrage et un second exposé dans la chambre de vannes. Les caractéristiques générales sont les suivantes :

- Longueur : 50 m.
- Diamètre : 800 mm.
- Charge statique maximum : 41,2 m.
- Pression extérieure sur les pièces enrobées en béton : 4.4 Bar.

La conduite en acier soudé n'aura pas de joints de dilatation, supportée par des appuis en béton et termine dans la chambre de vannes avec une bride pleine provisoire.

Juste amont de cette bride aura un té avec diamètres égaux pour le by-pass de connexion à la conduite de vidange de fond (Planche Détails et coupes de prise d'eau et de vidange de fond), L'organe d'isolement sera une vanne papillon à commande manuel.

La conduite dans la chambre de vannes aura des raccordements pour:

- Un trou d'homme DN600 PN6.
- Deux brides DN 800 PN6 pour montage du débitmètre.
- Un picage DN 800 avec bride PN6 pour le by-pass.
- Une bride (serre-joint) et fond plein DN 800 à l'aval.

5.2.3. Débitmètre :

Afin de valider lors des essais et de permettre par la suite la gestion du débit suivant la cote d'exploitation du barrage, un système de mesure de débit est installé à l'entrée du chambre des vannes.

Le débitmètre est de type ultrasonique avec le principe de fonctionnement par différence de temps de parcours ; le débit maximale est de 1100 l /s d'une précision de 0,5 % et il y en aura un tableau pour lecture des mesures de débit et un enregistreur sur papier.

5.2.4. Vanne papillon.

Dans la chambre de vannes, il y a une vanne papillon pour isolement du by-pass entre la conduite de prise d'eau et celle de la vidange de fond.

La vanne aura les caractéristiques suivantes :

- Type : papillon.

- Diamètre : 800 mm.
- Hauteur statique maximum : 41 m.
- Pression nominale : PN10.
- Commande : manuel par volant.
- Accessoires : by-pass DN150 et joint de démontage rigide
- L'ouverture de la vanne se fait après l'égalisation des pressions par l'intermédiaire du by-pass.

5.3. Circuit de vidange de fond:

5.3.1. Généralités

Le circuit de vidange est composé des éléments suivants:

- Une grille fixe amont composé par tubes verticaux DN60 bétonnés aux extrémités.
- Une vanne wagon de garde, commandée par actionneur manuel et train de brimbales à partir de la chambre de manœuvre.
- Un blindage rectangulaire aval auto résistant, entre la vanne de garde et la pièce de transition pour le blindage DN 2500, qui reçoit la conduite d'aération DN300.
- Une pièce de transition de la section rectangulaire pour le blindage DN 2500 d'environ 1,5 m de longueur auto résistante.
- Un blindage aval DN 2500, sous le corps du barrage, d'environ 30 m de longueur.

Le blindage sera installé dans la galerie de dérivation provisoire sur des appuis et bétonnée après y compris tous les coudes et raccords:

- Une conduite DN 2500 exposée, dans la chambre de vannes d'environ 18 m de longueur y compris tous les coudes et raccords pour le trou d'homme, le by-pass DN800 avec la conduite de prise d'eau et vanne de jet creux.
- Une vanne de jet creux de réglage DN 1200, commandée par servomoteurs.
- Un équipement de réglage des faibles débits DN100 utilisé pour le débit écologique sous forme d'un by-pass piqué sur la conduite DN 2500 et possédant les équipements suivants : une tuyauterie DN100 PN10 mm et 12 m de longueur environ ; une vanne de garde et une vanne de réglage manuels DN100 PN10, du type à coin avec joint de démontage.

Les blindages de la vidange comportent des trous avec bossages extérieurs et bouchons filetés de diamètre 50 mm, destinés aux injections de bourrage et de collage entre béton et blindage,

en nombre suffisant dans chaque compartiment à injecter formé par les raidisseurs extérieurs, en radier et en piédroits.

L'équipement hydromécanique de la vidange de fond du barrage est composée par :

- Une grille fixe à l'entrée du puits ;
- Une vanne batardeau wagon ;
- Un blindage de la vidange de fond ;
- Une vanne de jet creux ;

5.3.2. Grille fixe

L'entrée du puits de vidange sera protégée par une grille fixe composée par tubes verticaux DN60 en acier inoxydable dont les extrémités seront bétonnées, dans le seuil et bord supérieur du béton de seconde phase.

Sa fonction est d'assurer la protection de la vanne de jet creux contre débris immergés dont la dimension puisse engendrer le risque de rester coincés entre ailettes et section de sortie.

Les caractéristiques générales sont :

- Type : fixe
- Largeur du puits : 2,30 m
- Hauteur du puits : 2,70 m
- Niveau amont exceptionnel : (1037,25)
- Niveau de retenue normal : (1031,25)
- Cote du seuil : (1004,00)
- Pression de calcul : 4 ton/m²

5.3.3. Vanne batardeau

La vanne sera l'organe de garde de la vidange de fond et permettra assurer son remplissage ou la fermeture de sécurité en charge.

Normalement le batardeau sera ouvert et le circuit hydraulique en charge.

a) Caractéristiques dimensionnelles :

La vanne aura les caractéristiques générales suivantes:

- Nombre : 1
- Type : wagon
- Largeur du puits : 1,30 m
- Hauteur du puits : 1,50 m
- Niveau exceptionnel amont : (1037,25)
- Niveau de réduction normale : (1031,25)
- Cote de la plateforme de manœuvre : (1038,50)
- Cote du seuil : (1004,00)
- Opération : en charge

b) Constituants de la vanne :

La vanne sera constituée par:

- Tablier ;

- Pièces fixes ;
- Suspension ;
- Organe de manœuvre ;
- Ventilation.

Les composantes de vanne seront entièrement identiques à ceux des vannes de la prise d'eau à l'exception de la grille bien entendu.

Pour assurer la ventilation il y en aura coté aval une conduite d'aération.

c) Mode de fonctionnement :

La vanne de garde est conçue pour les fonctions suivantes:

- Vanne d'isolement du circuit hydraulique de vidange de fond et qui assure son remplissage en ouverture partiel.
- Vanne de sécurité coupant le débit maximal en cas de non fonctionnement de la vanne de réglage bloquée en position ouverte.

Cette vanne est normalement maintenue ouverte. Elle se ferme sous l'action de son propre poids et s'ouvre à l'aide d'un actionneur manuel.

d) Commande de la vanne :

Le dispositif de commande et consignes d'exploitation assurent:

- L'ouverture et fermeture en milieu équilibré.
- L'interdiction d'ouverture si la vanne de réglage n'est pas fermée.
- L'interdiction d'ouvrir la vanne de réglage si la vanne de garde n'est pas ouverte.
- Une indication continue de position visuelle.

L'organe de manœuvre et de commande constitue de:

- un actionneur à commande manuel avec réducteur et vis montante installé dans la chambre de manœuvre à la cote (1038,00) sur un portique qui permet le remontage des brimbales et tablier et son calage au dessus de la plateforme.
- un indicateur de position visuel.
- Une chaîne articulée.

e) Garanties communes.

En fermeture, la coupure du débit est garantie quelle que soit la position initiale de la vanne dont le fonctionnement est également garanti en ouverture partielle.

f) Conditions de manœuvre:

- ouverture normale: en eau morte
- ouverture exceptionnelle: en eau vive (ouverture partiel 0,10 m pour remplissage du circuit hydraulique)
- fermeture normale: en eau morte
- fermeture exceptionnelle: en eau vive (si la vanne de réglage est bloquée)
- coupure du débit maximal (sous le niveau des plus hautes eaux) : 25.5 m³/s

5.3.4. Conduite en béton armé :

La conduite de la vidange de fond sera blindée dans le tronçon amont sous le corps du barrage et le tronçon final avant la vanne de jet creux.

Elle sera exposée dans la chambre de vannes, supportée par des appuis en béton.

a) Caractéristiques dimensionnelles :

Les caractéristiques de la conduite de vidange de fond sont les suivantes:

- Longueur totale ~50 m
- Diamètre : 2,50 m
- Charge statique maximum : 40,5 m
- Surpression à considérer : 10%
- Pression extérieure sur pièces enrobées en béton : 4 bars

Juste en aval de la vanne de garde il y aura un blindage de section rectangulaire égal à celle du puits avec une longueur approché de 0,6 m qui reçoive au plafond la conduite d'aération DN300.

Après une pièce spéciale avec 1,5 m de longueur assure la transition pour le blindage circulaire.

Ces deux pièces seront auto résistantes à la pression interne et externe.

La conduite dans la chambre de vannes aura des raccordements pour:

- Un trou d'homme DN600 PN6.
- Un picage DN100 PN10 pour décharge du débit écologique.
- Un picage DN1000 avec bride PN6 pour le by-pass.
- Une réduction conique à l'aval avec bride DN1200 PN6 pour la vanne de jet creux.

5.3.5. Blindage

La conduite de la vidange de fond sera blindée dans le tronçon sous le corps du barrage et le tronçon final avant la vanne de jet creux sera exposée dans la chambre de vannes.

Ses caractéristiques sont les suivantes ;

- Longueur : 45 m
- Diamètre : 2500 m
- Niveau exceptionnel amont : (1037,51)
- Niveau de réduction normale : (1032,00)
- Charge statique maximum : 40,5 m
- Suppression à considérer : 10 %
- Pression extérieure sur pièces enrobées en béton : 4 bars

La conduite commence par une pièce de transition juste en aval de la vanne batardeau et termine dans la bride amont de la vanne de jet creux.

La conduite n'aura pas de joints de dilatation.

Dans la chambre de vannes il y en aura un trou d'homme, un piquage DN1000 pour le by-pass de liaison à la conduite de prise d'eau et un tuyau DN100 avec bride pleine pour décharge futur du débit écologique.

5.3.6. Vanne de service (jet creux) :

a) Rôle :

Cette vanne assure tous les degrés l'ouverture et la fermeture pour réglage du débit en période de vidange et pourra fonctionner avec n'importe quel degré d'ouverture.

b) Caractéristique dimensionnelles :

La vanne de service de la vidange de fond sera du type à jet creux avec les caractéristiques générales suivantes ;

- Diamètre : 1200 mm
- Niveau exceptionnel amont :(1037,51)
- Niveau de réduction normale :(1032,00)
- Cote de la plateforme de manœuvre :(998,50)
- Cote de l'axe à la sortie : (995,38)
- Opération: en charge.

c) Constituants de la vanne jet creux :

La vanne sera constituée par :

- Corps
- Obturateur avec manchette de concentration du jet
- Organe de manœuvre
- Accessoires

- Le corps :

Il sera cylindrique avec ailettes en construction mécano soudé et aura une connexion bridée avec l'extrémité de la conduite.

- L'obturateur :

Il est_ intègre la manchette de concentration fixée coté aval qui l'accompagne par conséquence dans son déplacement axial.

- L'organe de manœuvre :

Il est composé par deux vérins hydrauliques doubles effet commandés par un poste de manœuvre et respective tableau électrique de commande.

La vanne sera équipée avec un indicateur continu de position.

d) Conditions de manœuvre :

Son mode de fonctionnement est le suivant :

- Ouverture exceptionnelle: en eau vive (ouverture partiel 0,10 m pour remplissage du circuit hydraulique)
- ouverture normale: en eau morte ;

- fermeture normale: en eau morte ;
- fermeture exceptionnelle: en eau vive (si la vanne de réglage est bloquée) ;
- Débit maximal à couper: environ 25,5 m³/s.

e) Commande de la vanne jet creux :

Le dispositif de commande assure:

- ❖ Les manœuvres d'ouverture et de fermeture.
- ❖ La reprise des fuites du servomoteur lorsque la vanne est en fermeture.
- ❖ Le schéma hydraulique devra être conçu de façon à limiter les fuites internes des vérins.
- ❖ Une signalisation en continu de position (pourcentage d'ouverture et longueur d'ouverture), sur le coffret de commande local installé dans la chambre de manœuvre à la cote (995,20).
- ❖ Un indicateur de position de la vanne installé dans la chambre de manœuvre à la cote (995,20).

L'organe de manœuvre et de commande:

- Deux servomoteurs à huile à double effet installés entre corps et obturateur.
- Un indicateur continu de position.
- Une centrale hydraulique avec bac à huile, 2 groupes électropompes (dont 1 en secours) avec possibilité d'interchangeabilité automatique entre le groupe de service et celui de secours (un sélecteur permettra le choix du groupe de service), une pompe à main, l'appareillage hydraulique (vannes, clapets, électrovannes, filtres, ... etc.) les tuyauteries de liaison au servomoteur, un panneau de contrôle et de commande.
- Un coffret électrique d'alimentation et de commande avec signalisation en continu de la position de la vanne (pourcentage d'ouverture et hauteur d'ouverture). L'ensemble installé dans la chambre de manœuvre à la cote (995,20).
- Les liaisons électriques d'asservissement entre la vanne de garde et la vanne de réglage, selon les indications précisées ci-dessus pour la vanne de garde.
- Tous les circuits de commande seront alimentés en courant 48 VAC.
- Les circuits d'alarme et de signalisation seront alimentés en 24 VAC.

5.3.7 By-pass pour débit écologique

Un by-pass DN100 de la vanne de réglage assure la disponibilité et régulation du débit écologique.

Les by-pass comprennent:

- Un picage sur la conduite de vidange de fond.
- Une tuyauterie DN100 avec 10 m de longueur environ.
- Deux vannes à coin DN100 PN10 de commande manuel, une de garde et l'autre de service.
- Un joint de démontage.
- Un convergent à l'extrémité aval ramenant le diamètre à 50 mm.

