

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

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
« ARBAOUI Abdellah »

DEPARTEMENT SPECIALITES

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Spécialité : CONCEPTION DES OUVRAGES HYDROTECHNIQUES

THEME :

**ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLEE DES
OUVRAGES ANNEXES DU BARRAGE RAMDANE
DJAMEL (W. SKIKDA)**

présenté par:

M^r. BOUCHEMLA MUSTAPHA

promoteur:

M^r. M. BACHIR CHERIF

Devant le Jury composé de :

Président: M^r M. K. MIHOUBI

**Examineurs: M^r A. AMMARI
M^{me} N. HADJ SADOK
M^r R. REKROUK
M^{me} M. LATROUS
M^{me} H. BOUCHAMA**

Octobre 2009

œ Dédicace œ

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

-  *mes parents.*
-  *mes frères et sœurs.*
-  *toute ma famille.*
-  *Mes amis à tissemsilt et à L'ENSH.*

Mustapha

Remerciements

Avant tout, je remercie DIEU qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études.

Je remercie fortement mon promoteur : M^r BACHIR CHERIF MOSTAPHA de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener a bien ce travail.

Mes remerciements vont également à :

✚ Tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.

Je tiens à remercier aussi :

✚ Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail

✚ Le corps d'enseignants et les étudiants de l'ENSH

✚ Tout ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration de mon mémoire..

Mustapha

ملخص:

قمنا في هذا العمل بدراسة تقنية شاملة على مستوى واد الصفصاف (ولاية سكيكدة) لإنشاء سد من أجل سقي الأراضي الفلاحية المجاورة و التزويد بالمياه الصالحة للشرب. بعد دراسة جيولوجية و هيدرولوجية معمقة، قمنا بتصميم السد الذي يبلغ ارتفاعه حوالي 52متر و سعة تقدر ب 80 مليون متر مكعب كما تحققنا من ثباته و فيما يتعلق بالإنجاز قمنا بشرح و تنظيم جميع مراحل الإنجازات التي تخص المنشآت الملحقة.

Résumé :

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

Après avoir fait élaboré une étude géologique, ensuite une étude hydrologique approfondie nous avons dimensionné l'ouvrage d'une hauteur 52 m, et une capacité de 80 million m³ ; ainsi une étude détaillée des ouvrages annexes.

Abstract:

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

After having made prepared a geological investigation, then a thorough hydrological study we dimensioned the work of a height 52 m, and a capacity of 80million m³.finally we made a detailed study of the additional works.

SOMMAIRE

Introduction générale :	1
-------------------------------	---

Chapitre I : mémoire de synthèse

I.1. Situation géographique et topographique :	2
I.2. Sismicité de la zone d'étude :	2
I.3. La géologie de la zone d'étude	4
I.3.1. Lithologie:	4
I.3.2. Le flysch maurétanien :	4
I.3.3. Les dépôts continentales, mio-pliocènes :	4
I.3.4. Structures tectoniques:.....	4
I.3.5. Couverture quaternaire et phénomènes superficiels:.....	5
I.3.6. Alluvions et terrasses:.....	5
I.3.7. Colluvions et dépôts de pentes:	6
I.4. Etanchéité de la cuvette :	6
I.5. Travaux de reconnaissance :	6
• Sondages carottés :	7
• Puits dans les zones d'emprunt :	8
• Substratum :	9
I.5. Fondation de la digue et ses ouvrages annexes :	10
I.5.1 Digue:	10
I.5.1.1. Caractéristiques:	10
I.5.1.2. Réalisation de la fondation	10
I.5.1.3. Consolidation et étanchéité.....	11
I.5.2. Galerie de dérivation et de vidange de fond.....	11
I.5.3. Evacuateur de crues:.....	12
I.6. Matériaux de construction :	13
c)Cuvette de la retenue Zardezas	14
d)Matériaux rocheux.....	14
I.7. Géotechnique :	15
I.8. Hydrologie :	15
I.8.1. Données climatologiques.....	15
• Température de l'air.....	15
• Humidité de l'air	16
• Ensoleillement.....	16
• Précipitations.....	16
• Le vent.....	17
• L'évaporation	18
I.8.2.Etude des apports liquids.....	19
I.8.3. Etude des crues:	19
I.8.4. Etudes des apports solides	21
Conclusion.....	22

Chapitre II : étude hydrologique

Introduction :	23
II.1. Caractéristiques du bassin versant:	23
II.1.1. Caractéristiques morphologique :	23
II.1.1.1. Paramètres géométriques :	23
a)Surface du bassin versant:	23
b)Périmètre du bassin versant:	23
c)Longueur du talweg principal:	23
II.1.1.1. Paramètres de forme	23
a)Indice de compacité (GRAVELIUS):	23
b)Coefficient d'allongement :	24
c)Rectangle équivalent:	24
d)Hypsométrie du bassin versant:	24
e)Altitude médiane:	26
f)Altitude moyenne:	26
g)Indice de pente globale:	26
h)Indice de pente moyenne I_{pm} :	26
i)Indice de pente ROCHE I_p :	26
j)Dénivelée spécifique :	27
k)Pente moyenne du bassin versant :	28
II.1.2. Caractéristiques hydrographiques:	28
a)Densité de drainage:	28
b)Coefficient de torrencialité :	28
c)Longueur moyenne des versants:	29
d)Profil en long du cours d'eau principal:	29
e)Pente moyenne du cours d'eau:	31
f)Temps de concentration:	31
✓Formule de GIANDOTTI:	31
✓Formule de KIRPICH:	31
✓Formule de CALIFORNIA :	31
g)Vitesse moyenne de ruissellement :	32
h)Coefficient de sinuosité :	32
II.1.3. Caractéristiques climatique du bassin versant:	33
✓Température:	34
✓Humidité relative:	36
✓Vitesse du vent :	36
✓L'Ensoleillement	37
II.2. Pluviométrie:	38
Données de base	38
II.2.1. Stations et données disponibles:	38
II.2.2. Répartition mensuelle de la pluie moyenne:	38
II.2.3. Pluie moyenne annuelle :	39
II.2.4. Les pluies maximales journalières:	39
II.2.5. Ajustement des pluies maximales journalières	40
✓Ajustement a la loi de GUMBEL:	40
✓Ajustement a la loi normale (loi de Gauss) :	41
✓Ajustement a la loi log normale (Galton) :	42
II.2.6. Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences:	44
II.3. Evaluation des apports liquides:	47
II.3.1. Apports moyens interannuels :	47