Chapitre VI

Etude génie civil

6.1. Introduction :

Dans le présent chapitre, nous allons aborder la stabilité et l'étude de dimensionnement et ferrailage des murs de soutènement de la dérivation provisoire. Les ouvrages de prise d'eau et de vidange de fond sont intégrés dans le corps du barrage .Leurs stabilité sont inclus à la stabilité du corps de barrage.

Nous allons d'abord vérifier la stabilité des murs au renversement, au poinçonnement et au glissement ; puis on va déterminer le ferrailage des différents éléments du mur (radier, semelle, contrefort).

Pour ce mur de soutènement ; nous avons opté pour l'étude de trois zone représentatives. Ces trois zones sont délimitées dans la planche de génie civil et définis comme suit :

- Zone I et III : ce sont l'emplacement des batardeaux amont et aval.
- Zone II : c'est la transition entre le batardeau amont et aval.

6.2 : Pré-dimensionnement et vérification de la stabilité :

Cette étude a pour but de vérifier la stabilité de l'ouvrage au renversement, au glissement et au poinçonnement .Le calcul est fait pour une tranche de longueur : $Is = 1 \text{ m}$ et pour le cas le plus défavorable.

Les murs de soutènements de la dérivation provisoire sont classés par trois zones en raison de leurs particularités en surcharge et de hauteur.

6.2.1. Bilan des forces [7] :

La figure 6.1 donne la représentation générale des charges appliquées sur le mur de soutènements supportant une pression d'un talus et une pression hydraulique.

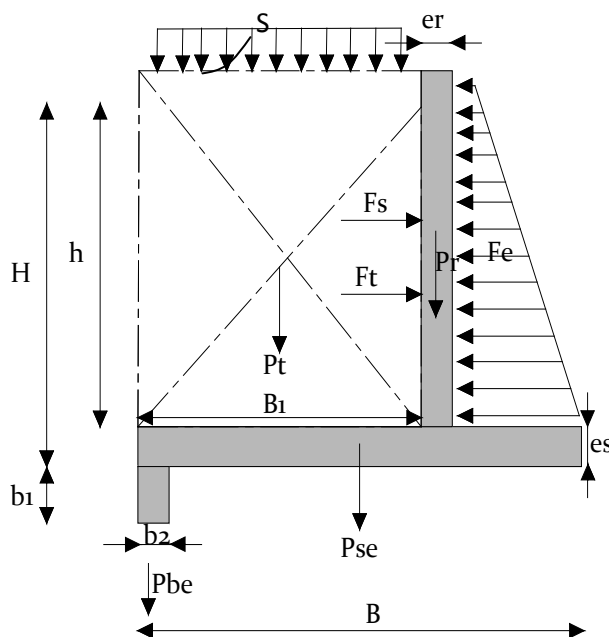


Fig 6.1 : Combinaison des charges.

Les différentes charges appliquées sur le mur sont définies comme suit :

a) Les forces verticales :

Le tableau 6.1 résume les forces verticales.

Tableau.6.1 : Les forces verticales agissent sur le mur de soutènement.

Force	Formule	Remarque
Poids du rideau	$P_r = \gamma_b \cdot V_r$	V_r : Volume du rideau pour 1 m
Poids la semelle	$P_s = \gamma_b \cdot V_s$	V_s : volume de la semelle pour 1 m
Poids des surcharges	$P_{sr} = S_r \cdot B$	S_r : surcharge ; $S_r = 1 \text{ t/m}^2$
Poids des terres sur la semelle	$P_t = \gamma_s \cdot V_t$	V_t : Volume des terres sur la semelle pour 1m

Avec : γ_b :poids volumique du béton.

γ_s : poids volumique du sol.

S_r : poids volumique de la surcharge.

b) Les forces horizontales :

Le tableau 6.2 regroupe les forces horizontales.

Tableau.6.2 : Les forces horizontales agissant sur le mur.

Force	Formule	Remarque
Poussée des terres	$F_t = A_p \cdot \gamma_s \cdot H^2/2 \cdot l_s$	$A_p = \tan^2 (\pi/4 - \phi/2)$
Poussée des surcharges	$F_{sr} = A_p \cdot S_r \cdot H$	$S_r = 1 \text{ t/m}^2$
Force hydrostatique	$F_e = 0,5 \cdot \gamma \cdot h^2$	h : hauteur d'eau derrière le mur.

6.2.2 Stabilité au renversement :

Le principe est de vérifier que le mure ne tourne pas autour de l'arrête A sous l'effet des force horizontales, La figure 6.2 en a donne l'explication de renversement.

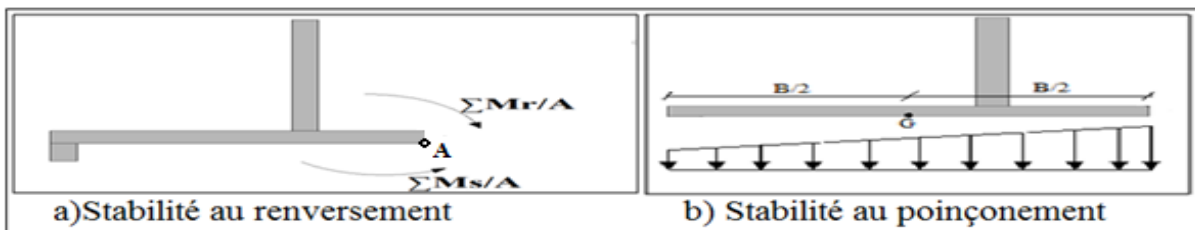


Fig 6.2 : Schémas explicatif de la stabilité au renversement.

Il faut que la relation suivante soit vérifiée:

$$\Sigma M_s / \Sigma M_r \geq 1,5 \dots\dots\dots(6.1)$$

$\Sigma M_{s/A}$: La somme des moments stabilisateurs autour du point A.

$\Sigma M_{r/A}$: La somme des moments déstabilisateurs autour du point A.

NB : On calcule la stabilité au renversement autour du point A.

6.2.3 Stabilité au glissement :

Pour qui il y ait pas de glissement, il faut que :

$$\frac{\sum F_v \cdot \tan \varphi + c \cdot s}{\sum F_H} > 1 \quad \dots\dots\dots(6.2)$$

C : cohésion, Habituellement on néglige la cohésion.

Donc le terme C.S=0.

φ : l'angle de frottement interne.

$F_h = F_s + F_t - F_e$ (somme des forces horizontales).

$F_v = P_r + P_s + P_{be} + P_{se} + P_t$ (somme des forces verticales).

6.2.4 Stabilité au poinçonnement :

Sous l'effet de N et M_G ; il se crée des contraintes à la base de la semelle ; suivant le schéma

6.2.b, Il faut que ces contraintes soient $< \sigma_{sol}$.

6.2.5 Résultats de calcul de stabilité :

Les résultats de calcul de la stabilité des murs de soutènement sont regroupés dans le tableau 6.3, dont les dimensions sont représentées, selon les zones étudiées (I, II et III) dans l'annexe V.

Tableau 6.3 : Résultat du calcul de la stabilité.

	Stabilité au renversement			Stabilité au glissement				
	$\sum M_s/A$	$\sum M_r/A$	fs	Fh	Fv	ϕ	Rapport	Vérifié ?
Zone I	6593.38	405.61	16.26	660.33	1190	30	1.04	Oui
Zone II	4020.75	1080.00	3.72	360.00	765	30	1.23	Oui
Zone III	3425.63	151.39	22.63	338.33	780	30	1.33	Oui
	Stabilité au poinçonnement							
	M (KN.m)	N(KN)	σ_{sol} (bar)	σ_1 (bar)	vérifié	σ_2 (bar)	vérifié	
Zone I	307.763889	1711.5	29	2.821853741	Oui	2.068146259	Oui	
Zone II	2040.75	465.75	14	2.495390625	Oui	-1.3310156	Oui	
Zone III	544.236111	1113	14	8.254115646	Oui	-5.0741156	Oui	

6.3 Etude du Ferrailage :

Nous connaissons que le béton résiste bien à la compression mais les armatures résistent à la traction donc l'assemblage de ces deux éléments donne une résistance à ces deux sollicitations.

6.3.1 La méthodologie de calcul:

La méthodologie adoptée est la suivante :

6.3.1.1 Ferrailage du rideau:

Le mur est calculé comme une dalle simplement appuyée sur les appuis (contrefort) et soumise à la résultante due aux pressions des terres et de la surcharge. Dans notre cas l'étude se fait à l'ELU.

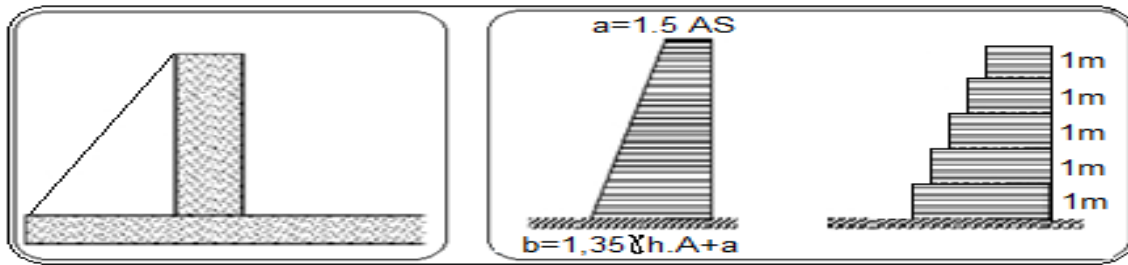


Figure 6.3 : Représentation des forces qui agissent sur le rideau à contrefort.

Avec : $a = 1.5A.S = 0.4995 \text{ t/m}$

$$b = a + 1.35A.\delta.h$$

Le calcul de pression exercée sur les différentes tranches :

$$1^{\text{ère}} \text{ tranche: } P_1 = a + 1.35A.\delta.h$$

$$2^{\text{ème}} \text{ tranche: } P_2 = a + 1.35A.\delta.(h-1)$$

$$3^{\text{ème}} \text{ tranche: } P_3 = a + 1.35A.\delta.(h-2)$$

$$4^{\text{ème}} \text{ tranche: } P_4 = a + 1.35A.\delta.(h-3)$$

$$5^{\text{ème}} \text{ tranche: } P_5 = a + 1.35A.\delta.(h-4)$$

a) Calcul des moments et des aciers:

Pour la première tranche, les moments sont calculés comme suit :

$$M_{\text{travers}} = P_1.l^2/10 \dots \dots \dots (6.3)$$

$$M_{\text{appuis}} = P_1.l^2/16 \dots \dots \dots (6.4)$$

La figure 6.4 montre la répartition des moments en appuis et des moments en travers.

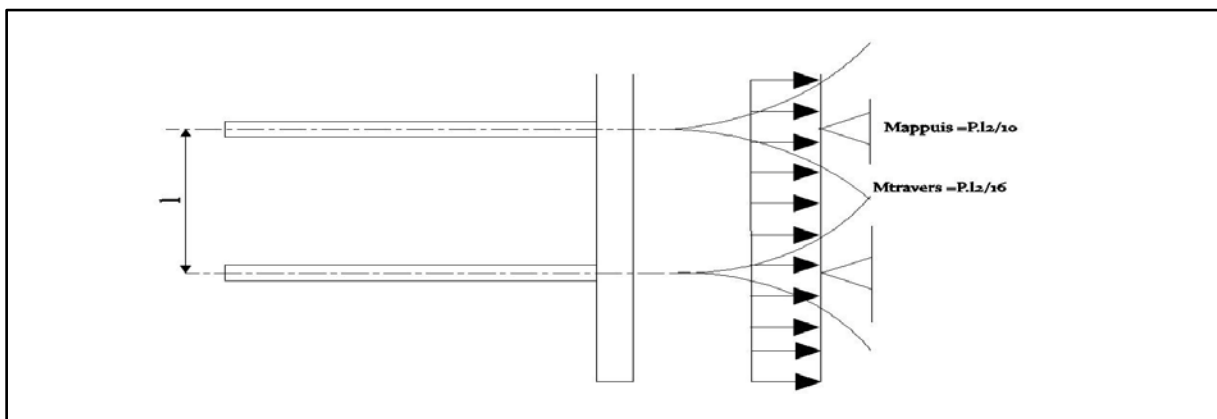


Fig 6.4 : Répartition des moments sur le rideau à contrefort.

Après le calcul des moments, les aciers sont calculés comme suit :

$$\text{On a: } \mu = M / (\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2) \dots \dots \dots (6.5)$$

Avec : σ_{bc} : Contrainte admissible de a compression du béton.

b : Longueur de la tranche ; $b = 100 \text{ cm}$

d : Largeur du mur diminue de l'enrobage ; $d = 40 \text{ cm}$

c : l'enrobage = 3 cm

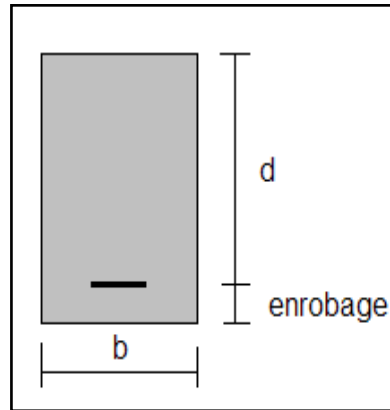


Figure 6.5 : schéma explicatif

$$\sigma_{bc} = 0,85 F_{cj} / \gamma_s \dots\dots\dots(6.6)$$

Avec : F_{cj} : La résistance du béton a la rupture par la compression. Elle varie avec le dosage en ciment, l'âge du béton, la quantité d'eau de gâchage et la granulométrie.

En pratique, on prend $F_{cj} = F_{c28}$: la résistance a la compression en 28 jours.

Γ_s : coefficient de sécurité pour le béton = 1,15 (cas permanent)

Pour un dosage en ciment de 375 Kg/Cm³ ou a $F_{c28} = 25$ Mpa.

$$A = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} \dots\dots\dots(6.7)$$

$$\beta = 1 - 0,4. \alpha \dots\dots\dots(6.8)$$

σ_s = la limite d'élasticité garantie $f_{su} = f_e / \gamma_s$

avec : f_e : contrainte de rupture ou limite élastique des aciers tores = 4000 bar

La section d'acier : $A_{appuis} = M_{appuis} / (\sigma_s. \beta .d) \Rightarrow$ choix des armatures ;

$A_{travers} = M_{travers} / (\sigma_s. \beta .d) \Rightarrow$ choix des armatures ;

$A_{min} = (b.100).0,2\%$, si les section sont inférieur au A_{min} , on ferraille avec A_{min} .

6.3.1.2 Ferrailage du contrefort :

1- Aciers longitudinales :

a) à l'encastrement :

La figure 6.6 montre l'effort appliqué sur le contrefort en encastrement :

$$F = (a+b).h/2 \dots\dots\dots(6.9)$$

$$M_{encastement} = F.Y_G \dots\dots\dots(6.10)$$

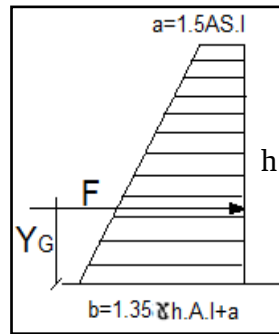


Fig 6.6 : effort sur le contrefort.

Calcul des armatures :

On calcule les paramètres $\mu, \alpha, \beta, A_s^{\text{encastrement}}$ comme décrits auparavant

Et puis on choisie les armatures.

b) à mi-hauteur :

On fait le même calcul précédent en considérant l'encastrement à mi-hauteur.

2-Aciers transversales :**a) détermination des efforts tranchants :**

$$\text{A la base : } T1 = (a+b).h/2 \dots \dots \dots (6.11)$$

$$\text{À mi-hauteur : } T2 = (a+b_{1/2}).h_{1/2}/2 \dots \dots \dots (6.12)$$

b) Calcul des armatures :

On chois la section A_s tout dépend des cadres et/ou les étriers choisie et on vérifié $\delta t, \tau$.

$$A_s = n. \pi. d^2 / 4$$

$$\delta t \leq \frac{0.8 f_e. A_t}{b. \tau} \dots \dots \dots (6.13)$$

$$\tau(i) = \frac{T(i)}{b.d} \dots \dots \dots (6.14)$$

À la base : $\tau(1)$ à mi-hauteur $\tau(2) \Rightarrow \delta t1, \delta t2$.

Il faut vérifier cette condition $\delta t \leq \inf[0.9d, 40 \text{ cm}]$

6.3.1.3 Ferrailage de la semelle :

La semelle est soumise à :

- La réaction de sol qui représente une répartition trapézoïdale σ_1 et σ_2
- A son poids propre réparti uniformément sur AB.
- Aux poids du mur et de terres réparti uniformément dans le tronçon BC.
- Au poids de l'eau, rideau, terres, surcharge dans le tronçon AC.

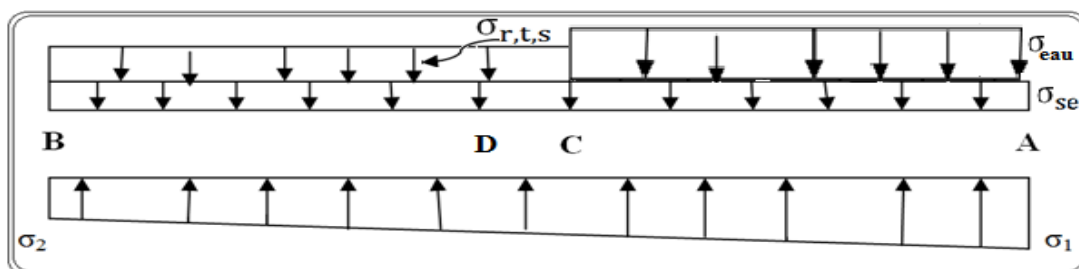


Figure 6.7: Schéma explicative.

a. Contraintes σ dues aux forces verticales (sans P_s)

$$\Sigma \sigma_{r,t,s} = \frac{1,35 (Pt+Pr) + 1,5 (Psr)}{100 b} \dots\dots\dots(6.15)$$

b. Contraintes σ_{se} dues aux poids de la semelle :

$$\sigma_{se} = \frac{1,35 (Ps)}{100 B} \dots\dots\dots(6.16)$$

c. Contraintes de réaction du sol :

Il y a deux cas :

-1^{ère} cas présence de l'eau.

$$\sigma_{1,2} = \frac{1,35 (Pt+Pr+Ps+Pe) + 1,5 (Psr)}{100 B} \pm \frac{6 M'_G}{100 B^2} \dots\dots\dots(6.17)$$

-2^{ème} cas absence de l'eau :

$$\sigma_{1,2} = \frac{1,35 (Pt+Pr+Ps) + 1,5 (Psr)}{100 B} \pm \frac{6 M'_G}{100 B^2} \dots\dots\dots(6.18)$$

d. Détermination des réactions du sol σ_c et σ_d :

En utilisant les triangles semblables pour déterminer les réactions du sol σ_c et σ_d

e. Contrainte σ_e due au poids de l'eau :

La contrainte due au poids de l'eau sur la semelle est donné par la formule suivante :

$$\sigma_e = \frac{1,35 (Pe)}{100 (B-B1-er)} \dots\dots\dots(6.19)$$

e. Etude de la partie CA :

Cette partie est considérée comme une console encastree au point C. Le moment d'encastrement.

On détermine les forces agissant sur la partie CA et puis calculant les moments par rapport au point d'encastrement (C) et puis la détermination les aciers de la section de ferrailage.

f. étude de la partie BD :

On procède à la même méthode décrits dans la partie CA.

6.3.2 Les calculs : (Les schémas sont représentés dans la planche Ferrailage des murs de soutènement)

a) Le rideau : On a opté pour le calcul de la première tranche pour les trois premiers mètres de hauteur ; pour chaque zone considérée, les autres tranches sont pris avec celle de la quatrième tranche, le tableau 6.4 donne les résultats de calcul des moments en travers et en appui, et les tableaux 6.5 et 6.6 donne le ferrailage de chaque zone.

Tableau 6.4 : Résultat de calcul de rideau.

	Force			ZONE I		ZONE II		ZONE II	
	zone I	Zone II	Zone III	M appuis	M travers	M appuis	M travers	M appuis	M travers
tran1	5.76	5.36	4.55	5.76	9.22	5.36	8.58	4.55	7.28
tran 2	4.95	4.55	3.74	4.95	7.93	4.55	7.28	3.74	5.98
tran 3	4.14	3.74	2.93	4.14	6.63	3.74	5.98	2.93	4.69
tran 4	3.33	2.93	2.12	3.33	5.34	2.93	4.69	2.12	3.39
tran 5	2.52	2.12	1.31	2.52	4.04	2.12	3.39	1.31	2.10
tran 6	1.71	1.31	0.50	1.71	2.74	1.31	2.10	0.50	0.80
tran 7	0.90	0.50	-	0.90	1.45	0.50	0.80	-	-

Tableau 6.5 : Ferrailage du rideau à une hauteur de 3m.

		ZONE I		ZONE II		ZONE III	
M.APPUIS		As	6.31	As	5.85	As	4.95
		Amin	6.00	Amin	6.00	Amin	6.00
DIAMETRE	SURF	NOMBR E	ESPACEMEN T	NOMBRE	ESPACEMENT	NOMBRE	ESPACEMEN T
8.00	0.50	12.55	7.69	11.94	8.33	11.94	8.33
10.00	0.79	8.03	12.50	7.64	12.50	7.64	12.50
12.00	1.13	5.58	16.67	5.31	20.00	5.31	20.00
14.00	1.54	4.10	25.00	3.90	25.00	3.90	25.00
16.00	2.01	3.14	33.33	2.99	33.33	2.99	33.33
M.TRAVE R		As	10.26	As	9.51	As	8.02
		Amin	6.00	Amin	6.00	Amin	6.00
DIAMETRE	SURF	NOMBRE	ESPACEMENT	NOMBRE	ESPACEMENT	NOMBRE	ESPACEMENT
8.00	0.50	20.43	5.00	18.93	5.26	15.97	6.25
10.00	0.79	13.08	7.69	12.12	8.33	10.22	10.00
12.00	1.13	9.08	11.11	8.41	12.50	7.10	14.29
14.00	1.54	6.67	14.29	6.18	16.67	5.21	20.00
16.00	2.01	5.11	20.00	4.73	20.00	3.99	25.00

Le ferrailage choisi pour h= 3m est :

Zone I : appuis 4 Ø 14 esp 25 ; en travers : 5 Ø 16 esp 20

Zone II : appuis 4 Ø 14 esp 25 ; en travers : 5 Ø 16 esp 20

Zone III : appuis 4 Ø 14 esp 25 ; en travers : 4 Ø 16 esp 25

Tableau 6.6 : Ferrailage du rideau à une hauteur supérieure à 3m.

M.APPUIS		ZONE I		ZONE II		ZONE III	
		As	4.05	As	3.16	As	2.28
		Amin	6.00	Amin	6.00	Amin	6.00
DIAMETRE	SURF	NOMBRE	ESPAC	NOMBRE	ESPAC	NOMBRE	ESPAC
8.00	0.50	11.94	8.33	11.94	8.33	11.94	8.33
10.00	0.79	7.64	12.50	7.64	12.50	7.64	12.50
12.00	1.13	5.31	20.00	5.31	20.00	5.31	20.00
14.00	1.54	3.90	25.00	3.90	25.00	3.90	25.00
16.00	2.01	2.99	33.33	2.99	33.33	2.99	33.33
M.TRAVER	As	6.55		As	5.10	As	3.67
	Amin	6.00		Amin	6.00	Amin	6.00
8.00	0.50	13.04	7.69	11.94	8.33	11.94	8.33
10.00	0.79	8.35	12.50	7.64	12.50	7.64	12.50
12.00	1.13	5.80	16.67	5.31	20.00	5.31	20.00
14.00	1.54	4.26	25.00	3.90	25.00	3.90	25.00
16.00	2.01	3.26	33.33	2.99	33.33	2.99	33.33

Le ferrailage choisi pour $h > 3m$ est :

Zone I : appuis 4 Ø 14 esp 25 ; en travers : 4 Ø 14 esp 25.

Zone II : appuis 4 Ø 14 esp 25 ; en travers : 4 Ø 14 esp 25.

Zone III : appuis 4 Ø 14 esp 25 ; en travers : 4 Ø 14 esp 25.

b) Le contrefort :

Les calculs sont fait pour chaque zone considéré à l'encastrement et à mi-hauteur le tableau 6.6 donne les résultats de calcule des forces et moments, et le tableau 6.7 donne le ferrailage du contrefort.

Tableau 6.7 Résultat de calcule du contrefort.

ZONE I		F	YG	M	μ	α	β	As
	l'encastrement	80.6306	3.35960	270.886	0.01260	0.0158	0.99365681	14.8723
	mi-hauteur	23.3751	2.01875	47.1886	0.00219	0.0027	0.9989008	2.57717
ZONE II		F	YG	M	μ	α	β	As
	l'encastrement	69.6168	1.86735	129.999	0.01177	0.0148	0.9940809	9.97273
	à mi-hauteur	20.3742	1.400113	28.52618	0.002582	0.00323	0.99870715	2.178221
ZONE III		F	YG	M	μ	α	β	As
	l'encastrement	49.995	1.65289	82.6363	0.00584	0.0073	0.9970703	5.58027
	à mi-hauteur	23.3751	1.24223	29.0374	0.00135	0.0017	0.9993239	1.95642

Tableau 6.8 : Ferrailage du contrefort.

	à l'encastrement					à mi-hauteur				
	Ø	SECTION	N	ESP	section	Ø	SECTION	N	ESP	section
ZONE I	12	1.131	16	3.13	18.0956	8	0.5027	6	8.33	3.5186
	14	1.539	12	4.17	18.4726	14	1.5394	2	25	4.6181
	16	2.011	9	5.56	18.0956	16	2.0106	2	25	4.0212
	20	3.142	6	8.33	18.8496	20	3.1416	1	50	3.1416
	Ø	SECTION	N	ESP	section	Ø	SECTION	N	ESP	section
ZONE II	12	1.131	9	5.56	10.1788	10	0.7854	3	16.67	2.3562
	14	1.539	6	8.33	10.7757	14	1.5394	1	50	3.0788
	16	2.011	5	10.00	10.0531	16	2.0106	1	50	4.0212
	20	3.142	3	16.67	12.5664	20	3.1416	1	50	3.1416
	Ø	SECTION	N	ESP	section	Ø	SECTION	N	ESP	section
ZONE III	12	1.131	5	10.00	5.6549	12	1.1310	2	25	2.2619
	14	1.539	4	12.50	6.1575	14	1.5394	1	50	3.0788
	16	2.011	3	16.67	6.0319	16	2.0106	1	50	4.0212
	20	3.142	2	25.00	6.2832	20	3.1416	1	50	3.1416
	Ø	SECTION	N	ESP	section	Ø	SECTION	N	ESP	section

Le ferrailage adopté est la suivante :

Zone I : à l'encastrement 5 Ø 20 esp 8.3 (+ 1) ; à mi-hauteur : 6 Ø 8 esp 8.3 On

Zone II : à l'encastrement 3 Ø 20 esp 16.67 ; à mi-hauteur : 3 Ø 10 esp 16.67

Zone III : à l'encastrement 2 Ø 20 esp 25 ; à mi-hauteur : 2 Ø 12 esp 25

Concernant les aciers transversale le calcul est fait comme décrit auparavant les résultats de calcul sont donnés par le tableau 6.8 ; et le ferrailage donné par 6.9

Tableau 6.9 : Résultat de calcul des aciers transversales.