✓Formule de SAMIE :	47
✓Formule de DERY II:	47
✓Formule de MEDINGER :	47
✓Formule de CHAUMONT:	48
✓Formule de COUTAGNE:	48
✓Formule de l'ANRH :	48
II.3.2. Répartition mensuelle de l'apport moyen :	49
II.3.3. Calcul du coefficient de variation:	50
✓Formule de PADOUN:	50
✓Formule de Sokolovsky-Chevelev:	51
✓Formule d'Ugiprovodkhoz :	51
✓Formule d'Antonov:	51
II.3.4. Les apports fréquentiels:	52
II.4. Etude des crues:	53
✓Formule de Giandotti:	53
✓Formule de Sokolovsky:	53
✓Formule de Mallet-Gauthier:	53
✓Formule de Turazza:	54
II.4.1. Hydrogramme de crue:	54
II.4.2. Choix de la crue de projet et de chantier :	57
II.5. Régularisation:	57
II.5.1. Régularisation saisonnière	57
II.5.1.1. Les apports solides:	58
✓Formule de TEXERONT :	58
II.5.1.2. Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces»:	60
II.5.1.3. Calcul du volume utile sans tenir compte des pertes:	62
✓Demande pour AEP.....	62
✓Demande pour AEI.....	62
II.5.1.4. Calcule du volume utile en tenant compte des pertes:	64
a)La première approximation:	64
b)La deuxième approximation:	64
II.5.2. La régularisation interannuelle :	65
II.5.2.1. Calcule du volume utile interannuel (la méthode de KRISTLY-MENKEL).....	65
II.6. Laminage des crues	66
II.6.1. procédés de calcul.....	66
✓Méthode de KOTCHERINE :	67
II.6.1.1. Estimation du débit de crue laminée :	67
II.6.1.2. Estimation de la charge au dessus du déversoir :	67
II.6.2. Calcule de la hauteur de barrage :	73
II.6.2.1. Calcule de la revanche :	73
✓Formule de STEVENSON :	73
✓Formule de MALLET et PAQUANT :	73
✓Formule Simplifiée :	73
II.6.2.2. Largeur en crête :	75
✓Formule de KNAPENT :	75
✓Formule de E- F-PREECE :	75
✓Formule Anonyme (simplifiée) :	75
✓Formule pratique :	75
II.6.3. Laminage pour un déversoir de largeur b=70 mètres :	76

Chapitre III. La dérivation provisoire.

Introduction.....	81
III.1. Différents types d'ouvrages de dérivation provisoire.....	81
III.2. choix de la crue pour le dimensionnement de la galerie.....	81
III.3. Calcul du canal de dérivation.....	82
III.3.1. Calcul de débit.....	83
III.4. Galerie de dérivation.....	85
III.4.1. Conception de l'Ouvrage.....	85
III.4.2. Calcul de section de la galerie de dérivation.....	86
III.4.2.1. Notion de la section avantageuse.....	86
III.5. Laminage de crues de chantier :.....	90
III.6. Choix de l'emplacement de la dérivation provisoire :.....	92
III.7. Dimensionnement hydraulique :.....	92
III.7.1. Canal d'amenée :.....	93
III.7.2. La hauteur des murs de canal d'amenée.....	93
III.8. La galerie :.....	94
III.8.1. La Profondeur critique.....	94
III.8.2. Pente critique.....	94
III.8.3. Calcul de l'élévation de plan d'eau dans la partie courbée de la galerie.....	95
III.8.4. La hauteur de la galerie de dérivation provisoire.....	95
III.9. Galerie de la vidange de fond.....	95
III.9.1. Caractéristiques Hydrauliques.....	96
III.9.1.1. Calcul de temps de vidange.....	96
III.9.1.2. Calcul des pertes de charge singulières.....	97
a) Pertes de charges dans la grille.....	97
b) Pert de charge a l'entrée.....	98
c) Pert de charge linéaires.....	99
III.9.2. Maitrise de l'écoulement sous la vanne.....	102
III.9.2.1 La vitesse a la sortie de la vanne.....	102
III.10. Dimensionnement hydraulique de la partie aval de galerie (après l'apparition de ressaut hydraulique).....	103
III.10.1. Calcul de la vitesse a la sortie de la galerie.....	104
III.11. Dissipateur d'énergie :.....	104
III.11.1. Conception d'un dissipateur de Type I ($2.5 < Fr1 < 4.5$).....	105
III.11.1.1. Longueur du dissipateur d'énergie.....	105
III.11.1.2. Largeur de bassin.....	105
III.11.1.3. Dimensionnement des blocs de chute.....	105
III.11.1.4. Calcul le nombre des blocs de chute.....	105
III.11.1.5. Calcul de l'espace fractionnel entre blocs de chute et les parois de dissipateur.....	106
III.11.1.6. Influence de l'aval :.....	107
III.11.1.7. La hauteur des murs de dissipateur d'énergie.....	107
III.12. Les écrans anti renard :.....	107
III.12.1. L'espacement entre les plaques.....	108
III.12.2. L'épaisseur des plaques.....	108
III.13. Canal de restitution (risberme).....	108
III.13.1. Dimensionnement hydraulique de la risberme.....	109
III.13.2. Calcul de l'épaisseur de revêtement.....	109
III.13.3. Calcul de diamètre des roches de revêtement.....	109
III.13.4. La longueur de la risberme.....	110