	P1	P2	P3	T1	T2
ZONE I	24.655	1.998	13.327	93.287	26.818
ZONE II	21.419	1.998	11.708	70.250	20.559
ZONE III	18.182	1.998	10.090	50.450	15.110

Tableau 6.10 : Calcul de ferrailage des aciers transversales.

							Vérifier		At ,adopté
		N	Ø	At	τ	δ	0.9d	40 cm	
zone I	à la base	4	8	2.011	3.731	34.485	447.3	40	34.49
	à mi-hauteur	4	6	1.131	1.073	40.485	447.3	40	40.00
zone II	à la base	4	8	2.011	4.014	32.056	312.3	40	32.06
	à mi-hauteur	4	6	1.131	1.175	36.967	312.3	40	36.97
zone III	à la base	3	8	1.508	2.522	38.260	357.3	40	38.26
	à mi-hauteur	2	6	0.565	0.755	28.742	357.3	40	28.74

Les armatures choisies sont :

Zone I : à la base 1 cadre Ø 8 et 1 étrier Ø 8 ; À mi-hauteur 1 cadre Ø 6 et 1 étrier Ø 6.

Zone II : à la base 1 cadre Ø 8 et 1 épingle Ø 8 ; À mi-hauteur 1 cadre Ø 6 et 1 épingle Ø 6.

Zone III : à la base 1 cadre Ø 8; À mi-hauteur 1 cadre Ø 6.

C) La semelle :

Après le calcul de la semelle on a trouvé que le cas défavorable est dans le cas d'absence de l'eau dans la zone I et III, et inversement dans la zone II, les résultats de calcul sont donnés par le tableau 6.9.

Tableau 6.11 : Calcul de la semelle

BILAN DE CONTRAINTE									
	M	N	séma 1	ségma 2	Ségma sem	Ségma t,r,s	ségma D	ségma C	
ZONE I	6690.056	1711.500	10.637	-5.747	0.651	1.487	5.956	6.658	
ZONE II	3342.263	465.750	3.716	-2.551	0.506	0.160	0.191	0.426	
ZONE III	5734.594	1113.000	8.612	-5.432	0.506	1.653	2.593	3.195	
partie AC									
	F	XG	M/C	μ	alpha	béta	As		
ZONE I	1288.382	96.433	124242.746	0.003	0.003	0.999	0.628		
ZONE II	729.741	289.693	211401.221	0.005	0.006	0.998	1.069		
ZONE III	1302.494	170.335	221859.659	0.023	0.029	0.988	1.132		
partie DB									
	F1	F2	XG1	XG2	M/D	μ	alpha	béta	As
ZONE I	867.618	968.024	548.519	163.704	317435.430	0.007	0.009	0.997	1.607
ZONE II	-112.766	524.096	341.933	217.199	75274.649	0.002	0.002	0.999	0.380
ZONE III	93.197	1027.750	423.596	180.525	146056.783	0.023	0.029	0.988	0.745

Le calcul de ferrailage de la semelle est donné par le tableau ci-après :

Tableau 6.12 : Ferrailage de la semelle.

		ZONE I		ZONE II		ZONE III	
PARTIE AC		As	0.39	As	0.25	As	0.56
		Amin	12.00	Amin	12.00	Amin	12.00
DIAMETRE	SURF	N	ESPAC	N	ESPAC	N	ESPAC
8.00	0.50	23.89	4.17	23.89	4.17	23.89	4.17
10.00	0.79	15.29	6.25	15.29	6.25	15.29	6.25
12.00	1.13	10.62	9.09	10.62	9.09	10.62	9.09
14.00	1.54	7.80	12.50	7.80	12.50	7.80	12.50
16.00	2.01	5.97	16.67	5.97	16.67	5.97	16.67
PARTIE BD	As	1.68		As	0.29	As	0.45
	Amin	12.00		Amin	12.00	Amin	12.00
8.00	0.50	23.89	4.17	23.89	4.17	23.89	4.17
10.00	0.79	15.29	6.25	15.29	6.25	15.29	6.25
12.00	1.13	10.62	9.09	10.62	9.09	10.62	9.09
14.00	1.54	7.80	12.50	7.80	12.50	7.80	12.50
16.00	2.01	5.97	16.67	5.97	16.67	5.97	16.67

Les armatures choisies pour la semelle sont :

Zone I : Partie AC 6 Ø 16 esp 16.67 ; Partie BD 6 Ø 16 esp 16.67

Zone II : Partie AC 6 Ø 16 esp 16.67 ; Partie BD 6 Ø 16 esp 16.67

Zone III : Partie AC 6 Ø 16 esp 16.67 ; Partie BD 6 Ø 16 esp 16.67

Chapitre VII

Organisation de chantier

7.1. Introduction :

La construction du barrage consiste à une planification, gestion et organisation optimale du chantier pour éviter tout sort de perte en argent et d'effort pour en économiser le coût de construction de celle-ci, pour ceux-ci, Il faut d'une part connaître la complexité de réalisation de l'ouvrage et d'autre part la maîtrise de la gestion des moyennes.

7.2. Définition du programme des travaux :

Pour définir un programme des travaux concernant la construction des ouvrages du barrage de Seklafa, il faut inventer les grands axes de déroulement de chantier qui sont définis comme suite :

- Installations du chantier ;
- Excavations pour l'assise adéquate du barrage ;
- Exécution des batardeaux ;
- Exécution du béton pour le corps du barrage ;
- Exécution du béton pour les ouvrages annexes ;
- Exécution du béton pour le remplissage de la galerie de dérivation ;
- Installations des équipements hydromécaniques de la vidange de fond et des prises d'eau ;
- Traitement de la fondation du barrage ;
- Installation des équipements d'auscultation ;
- Essais des équipements hydromécaniques.

Nous allons détailler quelques opérations nécessaires décrits par suit :

7.2.1 Installation du chantier :

L'installation générale d'un chantier nécessite un terrain en dégagant de larges espaces autour du site de la construction de barrage, afin de ménager les diverses aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail.

Tenant compte de ces paramètres et de la topographie, le site plus favorable pour l'installation du chantier se localise en rive gauche, directement à l'aval du barrage. D'ailleurs, l'accès au site du barrage est facilement fait par cette rive en une piste qui lie à Seklafa. La localisation du chantier devra être à une cote supérieure à 1000.0, ce qui donne une revanche raisonnable pour les niveaux d'eaux estimées aval la section du barrage pour un débit correspondant au pic de la crue de 15 années.

L'installation de chantier consiste à réaliser :

- Installation destinée au personnel.
- Hangars et silos du stockage des matériaux.
- Atelier de la réparation des engins.
- Installation destinée pour la préfabrication.

7.2.1.1 Installations destinées aux personnels :

Vu que le chantier sera installé dans une zone isolée et loin de la ville ; ce qui implique la disponibilité des installations pour les personnels de chantiers et les intervenants requissent,

ces installations sont démontables (châlits) et d'autres installations durables à construire destinés plus-tard à la surveillance du barrage ; ce sont généralement les dortoirs, foyer, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires, infirmerie, Administration, les bureaux, laboratoire de chantier.

7.2.1.2 Installation destiné au stockage des matériaux :

Le chantier de construction du barrage nécessite la disponibilité en qualité et en quantité des matériaux de construction, celle-ci implique leurs stockages dans des installations décrits comme suite :

a) Ciment :

Les ciments doivent être stockés, séparément par nature, dans des silos métallique. Les silos doivent obligatoirement être équipés de thermomètres, La capacité de stockage de ces ciments devra être prévue en conséquence.

b) Aciers :

Les aciers doivent être rangés dans des baraquements pour être protégés contre la forte humidité, on peut également les stocker dans des hangars à simple toiture montée sur des poteaux.

c) Béton:

Les bétons doivent être fabriqués mécaniquement par mélange simultané de tous les constituants. Tous les constituants des bétons doivent être pesés. La durée de malaxage doit être déterminée après essai sur le chantier, Les dosages en ciment et les volumes en poids des matériaux, y compris l'eau de gâchage doivent être affichés sur la bétonnière. La bétonnière doit être équipée de préférence d'un système de dosage automatique de l'eau.

La mise en place d'une centrale à béton et du matériel nécessaire est indispensable pour fabriquer, classer, transporter, emmagasiner et doser les constituants du béton et pour malaxer, transporter et placer le béton.

d) Eau :

L'eau utilisée dans la fabrication et la cure du béton et des mortiers sera exempte de quantités nuisibles de matière organique, de sels et d'autres impuretés. Il faut déterminer si de telles quantités sont ou non nuisibles. Une telle détermination sera normalement faite en comparant la résistance à la compression, le temps de prise et d'autres propriétés du béton fabriqué avec de l'eau distillée ou très pure, avec celles du béton fait avec l'eau proposée pour l'utilisation. L'eau de gâchage ne contiendra en aucun cas plus de 1 000 milligrammes de sulfates solubles par litre.

Les travaux nécessaires à l'obtention d'une eau de gâchage adéquate et en quantité suffisante nécessitent des moyens de stockage considérables (citerne roulante, réservoir surélevé en acier pour alimenter gravitairement les centrales à béton).

e) Fabrication des granulats :

Les granulats seront fabriqués dans les stations de concassage situées sur le site du barrage dont les ballastières d'exploitation sont connues ; ils seront acheminés jusqu'à l'aire de stockage par des camions benne.

7.2.1.3 Installation destiné de la réparation des engins :

La réparation des engins se fait généralement hors de chantier sauf pour les réparations d'urgence ou bien des réparations standards d'où la mise en place d'un atelier bien équipé en moyennes de réparations nécessaires.

7.2.1.4 Installation destiné pour la préfabrication :

Un atelier de la précontrainte à pour but les chargements éventuels de la fabrication, le transport, le montage et la mise en service des poutres et les ouvrages temporaires requis durant la construction.

7.2.2 Excavations pour l'assise adéquate du barrage :

L'excavation à ciel ouvert nécessaire pour la construction des barrages de Seklafa caractérisant les travaux des fouilles, l'emploi des explosifs, les puits et tranchées de reconnaissance, les carottes et échantillons et les relevés de sondages etc.

L'excavation pour les fondations des structures sera exécutée à sec en respectant les dimensions requises et seront finies jusqu'aux lignes exigées en plan et profil. Toutefois pour les excavations que ne seront pas couvertes par du béton, on permettra que des pointes singulières du rocher dépassent les lignes prescrites.

Pour les excavations de la fondation des structures, la dent du ripper ne sera pas appliqué plus près que 0,5 m de la ligne finale d'excavation et celle-ci sera complétée par pétardage, par utilisation de coins, leviers ou barres à mines, forages en ligne.

Toutes les fondations en marnes seront protégées de la gelé et de la déshydratation à l'air en laissant une couverture temporaire de 0,50 m de matériau non excavé. L'excavation finale de ces 0,50 m sera exécutée en période sans gelé, et sera suivie sans retard de la mise en place du matériau de remblai exigé, ou de l'application d'une couche de protection, ou de la mise en place du béton. Les surfaces finies des marnes excavés seront maintenues humides constamment pour éviter l'évaporation de l'humidité naturelle du matériau et ces surfaces seront aussi protégées de la gelé.

Les principales excavations sont les suivantes :

- fouilles propres aux installations de chantier
- Décapage de la zone des travaux
- Emploi des explosifs
- Fouilles des ouvrages définitifs

7.2.3 Exécution des batardeaux :

La construction du batardeau de première phase, longitudinale à la ligne d'eau sur la section du barrage, conformément aux plans dont il est importante de ne pas effectuer la fermeture du batardeau amont de deuxième phase avant la complétion de la galerie de dérivation provisoire; Les conditions suivantes devront être réunies pour commencer la mise en place des batardeaux:

- La préparation des zones d'emprunts et celle des pistes d'accès devront être suffisamment avancées de manière à ce que l'approvisionnement et le transport des matériaux ne puissent être la cause d'aucun retard dans l'exécution du batardeau;

- Il faut disposer sur le chantier d'un matériel et d'un personnel dont la capacité théorique d'excavation et de mise en place de remblais et des gabions soit suffisante pour exécuter les batardeaux de la première et deuxième phase dans un délai égal, afin de tenir compte des aléas. La construction des batardeaux de deuxième phase devra commencer au mois d'Avril.
- Il faut également disposer sur le chantier de moyens de pompage suffisants pour assurer la mise à sec des excavations.

Au cas où il apparaîtrait que la capacité effective du matériel et du personnel disponible se révélerait inférieure au minimum nécessaire, il faut arrêter sa construction et ordonner le creusement d'un chenal le traversant de part en part et dont elle fixera les dimensions le moment venu.