III.13.5. La hauteur critique	110
III.13.6. La hauteur de risberme.....	110

Chapitre IV : la prise d'eau

Introduction:.....	111
IV.1. Description générale	111
IV.1.1.chambre des vannes.....	111
IV.1.2. Les grille.....	111
VI.1.3. Les Conduites	112
IV.2. Dimensionnement hydraulique	112
IV.2.1. Estimation de débit maximum pour l'AEP et l'AEI	112
IV.2.2. Étude des pertes.....	113
IV.2.3. Analyse des pertes de charges.....	114
a) Pertes de charges dans les grilles (hg).....	114
b) Pertes de charge à l'entrée	115
c) Pertes de charge linéaire	116
d) Pertes de charge dans les coudes	117
e) Pertes de charge par rétrécissement (hr).....	118
f) Pertes de charge dans les vannes.....	118
g) Pertes de charge à la sortie (hs).....	119
IV.3. Calcule de diamètre :.....	119
IV.3.1. Méthode de calcul	119
Formule de BONIN.....	119
IV.3.2. Ajustement du diamètre (D)	119

Chapitre V : le batardeau

Introduction :.....	122
V.1. Calcul du niveau de la crête du batardeau :	122
a) Formule de STEVENSON GAILLARD :	122
Pour F (fetch) < 18 km.....	122
b) Formule de MALLET et de PAQUANT :	122
c) Formule Simplifiée :	122
V.2. Détermination de la largeur de la crête :	123
a) Formule de KNAPPEN :	123
b) Formule de E- F-PREECE :	123
c) Formule Anonyme (simplifiée) :	123
d) Formule pratique :	123
V.3. Pente des talus :	123
V.4. Revêtements des talus :	123
V.4.1. Talus aval.....	125
V.4.2. Talus amont :	125
V.5. Drainages.	128
V.5.1. Les conditions de drainage:.....	129
V.5.2. Dimensionnement du Drain tapis :.....	129
V.6. Filtres :	129

V.6.1. Critères de conception :	130
V.7. Étude d'infiltration à travers le batardeau:	132
V.8. Calcul du débit d'infiltration :	135
V.9. Epaisseur du tapis filtrant :	135

Chapitre VI : calcule de la stabilité

Introduction	136
VI.1. Stabilité du canal d'amené :	136
VI.1.1. Les combinaisons des charges :	136
a) Les forces verticales :	137
b) Les forces horizontales :	138
VI.1.2. Calcule des forces :	139
VI.1.3. Stabilité au renversement :	140
VI.1.4. Stabilité au poinçonnement :	140
VI.1.5. Stabilité au glissement :	142
V.2. Stabilité de bassin de dissipation au poinçonnement :	142
VI.3. Stabilité des talus de batardeau.	145
VI.3.1. Définitions générales.	145
VI.3.2. Ordre de calcul (Méthode des tranches) :	146
VI.3.3. Les caractéristiques géotechniques des sols :	148
VI.3.4. Calcul des forces appliquées à chaque tranche :	148
VI.3.4.1. Les combinaison des forces.	148
VI.3.5. Classement des forces :	150
VI.3.5.1. Les forces stabilisatrices :	150
VI.3.5.2. Les forces déstabilisatrices (motrices):	150

Chapitre VII : le ferrailage

Introduction :	156
VII.1. Ferrailage des éléments du canal :	156
VII.1.1. Ferrailage du mur :	156
VII.1.2. Ferrailage des contreforts :	158
VII.1.3. Ferrailage de la semelle :	159
VII.1.4. Ferrailage de la bêche :	160
VII.1.5. Ferrailage du débort:	161
VII.2.1. Présentation du logiciel sap2000.	161
VII.2.2. Description de SAP2000.	161
VII.2.3. Modélisation :	161
VII.2.4. L'analyse :	162
VII.2.5. Le sous menu " MODEL TAMPLATE" :	162
a) Ferrailage de la galerie :	164
1) Calcul d'un mur en béton arme.	164
2) Calcul des armatures transversales :	165
3) Les efforts de sollicitant sur le mur:	165
b) Ferrailage de la prise d'eau :	166
1) La combinaison des charges sur la prise d'eau:	166
2) Ferrailage de la coupole :	167

3) Ferrailage des parois verticales de la prise d'eau	167
Conclusion générale.....	168
Annexes.....	169

liste des tableaux:

Tableau I. 1 : Coefficients d'accélération du séisme.....	4
Tableau I. 2 : Epaisseur de chaque couche (alluvio-colluvionnaire).....	7
Tableau I. 3: les caractéristiques sondages de la deuxième phase	9
Tableau I. 4 : les puits de la zone d'emprunt	10
Tableau I. 5: caractéristique des puits de zone d'emprunt	15
Tableau I. 6 : Caractéristiques du bassin versant au site du barrage de Ramdane Djamel.....	16
Tableau I. 7 : Températures maximales et minimales à Skikda.....	17
Tableau I. 8 : Humidités à Skikda.....	17
Tableau I. 9 : Insolation, nébulosité et radiations solaires mensuelles.....	17
Tableau I. 10 : station pluviométrique	18
Tableau I. 11 : Poste pluviométrique.....	18
Tableau I. 12 : précipitations sur le bassin versant de l'oued saf-saf.....	19
Tableau I. 13 : Précipitations maxima journalières, mensuelles et annuelles aux stations pluviométriques El – Arrouch et Zirout Youcef.....	19
Tableau I. 14 : Vitesse moyenne du vent en m/s – Station de Skikda.....	19
Tableau I. 15 : Valeurs moyennes de l'évapotranspiration pour la retenue de Zardezas..	20
Tableau I. 16 : Valeurs moyennes mensuelles et annuelle de l'évapotranspiration dans le site de Ramdane Djamel.....	20
Tableau I. 17 : Apports moyens mensuels sur 50 années (1951-2001) en hm ³	21
Tableau I. 18 : Débits moyens mensuels sur 50 années (1951-2001) en m ³ /s.....	21
Tableau I. 19 : Crues enregistrées au Zardezas pendant la période de 1924 à 1965	22
Tableau I. 20 : Crues calculés pour Zardezas (période de 1924 à 1965).....	22
Tableau I. 21 : volume de la vase en fonction de période de retour du barrage de Ramdane Djamel.....	23
Tableau II. 1 : Coordonnées de la courbe hypsométrique.....	24
Tableau II. 2 : détermination de la pente Roche Ip.....	27
Tableau II. 3 : Classification O.R.S.T.O.M (type de relief).....	27
Tableau II. 4 : Evaluation de la pente moyenne.....	28
Tableau II. 5 : Evaluation du profil en long du cours d'eau principal.....	29
Tableau II.6 : Temps de concentration.....	31
Tableau II. 7 : des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.....	33
Tableau II. 8 : Stations hydrométriques dans la zone de projet	33
Tableau II. 9 : Postes pluviométriques dans la zone de projet.....	34
Tableau II. 10 : Postes pluviographiques dans la zone de projet.....	34
Tableau II. 11 : Températures maximales, minimales et moyenne à Skikda.....	34
Tableau II. 12 Températures moyennes mensuelles dans le site de Ramdane Djamel....	35
Tableau II. 13 Humidités à Skikda.....	36
Tableau II. 14 : Humidité moyenne mensuelle à Ramdane Djamel.....	36
Tableau II. 15 Vitesse moyenne du vent en m/s – Station de Skikda.....	37
Tableau II. 16: Insolation, nébulosité et radiations solaires mensuelles.....	37
Tableau II. 17 : les stations pluviométriques	38
Tableau II. 18 Répartition mensuelle des pluies moyennes.....	38

Tableau II. 19 : Les caractéristiques pluviographiques de la région.....	39
Tableau II. 20 Les paramètres statistiques de l'échantillon:.....	40
Tableau II. 21 Ajustement à la loi de GUMBEL.....	41
Tableau II. 22 : Ajustement à la loi normale	42
Tableau II. 23 : Ajustement a la loi log normale.....	43
Tableau II. 24 : Pluies de courtes durées et leur intensité.....	45
Tableau II. 25 : résultat apport moyenne interannuelle (Hm ³).....	49
Tableau II. 26 Répartition mensuelle de l'apport moyenne.....	50
Tableau II. 27 Les valeurs de C _v pour différentes méthodes.....	51
Tableau II. 28 : les Apports fréquentiels	52
Tableau II. 29 : Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%.....	52
Tableau II. 30 le débit max pour chaque période de retour	54
Tableau II. 31 les données de l'hydrogramme de crues pour différentes fréquences.	56
Tableau II. 32 : période de retour pour chaque classe de l'ouvrage (crue de projet).....	57
Tableau II. 33 : période de retour pour les ouvrages hydrotechniques temporaires pendant la période de réalisation (crue de chantier)	57
Tableau II. 34 : le coefficient K selon la perméabilité du bassin versant.....	58
Tableau II. 35 : Densité volumétrique des sédiments.....	58
Tableau II. 36 : volume de la vase pour chaque délai de service.....	59
Tableau II. 37 : résultats réelles de l'envasement de barrage zardezas.....	59
Tableau II. 38 : Courbes topographiques et volumétriques.....	60
Tableau II. 39 : Répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation Et AEP.....	63
Tableau II. 40 : 1 ère étape de calcul pour le laminage.....	70
Tableau II. 41 : 2 eme étape de calcul pour le laminage.....	71
Tableau II. 42 : 3 ^{eme} étape de calcul pour le laminage.....	71
Tableau II. 43 : récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.....	72
Tableau II. 44 : résultats de revanche pour différents méthodes	74
Tableau II. 45 : valeurs de la largeur en crête pour différents méthodes.....	75
Tableau II. 46 : les caractéristiques du barrage.....	75
Tableau II. 47 : Volumes et débit déversant.....	76
Tableau II. 48 : le laminage.	78
Tableau III. 1 : période de retour pour les ouvrages hydrotechniques temporaires pendant la période de réalisation (crue de chantier).....	82
Tableau III. 2 : Calcul des tirants d'eau en fonction des largeurs.....	84
Tableau III. 3 : tableau qui donne le débit laminé et le débit sorte en fonction de (h).....	87
Tableau III. 4 : tableau qui résumé les résultats de la figure III-2.....	89
Tableau III. 5 : les Volumes et les débits déversent.....	90
Tableau III. 6 : le laminage.....	91
Tableau III. 7 : Coefficient β qui prend en considération la forme des barres.....	100
Tableau III. 8 : coefficient de perte de charge pour la vanne.....	101
Tableau III. 9 : calcul d'Intégration numérique par la méthode de Simpson.....	101
Tableau III. 10 : calcul de temps de vidange pour différents section choisies.....	101
Tableau III. 11 : les calculs hydraulique au niveau de la vanne.....	103
Tableau III. 12 : Calcul de la profondeur normale	104
Tableau III. 13 : coefficient c pour différents type de terrain.....	107
Tableau III. 14 : calcul de la profondeur normale dans la risberme.....	109
Tableau IV. 1 : estimation de la demande AEP en et en AEI.....	112
Tableau IV. 2 : Coefficient β qui prend en considération la forme des barres.....	115
Tableau IV. 3 : Coefficient de perte de charge a l'entrée.	115
Tableau IV. 4 :la viscosité cinématique de l'eau.	116
Tableau IV. 5 : Coefficient de pertes de charge dans le coude :	117