7.2.4. Exécution du béton pour le corps du barrage et les structures annexes:

Aucun béton ne pourra être mis en place sans que les coffrages, l'installation des pièces à être noyées et la préparation des surfaces impliquées par le bétonnage, Avant l'initiation du bétonnage, il est à préparer un nombre suffisant de vibrateurs et devra avoir aisément disponible un nombre adéquat de vibrateurs additionnels pour remplacement, en cas de défaillance pendant la mise en place du béton qui aura seulement lieu après la réalisation de tous les travaux de préparation. Tout béton qui ait manifesté un début de prise avant la mise en place sera rejetée.

Pendant les périodes de pluie on ne devra pas initier la mise en place du béton à ciel ouvert. Si la pluie commence quand on procède au bétonnage, celui-ci pourra poursuivre du moment qu'il n'y ait pas de lavage de la surface du béton; dans le cas contraire le travail sera suspendu et repris quand le béton ait suffisamment endurci, en traitant alors la surface comme si elle était un joint de construction.

Les méthodes et le matériel employés dans la mise en place du béton devront réduire l'agglomération de gros granulats. Si ces nids de gravier se présentent, on devra les répartir avant la vibration.

Le béton devra être mis en place en couches avec une épaisseur maximale de 50 cm, le programme de mise en place du béton devra être étudié de façon à minimiser la différence des hauteurs de plots adjacents.

À la mise en place du béton sur des surfaces avec une inclinaison qui ne permet pas la vibration sans l'utilisation de coffrages, le béton pourra être mis en place devant un coffrage glissant avec un largueur approximatif de 75 cm. Le béton placé devant le coffrage sera consolidé avec des vibrateurs immergés de façon à ce qu'ils assurent le remplissage complet sous le coffrage.

Le béton de masse sera mis en place par des levées avec une hauteur maximale de 1,0 m ou 1,5 m Les joints de construction horizontaux entre levées devront se situer au même niveau au long de tout le barrage. Chaque levée sera constituée par des couches de béton avec une hauteur maximale de 30 cm, d'où les coffrages des surfaces entre plots adjacents devront être enlevés aussitôt que le béton ait durci suffisamment, en s'assurant qu'il ne se vérifie pas des dommages dans le béton.

Il est à utiliser de la glace, en remplacement d'une partie de l'eau de gâchage afin de contrôler la température du mélange de béton durant les périodes de conditions climatiques chaudes.

Le tamponnement de la galerie de dérivation provisoire, et sa conséquence désactivation, pourra être fait simultanément aux finissements de l'évacuateur de crues. Le bouchon en béton sera exécuté sur la section amont laissant de la place pour les travaux d'installation des conduites de vidange de fond et de prise d'eau.

L'installation des circuits de la vidange de fond et de la prise d'eau dans la galerie de dérivation provisoire, et l'exécution des bétons sur le parement amont du barrage où seront installés les pertuis, seront faits jusqu'après le tamponnement de la galerie de dérivation, encore pendant la période plus favorables en termes de crues.

A l'amont, l'exécution des prises d'eau et de l'entrée de la vidange de fond impliquera l'exécution des travaux en plusieurs phases et avec des interfaces complexes béton équipement hydromécanique qui exige une grande rigueur. Il faudra donc avoir une organisation constructive très détaillée et un contrôle d'exécution très rigoureux.

La chambre des vannes, à l'aval, ne pourra être finie qu'après l'installation des conduites de prise d'eau et vidange de fond et après les travaux de remplissage de la galerie de dérivation provisoire. L'installation des équipements hydromécaniques pourra être accomplie après les travaux de construction civile.

7.3. Planification :

La planification c'est le management économique des ressources humains et des moyens basé sur la recherche des méthodes du travail qui résulte l'efficacité de l'action à entreprendre, son objectif est de s'assurer que les travaux se font dans un ordre correct à temps, aussi économique que possible.

Le travail de planification nécessite les étapes suivantes :

- o Collection des informations.
- o Décomposition du projet en opérations soit en éléments de construction soit suivant la ressource à utiliser.
- o Prévoir la relation entre opérations ; ce sont des relations logiques ou référentielles
- o Attribution des durées : temps de réalisation de chaque opération par la formule suivante :

$$T = \frac{Q \cdot R}{N}$$

Avec : T : Temps de travail.
Q : Quantité de travail.
N : Nombre d'équipe.
R : Rendement.

- o Conception du réseau.

7.3.1 Technique de planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

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

Note : le graphique ne peut se faire sans le réseau.

7.3.1.1. Méthodes basées sur le réseau : Ce sont des réseaux soit à flèches ou à nœuds

a) Construction du réseau

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

- Etablissement d'une liste des tâches :
- Détermination des tâches antérieures :
- Construction des graphes partiels.
- Regroupement des graphes partiels.
- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage.
- Construction du réseau.

b) Différentes méthodes basées sur le réseau

- Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)
- Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical)
- Méthode P.D.M (Procedure Diagram Method)

7.3.1.2. Méthodes basées sur le graphique

a) Méthode linéaire (ligne of balance technic) :

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux sont répétitifs.

b) Méthode à barres :

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (Plan de travail).

7.3.2. Choix de la méthode de calcul :

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage à construire.

Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode C.P.M.

7.3.2.1 : Les paramètres de la méthode C.P.M :

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

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Et : $DFP = DCP + TR$

$DCPP = DFPP - TR$

Avec TR : temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.
 DCPD : date de commencement au plus tard.
 DFP : date de finition au plus tôt.
 DFPP : date de finition au plus tard.
 MT : marge totale.

7.3.2.2. Chemin critique (C.C) :

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

- $M.T=0$
- $\sum T.R_{C.C} = DTP$

7.3.3 Composition du projet :

Les différentes taches qui composent le projet ainsi que leur temps de réalisation sont donnés par le tableau 7.1.

Tableau 7.1 : symboles des taches et leurs temps de réalisation :

Tavaux	Opérations	Durée (mois)
Installation de chantier	A	2
Batardeau longitudinale	B	1.5
Construction 1 ^{ère} phase du barrage et de la galerie de dérivation	C	2.5
Construction des batardeaux de 2 ^{ème} phase	D	2.5
Construction de la 2 ^{ère} phase du barrage	E	3.5
Construction de la 3ème phase du barrage	F	13
Construction de l'évacuateur de crues	G	7
Tamponnement amont la galerie de dérivation provisoire	H	8
Prises d'eau et vidange de fond avec chambre des vannes suivi de remplissage de la galerie	I	4
Équipements hydromécaniques	J	2
Traitement de la fondation	K	5
Auscultation	L	3
Finissements	M	4

La durée totale du projet (DTP) est donné par le chemin critique qui reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0) le tableau 7.2.donne l'enchainement des opérations ainsi que la durée totale du projet.

Le schéma du diagramme de Gant est représenté dans la figure 7.

Le chemin critique est : **A – B – C – D – E – F– I–J – K–L–M.**

Le temps de réalisation est égal à **40 mois**

Tableau 7.2 : Calcul du temps de réalisation par la méthode du tableau

Opérations	TR	DP		DFP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	2	0	2	0	2	0
B	1.5	2	3.5	2	3.5	0
C	2.5	3.5	6	3.5	6	0
D	2	6	8	6	8	0
E	3	8	11	8	11	0
F	13	11	24	11	24	0
G	6	11	17	17.5	23.5	6.5
H	0.5	17	17.5	23.5	24	6.5
I	4	24	28	24	28	0
J	2	28	30	28	30	0
K	5	30	35	30	35	0
L	2	35	37	35	37	0
M	3	37	40	37	40	0

7.4. Calcule de devis estimatif :

7.4.1 Quantité et Devis estimatif global :

Les prix attribués pour chaque ouvrage de réalisation sont composés par leurs principale tâches à manœuvre ; d'où ces prix sont élaborer par des projets antérieurs.

Le tableau 7.3 Récapitulatif du devis estimatif global coût de réalisation du barrage de SEKLAF.

<i>NATURE DES TRAVAUX</i>	<i>VOLUME m3</i>	<i>Total en MDZD</i>
DIGUE	839,170,134	1409.82
EVACUATEUR DE CRUE	1600	46.4
EQUIPEMENT MECANIQUE	-	5.39
PRISE D'EAU	367.4636	0.44
VIDANGE DE FOND	1210	1.452
DERIVATION PROVISOIRE-REMBLAIS	111273.33	111.27
DERIVATION PROVISOIRE-MUR SOUTENEMENT	794	0.9528
DERIVATION PROVISOIRE-PREBATARDEAU	2532	8.862
	COUT TOTALE	1584.59

CONCLUSION

A partir de ces prix unitaire et par la suite le calcule des volumes des travaux ainsi que les quantités, on conclue que le cout sec de l'ouvrage est de 1584,6 MZA ; d'où ce cout se croit par les frais administratives, d'ingénierie, et la main d'œuvre, ainsi que les couts de transport , le projet seras achevé dans une duré totale de réalisation en 40 mois.

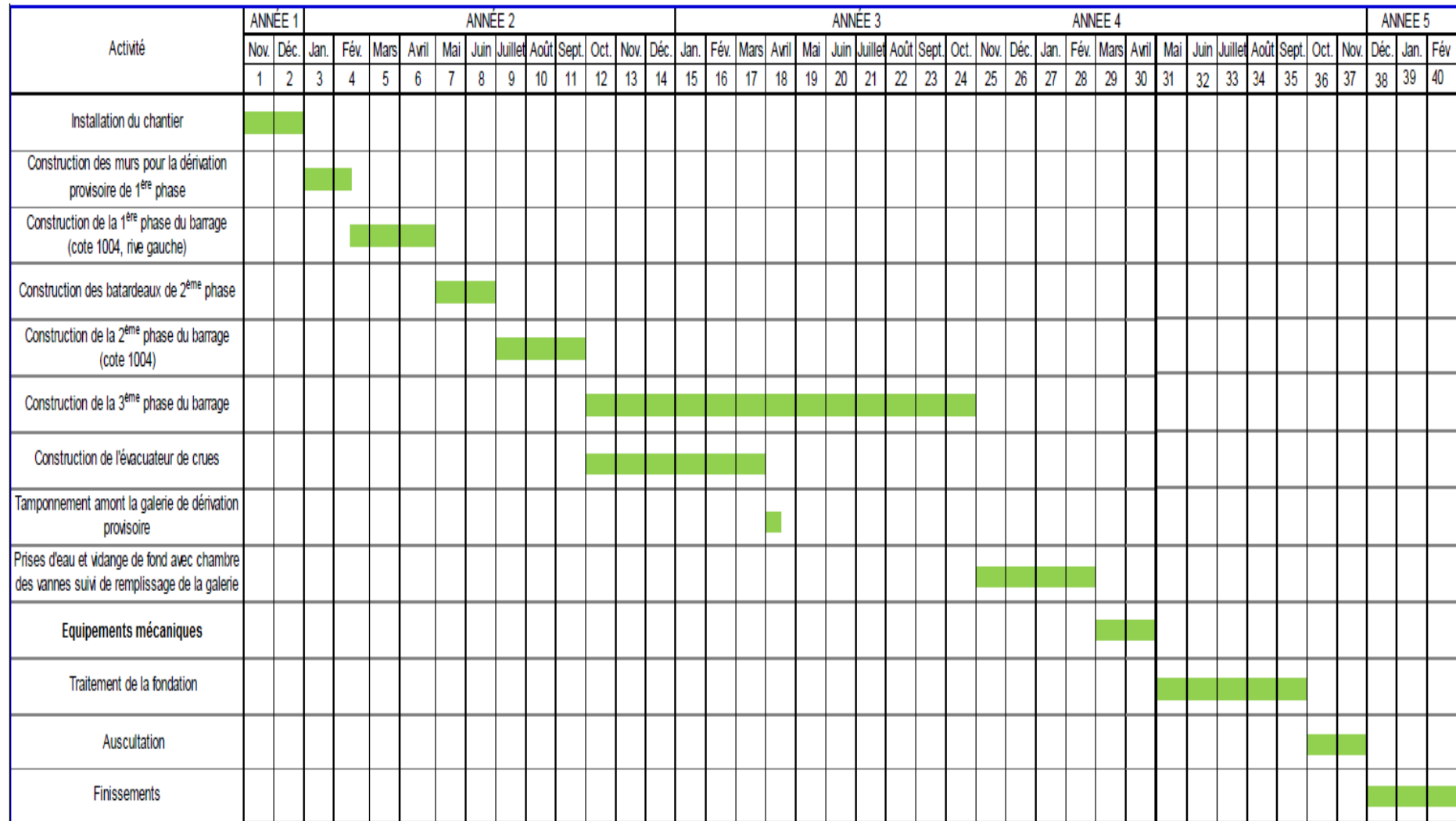


Fig 7.1 : Diagramme de Gant.

CONCLUSION GENERALE

Nous avons exécuté l'étude d'avant projet détaillé des ouvrages annexes du barrage SEKLAFA, où nous avons essayé de donner des conceptions et des dimensionnement des ces ouvrages de telle sorte qu'ils répondent à leurs fonctionnements techniques et bien entendue dans un intervalle économique raisonnable d'où le coût sec du marché est de 1584.6 MDA.

Nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

- ❖ La conception des ouvrages annexes du barrage SEKLAFA comme des ouvrages intégrés dans le corps de barrage soit pour les pertuis de prise d'eau ainsi pour la galerie de dérivation, présente le choix le plus économique et n'implique aucune difficulté technique particulière, dont un vidange de la retenue se fait dans 20 jours avec une capacité d'évacuation de $45.5 \text{ m}^3/\text{s}$.
- ❖ Le barrage SEKLAFA peut assurer la pérennité de l'irrigation, l'alimentation en eau potable, d'un débit de prise de 634 l/s permettant ainsi le développement du secteur de l'agriculture.
- ❖ Le projet du barrage de SEKLAFA est considéré comme un investissement primordial pour le pays, puisqu'il permettrait d'assurer les ressources hydriques ($14 \text{ Mm}^3/\text{an}$) nécessaires pour la survie de la population.

En fin, On peut dire que cette étude nous a permis de toucher presque à tout ce qui concerne l'étude de l'A.P.D et d'exécution des ouvrages annexes .

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1]: Bénina Touaïbia. MANUEL PRATIQUE D'HYDROLOGIE. OPU, Mars 2004.

[2]: Hydrologie appliquée. TECNICA HIDRAULICA.S.A ; INGENIEURS CONSULTANTS. Avril 2004.

[3]: Willi H. Hager et Anton J. Schleiss, Constructions hydrauliques : Ecoulements stationnaires, Presses polytechniques et universitaires Romandes, 2009.

[4]: Gerard Degoutte : petits barrages. Recommandation pour la conception, la réalisation et les suivis, Comité français des grands barrages. Edition Cemagref. France ; 1977.

[5]: Manuel de conception et projets typiques des digues en terre ,TECNICA HIDRAULICA.S.A INGENIEURS CONSULTANTS, Avril 2004.

[6]: Manuel de conception et projet typiques de prises d'eau et vidanges de fond TECNICA HIDRAULICA.S.A INGENIEURS CONSULTANTS, Avril 2004.

[7]: Cahier de cours Béton ; Bachir Chérif.

[8]: Catalogue Pont à mousson ; P.A.M.

[9]: LENCASTRE Armando, 1996.Hydraulique générale. Edition : Eyrolles Paris. Université nouvelle-Lisbonne. Portugal.

[10]: Tunnels hydrotechnique ; Dr M.Hassan; ENSH ; Blida 2004.

Annexes

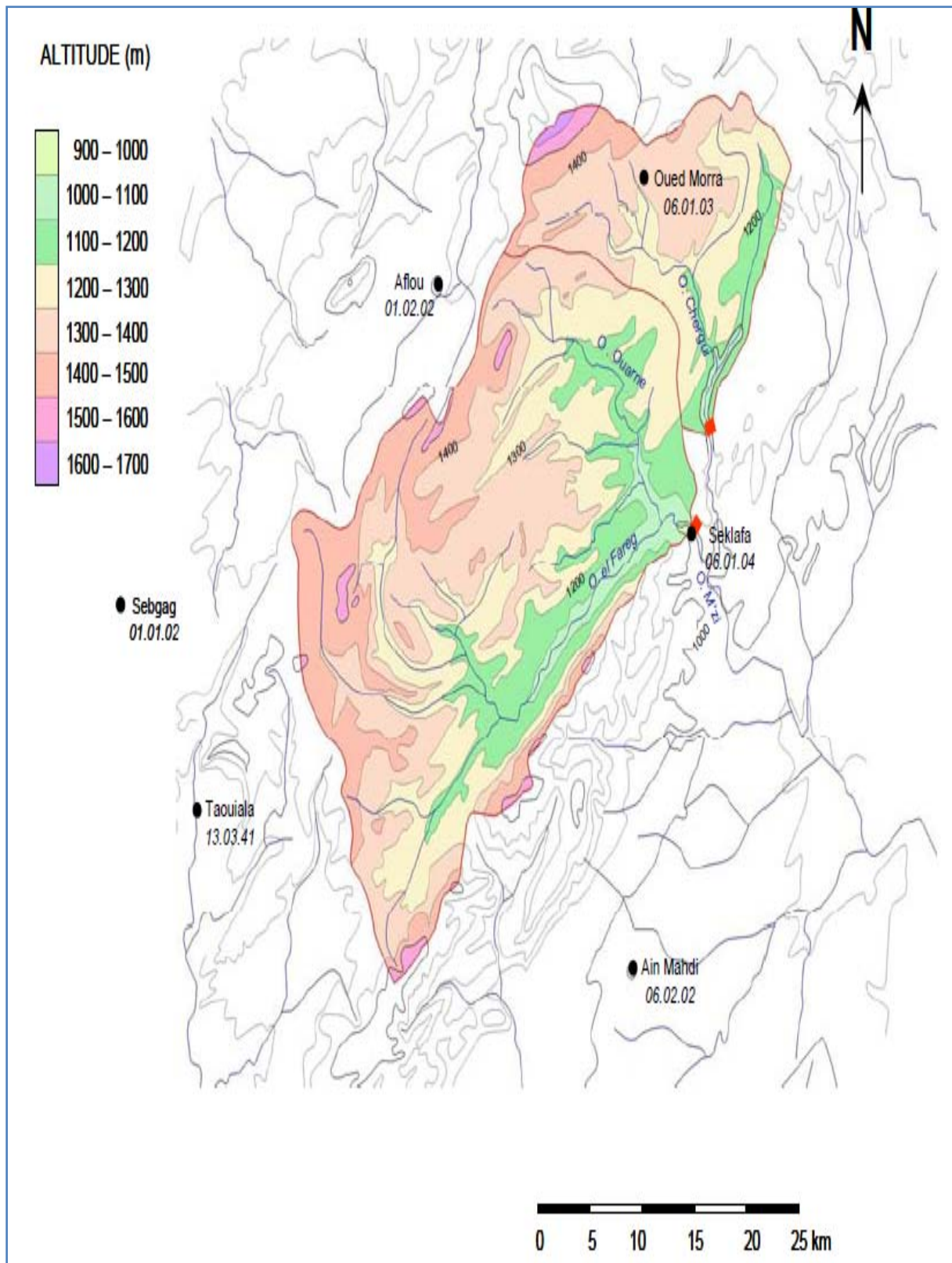


Fig : Délimitation du bassin versant d'Oued M'zi

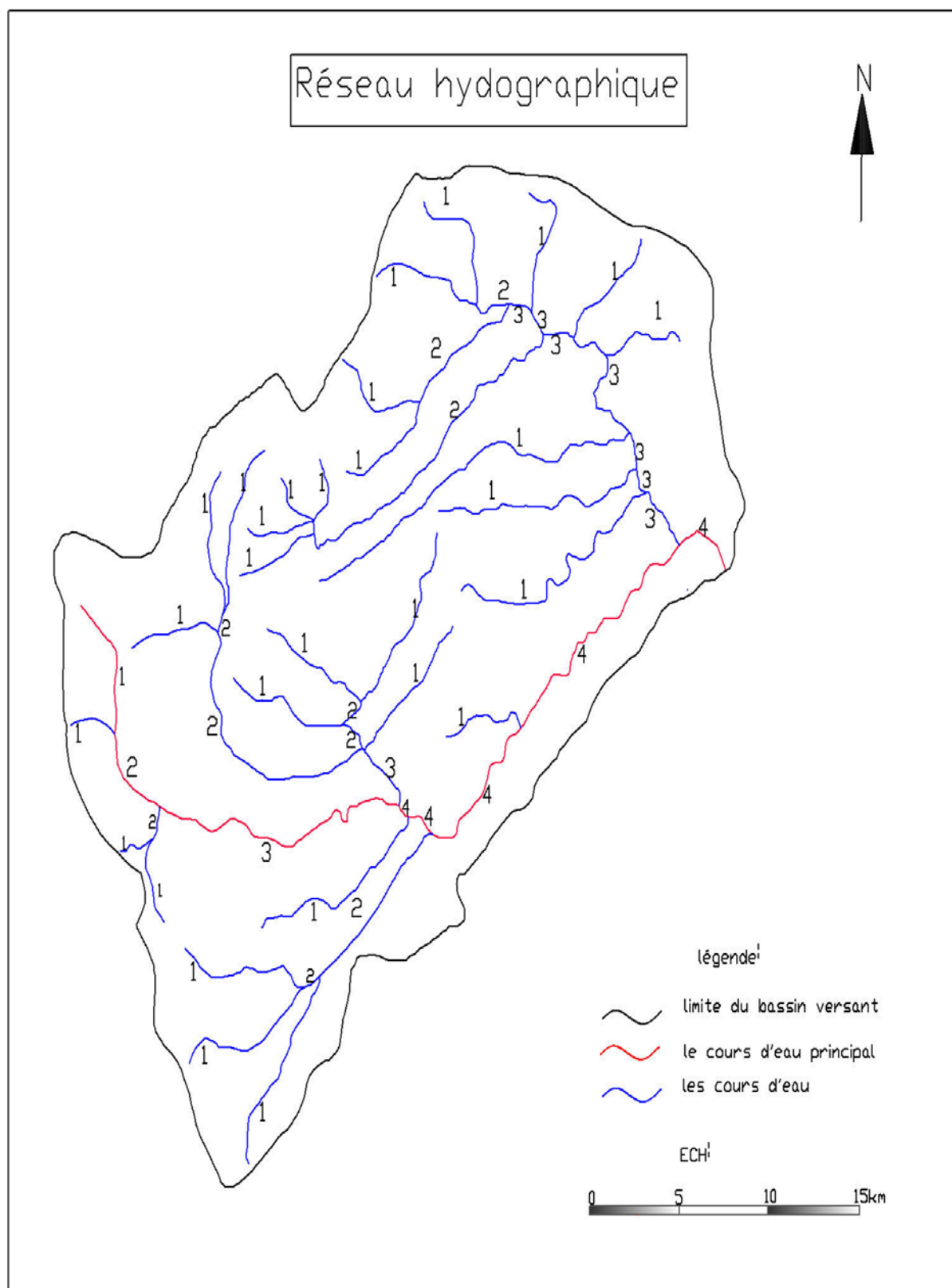


Fig : Réseau hydrographique du bassin versant d'Oued M'zi.

Annexe I

Tableau I : Répartition de la pluie maximale journalière.

Année	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou	Annuelle
1971	0,0	9,5	66,9	25,4	16,0	14,5	42,2	7,4	11,0	15,5	10,8	13,9	233,1
1972	15,3	40,5	20,3	3,6	4,0	7,2	16,3	17,8	3,4	18,3	0,4	2,9	150,0
1973	6,3	0,7	37,7	20,4	0,8	22,1	55,3	45,4	7,1	73,5	5,9	0,0	275,2
1974	5,9	13,0	4,8	0,4	0,8	27,3	49,1	51,4	5,3	45,9	3,2	1,5	208,5
1975	0,0	3,8	9,0	12,5	5,4	16,2	60,0	3,5	26,7	38,8	40,9	12,6	229,4
1976	54,8	26,1	9,6	6,2	18,9	1,7	3,4	0,1	25,9	0,0	0,0	20,1	166,8
1977	9,4	2,6	27,0	0,4	6,6	0,0	0,0	20,9	8,3	8,6	0,0	0,0	83,8
1978	6,5	30,7	0,0	0,7	44,8	12,8	4,6	4,6	4,8	15,6	0,0	0,0	125,1
1979	58,1	5,2	0,0	6,6	5,0	30,4	57,1	12,8	2,6	0,0	0,0	0,0	177,8
1980	21,6	0,0	59,0	0,0	0,0	14,0	4,5	16,6	0,0	19,7	0,0	0,0	135,4
1981	0,0	13,2	23,4	7,6	10,2	11,8	2,0	69,3	3,5	0,0	0,0	0,0	141,1
1982	0,0	1,6	2,4	0,0	0,0	3,2	0,0	22,7	8,8	22,0	5,0	3,7	69,4
1983	0,0	12,0	3,1	1,2	11,8	12,9	25,1	10,7	14,6	4,4	2,2	0,0	98,1
1984	0,0	11,8	2,1	0,7	21,4	0,0	2,3	0,0	32,2	0,0	1,0	1,9	73,4
1985	0,0	2,7	22	11	14,9	7,7	90,4	1,1	13,5	0	0	7,5	170,9
1986	3,5	47,6	40,7	2,5	19,4	1,5	6,5	10,7	0,0	0,0	1,5	1,0	134,9
1987	0,0	0,0	9,4	5,2	1,0	0,8	0,0	7,3	11,5	26,6	0,0	3,9	65,7
1988	8,8	0,0	6,4	0,0	0,0	0,0	1,0	0,0	6,5	0,0	4,8	3,1	30,6
1989	0,0	0,0	2,4	0,0	40,2	0,0	2,6	16,1	47,0	0,0	0,0	4,0	112,3
1990	4,0	0,0	3,8	0,0	0,0	29,5	47,2	8,5	9,0	0,0	7,0	14,9	123,9
1991	27,2	57,7	4,3	29,1	12,8	6,3	31,6	4,4	23,3	0,0	9,2	0,0	205,9
1992	4,2	0,0	23,4	0,3	0,4	1,6	17,3	1,2	17,2	10,5	12,4	13,5	102,0
1993	4,1	0,3	3,3	0,5	17,7	0,8	23,3	0,2	0,0	9,3	0,0	11,2	70,7
1994	49,8	115,9	4,9	0,2	1,4	10,9	25,2	8,6	2,2	26,1	0,6	17,2	263,0
1995	21,5	79,2	0,6	13,1	23,5	16,4	83,2	8,7	21,6	40,0	3,3	6,8	317,9
1996	10,0	0,0	0,0	12,0	13,9	0,7	5,1	55,4	5,0	1,5	1,0	54,5	159,1
1997	68,0	21,2	18,7	8,9	6,5	11,8	4,4	14,5	13,6	7,6	0,0	18,1	193,3
1998	23,0	0,0	0,0	2,7	65,9	27,1	36,7	0,3	0,2	14,6	19,3	8,5	198,3
1999	29,2	6,3	11,1	50,2	0,0	0,0	0,7	0,7	6,2	10,3	5,0	0,0	119,7
2000	15,6	30,8	0,5	0,6	10,6	3,5	0,9	1,1	3,8	0,2	3,2	35,6	106,4
2001	26,6	17,2	2,7	12,0	8,1	0,6	0,6	22,7	12,9	0,0	0,0	35,0	138,4
2002	1,5	7,3	10,2	0,5	17,1	2,1	3,7	4,1	11,8	9,5	9,3	3,9	81,0
2003	2,6	73,1	15,8	13,9	0,2	16,0	26,1	36,8	30,4	13,5	21,7	16,7	266,8
2004	1,3	18,5	0,6	42,8	0,0	12,0	0,2	0,4	0,8	10,5	10,2	0,8	98,1
2005	57,6	33,4	5,4	9,4	23,0	6,7	0,9	15,8	56,6	2,9	9,4	2,4	223,5
2006	9,0	2,0	13,5	31,9	5,0	7,7	19,3	38,5	2,8	0,0	5,4	11,8	147,0
2007	17,5	28,2	4,4	3,3	0,0	23,1	2,4	0,7	10,5	3,2	1,4	0,0	94,7
moyenne	15,2	19,2	12,7	9,1	11,6	9,7	20,3	14,6	12,4	12,1	5,2	8,8	151

Annexe I

Tableau I.2 : Apports et débits mesurés au SEKLAFA.