Tableau IV. 6 : Coefficient de pertes de charge dans la vanne	118
Tableau IV. 7 : ajustement de diamètre de la conduite d'AEP.....	120
Tableau IV. 8 : ajustement de diamètre de la conduite d'AEI.....	121
Tableau V. 1 : les valeurs de la revanche selon les différentes méthodes (m).....	123
Tableau V. 2 : valeur de la largeur en crête selon les différentes méthodes (m).....	124
Tableau V. 3 : Pentas des talus en fonction de la hauteur et du type de la digue	124
Tableau V. 4 : le coefficient C pour le calcul de l'épaisseur de l'enrochement du talus amont.....	126
Tableau V. 5 : Epaisseur de l'enrochement et D_{50} minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague.....	126
Tableau V. 6 : coefficient K pour différente catégorie d'ouvrage.....	127
Tableau V. 7 : dispositifs de drainage recommandés selon la hauteur de la digue.....	129
Tableau V. 8 : les coordonnées de parabole de base.....	133
Tableau VI. 1 Caractéristiques mécaniques du sol:.....	139
Tableau VI. 2 : le Prédimensionnement de canal d'aménagé.....	136
Tableau VI. 3 : résultats des forces.....	144
Tableau VI. 4 : Coefficients de sécurité admissibles pour le calcul de stabilité des talus.	146
Tableau VI. 5 : les coefficients (k_1) et (k_2) en fonction de la pente de talus (m).....	147
Tableau VI. 6 : Les caractéristiques géotechniques des sols.....	148
Tableau VI. 7 : calcul de la stabilité (fin de construction) talus amont et aval. R=13.16 m	151
Tableau VI. 8 : calcul de la stabilité (fin de construction) talus amont et aval. R=11.12 m.....	151
Tableau VI. 9 : calcul de la stabilité (fin de construction) talus amont et aval. R=10.21 m.....	152
Tableau VI. 10 : calcul de la stabilité (fonctionnement normal) talus aval. R=13.16 m.....	152
Tableau VI. 11 : calcul de la stabilité (fonctionnement normal) talus aval. R=11.12 m	153
Tableau VI. 12 : calcul de la stabilité (fonctionnement normal) talus aval. R=10.21 m	153
Tableau VI. 13 : calcul de la stabilité (abaissement rapide de plans d'eau) talus amont. R=13.16 m	154
Tableau VI. 14 : calcul de la stabilité (abaissement rapide de plans d'eau) talus amont. R=11.12 m	154
Tableau VI. 15 : calcul de la stabilité (abaissement rapide de plans d'eau) talus amont. R=10.21 m	155
Tableau VII. 1 : résultat des forces et des moments par chaque 1 m de hauteur.....	157
Tableau VII. 2 : Ferrailage adopté:.....	158
Tableau VII. 3 : résultats de ferrailage des murs de la galerie:.....	166
Tableau VII. 4 : Répartition du ferrailage adopté :.....	166

Liste des figures

Figure I. 1 : carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A 99 modifié en2003.....	3
Figure II. 1 : la courbe hypsométrique	25
Figure II. 2 :Le rectangle équivalent.....	25
Figure II. 3 : profile en long des cours d'eau principales.....	30
Figure II. 4 température min et max (Skikda).....	35
Figure II. 5 vitesse de vent min , max et moyenne.....	37
Figure II.6 :Répartition mensuelle des pluies moyennes.....	39
Figure II. 7 Ajustement a la loi de GUMBEL.....	42
Figure II. 8 : Ajustement a la loi normale.....	43
Figure II. 9 : Ajustement a la loi log normale.....	44
Figure II. 10 : courbes IDF.....	46
Figure II . 11 : Répartition mensuelle de l'apport moyenne.....	50
Figure II. 12 : Hydrogrammes des crues pour différentes périodes de retour.....	56
Figure II. 13 : courbes capacité hauteur	61
Figure II. 14 : variation de l'apport $A_{80\%}$ et la consommation $U_{80\%}$ au cours de l'année... ..	63
Figure II. 15 : schéma pour le calcule de volume de la crue	69
Figure II. 17 : $q = f(h)$ pour différents largeurs déversante	72
Figure II. 18 :courbe des débits déverses.....	78
Figure II. 19 :Hydrogramme de débits entrant et sortant.....	80
Figure III. 1 : Schéma explicative de la galerie de dérivation.....	85
Figure III. 2 : le débit laminé et le débit sortant de la galerie en fonction de (h).....	88
Figure III. 3 : courbe des débits déversent.....	90
Figure III. 4 : Hydrogramme de débits entrant et sortant.....	92
Figure III. 5 : Schéma explicatif du canal d'amené.....	93
Figure III. 6 : Schème explicative d'une vidange de fond type galerie.....	97
Figure III. 6 : Schéma explicative de la grille.....	98
Figure III. 7 : la fonction $A(h)/\sqrt{(h)}$	100
Figure III. 8 : courbe surfaces hauteur.....	100
Figure III.9 : Courbe de tarage.....	106
Figure IV. 1 : demande en AEP	112
Figure IV. 2 : demande en AEP.....	112
Figure IV. 2 : Schéma explicative de la conduite de prise.....	114
Figure V. 1 : Analyse granulométrique des matériaux de batardeau (zone d'emprunt A2).....	131
Figure V. 2 : Analyse granulométrique du filtre (cuvette de barrage ZARDEZAS).....	132
Figure V. 2 :schéma de calcule de la ligne de phréatique.....	133
Figure VI.1 : Schéma explicatif d'un canal en béton armé.....	136
Figure VI.2 Schéma explicatif de combinaison des charges	136
Figure VI. 3 : La combinaison des forces sur le bassin de dissipation.....	143
Figure VII. 1 : modèles de gabarits de structures.....	162
Figure VII. 2 : le spectre de séisme sous forme courbe ou texte.....	163
Figure VII. 3 : schème de la galerie prise de SAP 2000.....	164
Figure VII. 4 : schéma de la prise d'eau prise de SAP 2000.....	167

Introduction générale :

Le présent travail est une étude technique des ouvrages annexes du barrage Ramdane Djamel W .Skikda, le problème posé est d'assurer les meilleures conditions de travail dans le chantier.

Pour cela il faut mettre:

- Un dispositif de dérivation provisoire qui a un rôle d'amortisseur des crues de chantier et sera devenir une galerie de vidange de fond au prochain temps. La conception de cette galerie comprendre une galerie d'accès au prise d'eau et une galerie de vidange en même temps

- Un batardeau qui fait un obstacle devant les crues et pour les orienter vers la galerie, ce batardeau doit être réalisé comme un petit barrage avec les mêmes conditions de travail (compactage, revêtement, drainage) pour rester stable et étanche durant tout leur délai de service.

Et pour compléter notre structure on met une prise d'eau de type immergé pour satisfaire les besoins en aval, cette prise d'eau comprend deux conduites métalliques l'une pour l'alimentation en eau potable et l'autre pour l'alimentation des périmètres irrigués.

chapitre . I

Mémoire de synthèse

CHAPITRE I : MEMOIRE DE SYNTHESE

Introduction :

L'objectif principal de cette étude était initialement l'analyse des possibilités de créer un barrage sur l'oued haddarat, pour mobiliser les ressources naturelles et créer une capacité pour le transfert des ressources de l'oued safsaf qui ne peuvent pas être régularisées par le barrage zardezas, à cause de la capacité limitée de ce barrage.

Suite à la constatation que les apports de l'oued haddarat ne sont pas importants, de même, que les terrains à inonder par les retenues sont utilisés par l'agriculture, l'étude à un barrage sur l'oued safsaf, en amont de barrage zardezas.

à l'issue de cette étude préliminaire le site situé sur l'oued safsaf a été considéré le plus favorable. un barrage réalisé à l'amont de l'aménagement de zardezas, visent à améliorer le processus de fort envasement de celle-ci et optimiser les possibilités de stockage et d'exploitation. En comparaison avec les autres variantes, cette variante rend inutile le transfert zardezas. De plus, l'infrastructure existante liée au barrage de zardezas continuera d'être exploitée sans aucune modification.

I.1. Situation géographique et topographique :

La zone du projet est localisée entre Constantine et Skikda, dans le bassin supérieur de l'oued Saf Saf, et on peut y arriver en prenant la RN3 de Constantine vers El Arrouche et puis la RN85 et la CW6. L'oued Saf Saf, qui se jette dans la mer près de Skikda, coule en direction sud-nord, à l'exception de ces confluent originaires, oued Brahim-Bou Adjeb (gauche) et oued Khemakhem (droite) qui coulent, respectivement, ouest-est et est-ouest.

Le site du futur barrage est situé à environ quelques kilomètres sud-ouest de la ville de ramdane Djamel. L'axe de la retenue caractérisé selon la carte d'états majeur par les coordonnées :

- ✓ X = 314.75540 km
- ✓ Y = 4047.28799 km
- ✓ Z = 201.52 m, NGA

I.2. Sismicité de la zone d'étude :

L'Algérie a tout le temps été soumise à une activité sismique intense avec comme résultats des pertes humaines et matérielles importantes dommageables non seulement aux

CHAPITRE I : MEMOIRE DE SYNTHESE

individualités et collectivités locales, Donc pour pouvoir résister à ce phénomène, on doit construire des ouvrages de telle sorte à leur fournir un degré de protection tolérable en répondant aux règles parasismiques algériennes.

L'activité sismique est due principalement à la nature géologique de la région magrébine et à ses caractéristiques tectoniques à la frontière de la plaque africaine et eurasienne, en mouvement compressif permanent (tectonique des plaques)

Le site de notre barrage est situé dans la zone « IIA » (zone caractérisée par moyenne à forte intensité sismique selon les R.P.A correspondant à une intensité de VII selon l'échelle de MERCALI)

Dans notre cas l'ouvrage à une grande importance ce qui lui permet d'être classé dans le groupe IIA selon le règlement R.P.A voire figure I.1)

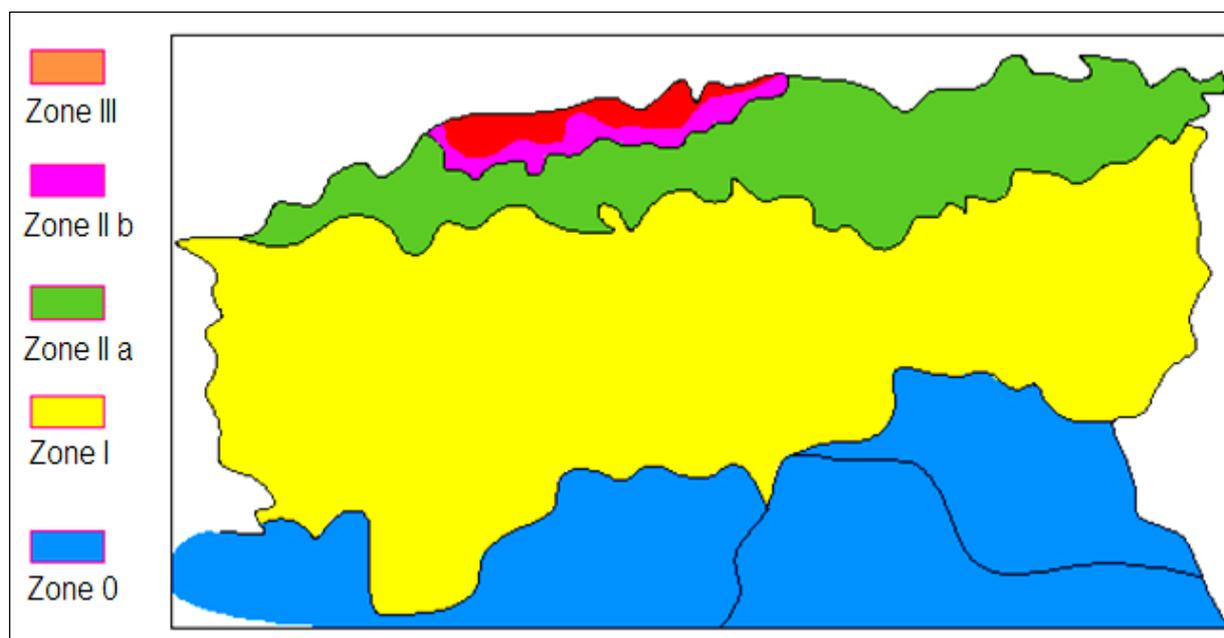


Figure I. 1 : carte de zonage sismique de territoire national selon R.P.A 99 modifié en 2003

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

Tableau I. 1 Coefficients d'accélération du séisme.