Année	Débit moyen (m3/s)	Apport (Mm3)
1976	0.51	16.2
1977	0.2	6.44
1978	0.38	11.95
1979	0.69	21.97
1980	0.73	23.18
1981	0.67	21.05
1982	0.03	1.1
1983	0.28	8.72
1984	0.23	7.27
1985	0.43	13.64
1986	0.47	14.72
1987	0.11	3.46
1988	0.03	0.95
1989	0.33	10.4
1990	0.34	10.59
1991	0.83	26.28
1992	0.3	9.37
1993	0.14	4.28
1994	1.13	35.57
1995	1.41	44.5
1996	0.59	18.66
1997	0.77	24.23
1998	0.79	25.04
1999	0.39	12.25
2000	0.32	10.09
2001	0.48	15.29
2002	0.19	5.95
2003	1.15	36.19
2004	0.28	8.74
2005	0.92	29.14
2006	0.59	18.47
2007	0.26	8.18

Annexe I

Tableau I.3 : Calcule de composante interannuelle.

n	$\sqrt{n}$	C_v^n	C_s^n	Fp%	Kp ⁿ	$(\alpha - K_p n) \cdot n$	
					Fp%.Cv+1	0,8	0,9
1	1,00	0,59	1,180	-1,248	0,264	0,536	0,636
2	1,41	0,42	0,834	-1,368	0,429	0,742	0,942
3	1,73	0,34	0,681	-1,427	0,514	0,858	1,158
4	2,00	0,30	0,590	-1,453	0,571	0,914	1,314
5	2,24	0,26	0,528	-1,476	0,610	0,948	1,448
6	2,45	0,24	0,482	-1,499	0,639	0,966	1,566
7	2,65	0,22	0,446	-1,513	0,662	0,963	1,663
8	2,83	0,21	0,417	-1,519	0,683	0,935	1,735
9	3,00	0,20	0,393	-1,520	0,701	0,890	1,790
10	3,16	0,19	0,373	-1,518	0,717	0,833	1,833
11	3,32	0,18	0,356	-1,518	0,730	0,771	1,871
12	3,46	0,17	0,341	-1,520	0,741	0,707	1,907
13	3,61	0,16	0,327	-1,526	0,750	0,645	1,945
14	3,74	0,16	0,315	-1,534	0,758	0,586	1,986
15	3,87	0,15	0,305	-1,544	0,765	0,529	2,029
16	4,00	0,15	0,295	-1,557	0,770	0,474	2,074
17	4,12	0,14	0,286	-1,570	0,775	0,420	2,120
18	4,24	0,14	0,278	-1,584	0,780	0,366	2,166
19	4,36	0,14	0,271	-1,598	0,784	0,309	2,209
20	4,47	0,13	0,264	-1,611	0,787	0,250	2,250
21	4,58	0,13	0,257	-1,623	0,791	0,187	2,287
22	4,69	0,13	0,252	-1,633	0,795	0,119	2,319
23	4,80	0,12	0,246	-1,641	0,798	0,045	2,345
24	4,90	0,12	0,241	-1,648	0,802	-0,037	2,363
25	5,00	0,12	0,236	-1,652	0,805	-0,126	2,374
26	5,10	0,12	0,231	-1,654	0,809	-0,223	2,377
27	5,20	0,11	0,227	-1,654	0,812	-0,328	2,372
28	5,29	0,11	0,223	-1,652	0,816	-0,442	2,358
29	5,39	0,11	0,219	-1,648	0,819	-0,565	2,335
30	5,48	0,11	0,215	-1,641	0,823	-0,698	2,302

Annexe I

Tableau 2.17 : Les hydrogrammes de crue pour différents périodes de retour.

Temps(heure)	Période de retour					
	10	15	50	100	1000	10000
0.5	1.08	1.26	1.67	1.86	2.40	2.84
1	4.34	5.03	6.67	7.45	9.61	11.36
1.5	9.76	11.31	15.01	16.77	21.61	25.56
2	17.35	20.11	26.68	29.81	38.43	45.43
2.5	27.11	31.43	41.69	46.58	60.04	70.99
3	39.04	45.26	60.03	67.08	86.46	102.23
3.5	53.14	61.60	81.71	91.30	117.68	139.14
4	69.41	80.46	106.73	119.25	153.70	181.74
4.5	87.84	101.83	135.07	150.93	194.53	230.01
5	108.45	125.71	166.76	186.33	240.16	283.96
5.5	131.22	152.11	201.78	225.46	290.60	343.60
6	156.17	181.03	240.13	268.32	345.83	408.91
6.5	183.28	212.46	281.82	314.90	405.87	479.90
7	212.56	246.40	326.85	365.21	470.72	556.57
7.5	244.01	282.86	375.21	419.24	540.36	638.92
8	277.63	321.83	426.90	477.01	614.81	726.95
8.5	313.42	363.31	481.93	538.49	694.07	820.65
9	351.38	407.31	540.30	603.71	778.12	920.04
9.5	391.50	453.83	602.00	672.65	866.98	1025.11
10	433.80	502.86	667.04	745.32	960.65	1135.85
10.5	478.26	554.40	735.41	821.72	1059.11	1252.28
10.63	490.18	568.21	753.73	842.19	1085.50	1283.48
10.63	490.18	568.21	753.73	842.19	1085.50	1283.48
10.64	489.63	567.57	752.88	841.24	1084.28	1282.03
10.7	486.32	563.73	747.79	835.55	1076.95	1273.37
10.8	480.83	557.38	739.36	826.13	1064.81	1259.01
10.9	475.39	551.07	730.99	816.78	1052.76	1244.76
11	469.99	544.81	722.69	807.51	1040.80	1230.62
11.5	443.60	514.22	682.11	762.17	982.36	1161.53
12	418.22	484.80	643.09	718.56	926.15	1095.07
12.5	393.83	456.52	605.58	676.65	872.13	1031.20
13	370.40	429.37	569.55	636.40	820.26	969.86
13.5	347.92	403.31	534.99	597.78	770.48	911.00
14	326.37	378.33	501.85	560.75	722.75	854.57
14.5	305.73	354.40	470.11	525.29	677.04	800.53
15	285.98	331.51	439.74	491.35	633.30	748.81
15.5	267.10	309.62	410.71	458.91	591.49	699.36
16	249.06	288.71	382.98	427.92	551.55	652.15
16.5	231.86	268.77	356.53	398.37	513.46	607.11
17	215.47	249.77	331.32	370.21	477.16	564.19
17.5	199.87	231.69	307.33	343.40	442.61	523.34
18	185.04	214.50	284.53	317.93	409.78	484.51
18.5	170.97	198.18	262.89	293.74	378.60	447.66

Annexe I

	PERIODE DE RETOUR					
Temps(heure)	10	15	50	100	1000	10000
19.5	144.99	168.07	222.95	249.12	321.09	379.65
20	133.06	154.24	204.59	228.61	294.65	348.39
20.5	121.79	141.18	187.28	209.25	269.71	318.90
21	111.18	128.88	170.96	191.03	246.21	291.12
21.5	101.21	117.32	155.63	173.89	224.13	265.00
22	91.85	106.47	141.23	157.81	203.40	240.50
22.5	83.09	96.31	127.76	142.75	183.99	217.55
23	74.90	86.82	115.17	128.68	165.86	196.11
23.5	67.27	77.98	103.43	115.57	148.96	176.13
24	60.17	69.75	92.53	103.38	133.25	157.56
24.5	53.60	62.13	82.41	92.08	118.69	140.33
25	47.52	55.08	73.06	81.64	105.22	124.41
25.5	41.91	48.59	64.45	72.01	92.82	109.75
26	36.77	42.62	56.54	63.18	81.43	96.28
26.5	32.07	37.17	49.31	55.10	71.01	83.96
26.58	31.35	36.35	48.21	53.87	69.43	82.10
27	27.78	32.20	42.72	47.73	61.52	72.74
27.5	23.90	27.70	36.75	41.06	52.92	62.57
28	20.39	23.64	31.36	35.04	45.16	53.40
28.5	17.25	19.99	26.52	29.63	38.20	45.16
29	14.45	16.74	22.21	24.82	31.99	37.82
29.5	11.96	13.87	18.40	20.55	26.49	31.32
30	9.78	11.34	15.04	16.81	21.67	25.62
30.5	7.89	9.14	12.13	13.55	17.46	20.65
31	6.25	7.25	9.61	10.74	13.84	16.37
31.5	4.86	5.63	7.47	8.35	10.76	12.72
32	3.69	4.28	5.68	6.34	8.17	9.67
32.5	2.73	3.16	4.19	4.69	6.04	7.14
33	1.95	2.26	3.00	3.35	4.31	5.10
33.5	1.33	1.55	2.05	2.29	2.95	3.49
34	0.86	1.00	1.33	1.48	1.91	2.26
34.5	0.52	0.60	0.80	0.89	1.15	1.36
35	0.28	0.33	0.43	0.48	0.62	0.74
35.5	0.13	0.15	0.20	0.22	0.29	0.34
36	0.05	0.05	0.07	0.08	0.10	0.12
36.5	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02	0.02
37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
37.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

ANNEXE II

Tableau 2.1 : Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE.

largeur	hauteur	débit	surface	vitesse	H totale	$q = m. b. \sqrt{2. g. h^{3/2}}$					
						b (m)					
						30,00	35,00	40,00	45,00	50,00	55,00
1	0	0,00	0	-	-	-	-	-	-	-	-
2	2	12,28	4	3,07	2,48	254,31	296,70	339,09	381,47	423,86	466,24
5	2,2	35,41	11	3,22	2,73	293,40	342,30	391,20	440,10	489,00	537,90
10	2,4	80,69	24	3,36	2,98	334,31	390,02	445,74	501,46	557,18	612,89
12	2,6	109,18	31,2	3,50	3,22	376,95	439,78	502,60	565,43	628,25	691,08
16	2,8	162,69	44,8	3,63	3,47	421,27	491,49	561,70	631,91	702,12	772,33
18	3	202,98	54	3,76	3,72	467,21	545,07	622,94	700,81	778,68	856,54
20	3,2	248,46	64	3,88	3,97	514,70	600,48	686,26	772,05	857,83	943,61
22	3,4	299,32	74,8	4,00	4,22	563,70	657,65	751,59	845,54	939,49	1 033,44
24	3,6	355,77	86,4	4,12	4,46	614,16	716,52	818,88	921,24	1 023,60	1 125,96
26	3,8	417,98	98,8	4,23	4,71	666,04	777,05	888,06	999,06	1 110,07	1 221,08
28	4	486,13	112	4,34	4,96	719,31	839,20	959,08	1 078,97	1 198,85	1 318,74
30	4,2	560,40	126	4,45	5,21	773,93	902,92	1 031,90	1 160,89	1 289,88	1 418,87
32	4,4	640,96	140,8	4,55	5,46	829,86	968,17	1 106,48	1 244,79	1 383,10	1 521,41
34	4,6	727,98	156,4	4,65	5,70	887,08	1 034,93	1 182,77	1 330,62	1 478,47	1 626,31
36	4,8	821,61	172,8	4,75	5,95	945,56	1 103,15	1 260,74	1 418,34	1 575,93	1 733,52
38	5	922,02	190	4,85	6,20	1 005,27	1 172,81	1 340,36	1 507,90	1 675,45	1 842,99
40	5,2	1029,36	208	4,95	6,45	1 066,18	1 243,88	1 421,58	1 599,27	1 776,97	1 954,67
42	5,4	1143,78	226,8	5,04	6,70	1 128,28	1 316,33	1 504,37	1 692,42	1 880,47	2 068,51
44	5,6	1265,43	246,4	5,14	6,94	1 191,54	1 390,13	1 588,72	1 787,31	1 985,90	2 184,49
46	5,8	1394,45	266,8	5,23	7,19	1 255,94	1 465,26	1 674,58	1 883,91	2 093,23	2 302,55
48	6	1530,98	288	5,32	7,44	1 321,46	1 541,70	1 761,94	1 982,19	2 202,43	2 422,67

ANNEXE II

Tableau 2.8.2 : Calcule par Kotchérine du laminage de crue en fonction de la charge déversante et la largeur du déversoir.