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

I.3. La géologie de la zone d'étude

La cuvette du futur barrage, s'étende sur 5Km environ, le long de l'Oued Bou Adjeb et sur 3Km environ, le long de l'Oued Khemakem. Sur l'Oued Saf-Saf, en aval de la confluence de ces deux affluents, le barrage s'allonge sur quelque 800m.

I.3.1. Lithologie:

Le barrage de Ramdane Djamel est situé presque, entièrement dans les terrains mio-pliocènes du bassin continental de Constantine. Ces dépôts sont discordants sur toutes les séries antérieures.

Dans sa partie aval, la cuvette occupe sur quelques centaines de mètres le domaine du flysch maurétanien, dans lequel est situé le site du barrage.

I.3.2. Le flysch maurétanien :

La série apparentée au flysch maurétanien est représentée par une alternance de marnes, marno-calcaires, calcaires et grés, les marnes étant prédominantes. C'est une structure tectonisée, avec des couches fortement inclinée, localement redressées vers la verticale, pendant la mise en place de la nappe et par les mouvements post-nappes. L'étranglement de la vallée de l'Oued Saf-Saf dans cet endroit est lié de l'existence de cette structure transversale sur le cours de l'oued, de type anticlinal, probablement faillé au long de la vallée.

I.3.3. Les dépôts continentales, mio-pliocènes :

Les dépôts du Mio-Pliocène continentale, dans la zone de la cuvette sont représentés par le terme sommital, qui se compose d'argiles bleues, grises ou noires, riches en gypses, avec quelques intercalations de calcaires sableux et de grés.

Les conglomérats du terme basal, généralement couverts par les formations du terme sommital, affleurent en haute des versants, ou dans les zones fortement érodées par des affluents. Ils sont de couleur rouge vif, avec des gros blocs, mal roulés, à patine rouge, et enveloppés par une matrice argilo-sableuse. Les galets sont composés de grés numidiens ou de calcaires issus des séries les plus proches.

I.3.4. Structures tectoniques:

Le substratum de la cuvette, par son origine post-nappes, est discordant sur toutes les formations antérieures. Les couches de conglomérats, argiles et grés ont généralement une disposition quasi horizontale, les pendages allant de 5° à 15°.

Localement, les dépôts mio-pliocènes (spécialement les conglomérats) sont redressés, au longs des fractures qui butent contre l'accident majeur Kef Hahouner-Djebel Débar. Cet axe majeur, qui a joué en distension pendant tout le Miocène, est donc néotectonique.

Le jeu de la tectonique post-nappes a donc dessiné un quadrillage de failles, parallèles ou obliques par rapport des accidents majeurs, qui affecté même les dépôts plus récents.

I.3.5. Couverture quaternaire et phénomènes superficiels:

Des terrains meubles de natures diverses recouvrent les formations du substratum antéquaternaire de la cuvette.

Ils comprennent :

- ✓ des alluvions actuelles et récentes, réparties dans le fond des vallées, et anciennes, en différents niveaux de terrasses ;
- ✓ des colluvions, éboulis et dépôts de pentes

I.3.6. Alluvions et terrasses:

Les alluvions existent dans la terrasse inférieure, étalée toute au long de l'oued, juste en contrebas des pentes colluviales. Leur composition est moins homogène dans la mesure où une grande quantité de colluvions entraînées par le ruissellement ou par petits affluents temporaires a été mélangée au contenu alluvionnaire proprement dit. Ceci s'observe surtout en rive droite de l'oued Bou Adjeb, où la terrasse est adjacente aux cônes de déjection, dont le plus important se trouve à l'embouchure de l'Oued Khorfan.

Par endroits, la terrasse inférieure est cultivée, mettant en évidence que sa partie supérieure est de nature sablo-limoneuse. Une telle zone plus étendue se trouve dans la rive gauche du cours inférieur de l'Oued Khemakhem.

Les alluvions de cette terrasse inférieure peuvent atteindre 5 à 8 mètres d'épaisseur. Des autres niveaux de terrasse ancienne peuvent être trouvés en haut des versants, sous forme de lambeaux de petites dimensions. Une telle sorte de terrasse se trouve dans la rive droite de l'Oued Saf-Saf, juste en aval de la confluence, à quelques 40 mètres au-dessus du radier. Elle est formée par des alluvions avec des galets mal roulés à la matrice argileuse. Leur épaisseur est de 2m à 3m.

Les alluvions de l'oued proprement dites, observées en surface, présentent une multitude de galets dont la taille varie de 10cm à 30cm en moyenne, issus de toute une série de formations sédimentaires et sporadiquement éruptives. Parfois, on observe des gros blocs qui dépassent 50cm de diamètre.

En dessous de cet horizon superficiel assez grossier, on constate que la granulométrie diminue ; il n'existe plus que des lits de galets ou de graviers, de nature principalement calcareuse-gréseuse, emballés dans une matrice sablo-limoneuse.

I.3.7. Colluvions et dépôts de pentes:

Les colluvions ont des caractéristiques directement liées au type de roche dont elles sont issues. Elles contiennent des proportions variables de matériels rocheux de calibre très divers, provenant des roches-mères et plus rarement des galets provenant soit de terrasses voisines, soit du conglomérat. Ces éléments rocheux sont emballés dans une masse argileuse-sableuse, résultant de la décomposition du substratum argilo-marneux ou gréseux.