Hd (m)	PHE (mNGA)	VPHE (Mm3)	Vf (Mm3)	$q_{\max,p\%} = 0.85 \cdot Q_{\max,p\%} \left(1 - \frac{V_f}{V_{cr}}\right)$	H totale	b (m)					
						30	35	40	43	45	50
0	1031,25	41,5	0	1090,96	0,62	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	1033,25	51,11	9,61	885,77	2,48	254,31	296,70	339,09	364,52	381,47	423,86
2,2	1033,45	52,04	10,54	870,03	2,73	293,40	342,30	391,20	420,54	440,10	489,00
2,4	1033,65	52,94	11,44	855,14	2,98	334,31	390,02	445,74	479,17	501,46	557,18
2,6	1033,85	53,83	12,33	841,11	3,22	376,95	439,78	502,60	540,30	565,43	628,25
2,8	1034,05	54,69	13,19	827,90	3,47	421,27	491,49	561,70	603,82	631,91	702,12
3	1034,25	55,52	14,02	815,52	3,72	467,21	545,07	622,94	669,66	700,81	778,68
3,2	1034,45	56,32	14,82	803,94	3,97	514,70	600,48	686,26	737,73	772,05	857,83
3,4	1034,65	57,09	15,58	793,14	4,22	563,70	657,65	751,59	807,96	845,54	939,49
3,6	1034,85	57,81	16,31	783,10	4,46	614,16	716,52	818,88	880,29	921,24	1023,60
3,8	1035,05	58,51	17,01	773,79	4,71	666,04	777,05	888,06	954,66	999,06	1110,07
4	1035,25	59,17	17,67	765,17	4,96	719,31	839,20	959,08	1031,01	1078,97	1198,85
4,2	1035,45	59,79	18,29	757,21	5,21	773,93	902,92	1031,90	1109,30	1160,89	1289,88
4,4	1035,65	60,38	18,88	749,85	5,46	829,86	968,17	1106,48	1189,47	1244,79	1383,10
4,6	1035,85	60,93	19,43	743,05	5,70	887,08	1034,93	1182,77	1271,48	1330,62	1478,47
4,8	1036,05	61,45	19,95	736,73	5,95	945,56	1103,15	1260,74	1355,30	1418,34	1575,93
5	1036,25	61,95	20,45	730,83	6,20	1005,27	1172,81	1340,36	1440,88	1507,90	1675,45
5,2	1036,45	62,43	20,93	725,25	6,45	1066,18	1243,88	1421,58	1528,19	1599,27	1776,97
5,4	1036,65	62,89	21,39	719,89	6,70	1128,28	1316,33	1504,37	1617,20	1692,42	1880,47
5,6	1036,85	63,35	21,85	714,63	6,94	1191,54	1390,13	1588,72	1707,87	1787,31	1985,90
5,8	1037,05	63,83	22,33	709,33	7,19	1255,94	1465,26	1674,58	1800,18	1883,91	2093,23
6	1037,25	64,33	22,83	703,84	7,44	1321,46	1541,70	1761,94	1894,09	1982,19	2202,43

Tableau. II.1: Ajustement à la loi de GUMBEL

Période de retour	Fréquence	U.Gumbel	Val.théo.	Borne inf.	Borne sup.
10000	0,9999	9,210	133,716	104,499	192,519
2000	0,9995	7,601	113,883	89,628	162,602
1000	0,999	6,907	105,340	83,214	149,722
200	0,995	5,296	85,485	68,277	119,820
100	0,99	4,600	76,913	61,807	106,933
50	0,98	3,902	68,311	55,291	94,022
20	0,95	2,970	56,830	46,536	76,851
10	0,9	2,250	47,961	39,684	63,674
5	0,8	1,500	38,715	32,361	50,116

Teste d'adéquation (Teste Khi carré)

Paramètre	X ²	P-value	Degré de liberté	Nombres des classes
Valeur	3.86	0.569	5	8

Tableau. II.2: Ajustement à la loi de GALTON

Période de retour	Fréquence	U de Gauss	Valeur théo.	Borne inf.	Borne sup.
10000,00	0,9999	3,719	176,292	117,517	329,389
2000	0,9995	3,291	139,958	96,987	245,270
1000,00	0,999	3,091	125,644	88,631	213,760
200,00	0,995	2,576	95,236	70,229	150,358
100,00	0,99	2,327	83,259	62,676	126,884
50,00	0,98	2,054	71,886	55,296	105,499
20,00	0,95	1,645	57,669	45,709	80,179
10,00	0,9	1,282	47,412	38,456	63,048
5,00	0,8	0,841	37,399	30,981	47,447

Teste d'adéquation (Teste Khi carré)

Paramètre	X ²	P-value	Degré de liberté	Nombres des classes
Valeur	2.14	0.83	5	8

Annexe III

Tableau 3.1 : Laminage de crue de chantier.

<i>Temps (heurs)</i>	<i>Q(crue) m³/s</i>	<i>Q moy</i>	<i>Q-q</i>	<i>(Q-q)*Δt</i>	<i>V Mm³</i>	<i>Q(évacué)</i>
0.5	1.084	0.542	0.542	0.001	0.066	0.000
1	4.338	7.049	6.673	0.012	0.067	0.376
1.5	9.760	13.556	0.113	0.000	0.079	13.443
2	17.352	22.232	8.502	0.015	0.079	13.731
2.5	27.112	33.077	-4.057	-0.007	0.094	37.135
3	39.042	46.091	20.402	0.037	0.087	25.689
3.5	53.140	61.274	-20.622	-0.037	0.124	81.896
4	69.408	78.626	53.550	0.096	0.087	25.076
4.5	87.844	98.147	-57.670	-0.104	0.183	155.816
5	108.450	119.837	105.840	0.191	0.079	13.996
5.5	131.224	143.696	-90.859	-0.164	0.270	234.554
6	156.168	169.724	114.041	0.205	0.106	55.683
6.5	183.280	197.921	-66.662	-0.120	0.312	264.583
7	212.561	228.287	63.525	0.114	0.192	164.762
7.5	244.012	260.821	0.078	0.000	0.306	260.744
8	277.631	295.525	34.686	0.062	0.306	260.840
8.5	313.420	332.398	32.369	0.058	0.369	300.029
9	351.377	371.440	40.112	0.072	0.427	331.328
9.5	391.503	412.651	47.746	0.086	0.499	364.905
10	433.799	456.031	56.767	0.102	0.585	399.264
10.5	478.263	484.221	49.954	0.023	0.687	434.267
10.63	490.179	490.179	48.617	0.000	0.711	441.562
10.63	490.179	489.903	48.340	0.002	0.711	441.562
10.64	489.626	487.971	45.875	0.010	0.712	442.096
10.7	486.317	483.575	38.464	0.014	0.722	445.111
10.8	480.834	478.113	28.856	0.010	0.736	449.257
10.9	475.393	472.693	20.374	0.007	0.746	452.319
11	469.993	456.799	2.344	0.004	0.754	454.455
11.5	443.605	430.914	-24.761	-0.045	0.758	455.675
12	418.223	406.026	-36.415	-0.066	0.713	442.441
12.5	393.829	382.116	-39.326	-0.071	0.648	421.442
13	370.403	359.163	-37.150	-0.067	0.577	396.314
13.5	347.924	337.149	-32.529	-0.059	0.510	369.678
14	326.374	316.053	-27.390	-0.049	0.452	343.443
14.5	305.732	295.856	-22.845	-0.041	0.402	318.701
15	285.980	276.539	-19.220	-0.035	0.361	295.759
15.5	267.097	258.081	-16.388	-0.029	0.327	274.468
16	249.065	240.463	-14.123	-0.025	0.297	254.586
16.5	231.862	223.667	-12.267	-0.022	0.272	235.934
17	215.471	207.671	-10.723	-0.019	0.250	218.394
17.5	199.871	192.457	-9.423	-0.017	0.230	201.880
18	185.043	178.005	-8.320	-0.015	0.213	186.324
18.5	170.967	164.295	-7.375	-0.013	0.198	171.670

Annexe III

<i>Temps (heurs)</i>	<i>Q(crue) m³/s</i>	<i>Q moy</i>	<i>Q-q</i>	<i>(Q-q)*Δt</i>	<i>V Mm3</i>	<i>Q(évacué)</i>
19	157.623	151.308	-6.562	-0.012	0.185	157.870
19.5	144.993	139.024	-5.858	-0.011	0.173	144.882
20	133.055	127.424	-5.245	-0.009	0.163	132.669
20.5	121.792	116.488	-4.710	-0.008	0.153	121.197
21	111.183	106.196	-4.240	-0.008	0.145	110.436
21.5	101.209	96.529	-3.825	-0.007	0.137	100.355
22	91.850	87.468	-3.459	-0.006	0.130	90.927
22.5	83.086	78.992	-3.134	-0.006	0.124	82.126
23	74.898	71.083	-2.844	-0.005	0.118	73.927
23.5	67.267	63.720	-2.586	-0.005	0.113	66.306
24	60.173	56.884	-2.354	-0.004	0.109	59.238
24.5	53.595	50.555	-2.146	-0.004	0.104	52.702
25	47.516	44.715	-1.959	-0.004	0.101	46.674
25.5	41.914	39.343	-1.790	-0.003	0.097	41.132
26	36.771	34.419	-1.636	-0.003	0.094	36.055
26.5	32.067	31.710	0.289	0.000	0.091	31.422
26.58	31.354	29.568	-1.984	-0.003	0.091	31.552
27	27.782	25.840	-1.023	-0.002	0.088	26.863
27.5	23.897	22.145	-1.869	-0.003	0.086	24.014
28	20.392	18.820	-0.086	0.000	0.083	18.907
28.5	17.248	15.847	-2.828	-0.005	0.083	18.674
29	14.445	13.204	1.832	0.003	0.077	11.373
29.5	11.963	10.873	-5.157	-0.009	0.081	16.031
30	9.784	8.835	4.787	0.009	0.072	4.048
30.5	7.886	7.069	-7.997	-0.014	0.080	15.066
31	6.251	5.555	5.539	0.010	0.066	0.017
31.5	4.860	4.276	-4.711	-0.008	0.076	8.987
32	3.692	3.209	2.665	0.005	0.067	0.545
32.5	2.727	2.338	-2.247	-0.004	0.072	4.585
33	1.948	1.640	0.654	0.001	0.068	0.986
33.5	1.333	1.098	-0.750	-0.001	0.069	1.848
34	0.863	0.691	-0.185	0.000	0.068	0.877
34.5	0.520	0.401	-0.278	0.000	0.067	0.678
35	0.282	0.206	-0.212	0.000	0.067	0.418
35.5	0.131	0.088	-0.164	0.000	0.067	0.253
36	0.046	0.028	-0.120	0.000	0.066	0.147
36.5	0.009	0.005	-0.081	0.000	0.066	0.085
37	0.000	0.000	-0.051	0.000	0.066	0.051
37.21	0.000	0.000	-0.043	0.000	0.066	0.043
38	0.000	0.000	-0.022	0.000	0.066	0.022
38.5	0.000	0.000	-0.016	0.000	0.066	0.016
39	0.000	0.000	-0.013	0.000	0.066	0.013
39.5	0.000	0.000	-0.010	0.000	0.066	0.010
40	0.000	0.000	-0.008	0.000	0.066	0.008
40.5	0.000	0.000	-0.007	0.000	0.066	0.007

Annexe III

<i>Temps (heurs)</i>	<i>Q(crue)</i>	<i>Q moy</i>	<i>Q-q</i>	<i>(Q-q)*Δt</i>	<i>V Mm³</i>	<i>Q(évacué)</i>
41	0.000	0.000	-0.006	0.000	0.066	0.006
41.5	0.000	0.000	-0.005	0.000	0.066	0.005
42	0.000	0.000	-0.004	0.000	0.066	0.004
42.5	0.000	0.000	-0.003	0.000	0.066	0.003
43	0.000	0.000	-0.003	0.000	0.066	0.003
43.5	0.000	0.000	-0.003	0.000	0.066	0.003
44	0.000	0.000	-0.002	0.000	0.066	0.002
44.5	0.000	0.000	-0.002	0.000	0.066	0.002
45	0.000	0.000	-0.002	0.000	0.066	0.002
45.5	0.000	0.000	-0.002	0.000	0.066	0.002
46	0.000	0.000	-0.002	0.000	0.066	0.002
46.5	0.000	0.000	-0.001	0.000	0.066	0.001
47	0.000	0.000	-0.001	0.000	0.066	0.001
47.5	0.000	0.000	-0.001	0.000	0.066	0.001
48	0.000	0.000	-0.001	0.000	0.066	0.001
48.5	0.000	0.000	-0.001	0.000	0.066	0.001
49	0.000	0.000	-0.001	0.000	0.066	0.001
49.5	0.000	0.000	-0.001	0.000	0.066	0.001
50	0.000	0.000	-0.001	0.000	0.066	0.001
50.5	0.000	0.000	-0.001	0.000	0.066	0.001
51	0.000	0.000	-0.001	0.000	0.066	0.001
51.5	0.000	0.000	-0.001	0.000	0.066	0.001
52	0.000	0.000	-0.001	0.000	0.066	0.001
52.5	0.000	0.000	-0.001	0.000	0.066	0.001
53	0.000	0.000	-0.001	0.000	0.066	0.001
53.5	0.000					