Sur les versants de la cuvette, outre les colluvions, plusieurs dépôts de pentes sont présents. Ces sont représentés par des éboulis par des coulées de matériel argilo-sableux à blocs. Deux types de coulées peuvent être observés dans le Tell :

- ✓ des coulées associées à de grands glissements ;
- ✓ des coulées sans glissement de tête et qui naissent aux dépens de glaciers plus anciens ;

I.4. Etanchéité de la cuvette :

L'ensemble de la cuvette est situé dans des roches appartenant aux séries du Mio-Pliocène continental, représentées par des conglomérats et principalement par des argiles avec des intercalations irrégulières des grés calcaireux, calcaires sableux ou des calcaires fins

Généralement ces sont des roches imperméables et de très faible perméabilité, même les conglomérats, où les éléments sont enveloppés par une matrice argilo-sableuse. Concernant les intercalations de grés et de calcaires, qui peuvent être affectées par des phénomènes de dissolutions, il faut rappeler leur disposition et leur continuité irrégulière dans la masse des argiles qui les enveloppent, constituant des véritables barrières contre les fuites d'eau.

La circulation des eaux au long des accidents tectoniques nous semble improbable, leur continuité dans la couverture miocène étant moins possible. De même, l'absence d'une vallée proche dont la cote topographique soit inférieure à celle de la cuvette, réduit considérablement la création d'un gradient hydraulique important.

I.5. Travaux de reconnaissance :

Dans l'étude des sites et des axes potentiels pour le site de Ramdane Djamel, a proposé trois axes de barrage, choisi comme convenables du point de vue morphologique, dénommés de l'aval vers l'amont: Axe I (A-B), Axe II (C-D) et Axe III (E-F) voir annexe A.

CHAPITRE I : MEMOIRE DE SYNTHESE

Conformément au programme de reconnaissances, l'étude du site a compris deux phases, comme suit :

a) Phase 1 :

- ✓ levé géologique de surface
- ✓ investigations géophysiques (sismiques et électriques) sur les trois axes du barrage ;
- ✓ 3 (trois) sondages carottés de référence (un sondage sur chaque axe), dans le fond de la vallée ;
- ✓ 12 (douze) puits, 4 sur les deux versants de chaque axe.

A l'issue de cette phase, un seul axe a été retenu pour être étudié dans la deuxième phase de la campagne de reconnaissance. (E-F)

• **Sondages carottés :**

Les résultats des sondages carottés sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau I. 2 : Epaisseur de chaque couche (alluvio-colluvionnaire)

Axe du barrage	Epaisseur de la couverture alluvio-colluvionnaire		
	Vallée (alluvions)	Rive G (colluvions)	Rive D (colluvions)
Axe I (A-B) (aval)	8m (RD.S1)	21m (RD.S8)	
Axe II (C-D)	5m (RD.S2)	7m (RD.S4)	18,50m (RD.S10) ; 17m (RD.S11)
Axe III (E-F) (amont)	6m (RD.S3)	2,5m (RD.S5)	(RD.S12) 8m (RD.S13) 12m

• **Prospections géophysiques :**

Conformément au programme de reconnaissance, sur chaque axe proposé, un profil sismique réfraction au marteau et 6 sondages électriques ont été prévus, afin de déterminer l'épaisseur des alluvions et des colluvions, ainsi que les profondeurs de la limite de la zone détendue du substratum rocheux.

• **Choix de l'axe :**

Suit à l'analyse des données disponibles, on a constaté que les axes C-D et E-F, situés à l'amont de la zone étudiée, sont plus compétitifs par rapport de l'axe (A-B) situé en aval. De plus, le volume d'un barrage en terre réalisé sur l'axe C-D ou E-F sera de loin plus économique par rapport de l'axe (A-B). Concernant le choix de l'axe qui sera étudiée pendant la deuxième phase de la campagne de reconnaissance, on a constaté que l'axe (E-F) s'avère plus favorable que l'axe (C-D).

CHAPITRE I : MEMOIRE DE SYNTHESE

Une fois que ce classement a été fait, nous avons optimisé la direction de cet axe, pour éviter la plupart de la zone de glissement développée en rive gauche, à l'amont de l'emprise. Par conséquent, l'axe a été déplacé vers l'aval, en rive gauche,

b) Phase 2 :

Les travaux de reconnaissance à exécuter sur l'axe le plus favorable :

- ✓ investigations géophysiques (sismiques et électriques) sur les axes du batardeau amont, de l'évacuateur et de la dérivation ;
- ✓ 5 sondages carottés avec des essais spécifiques (Lefranc et Lugeon) sur l'axe du barrage ;
- ✓ 4 tranchées (deux sur chaque appui, suivant la direction de l'axe du barrage) ;
- ✓ prélèvements d'échantillons remaniés et intacts ;
- ✓ essais géotechniques de laboratoire.

• Sondages carottés :

Les sondages de reconnaissance de la deuxième phase ont été implantés sur l'axe amont, optimisé (E' - F'), ils sont comme suit :

Tableau I. 3 les caractéristiques sondages de la deuxième phase

Sondage	Localisation	Longueur (m)	Inclinaison
RD.S4 ‘	Rive G cote 230m	60	Vertical
RD.S5 ‘	Rive G cote 210m	60	Vertical
RD.S6	Rive D cote 215m	60	Vertical
RD.S7	Rive D cote 245m	60	Vertical
RD.S8’	VALLEE cote 200,70m	70	Incliné de 20° vers aval

La notation des sondages avec << ’ >> a été utilisée pour garder la numération donnée dans le programme de reconnaissance, et pour éviter des confusions

• Prospections géophysiques :

Les profils sismiques de réfraction et les sondages électriques programmés dans la phase 2, au long des axes du batardeau amont, de l'évacuateur de crues et de la galerie de dérivation - vidage de fond,

• Puits dans les zones d'emprunt :

Dans les zones d'emprunt, situées dans la cuvette de la retenue, 16 puits à la pelle mécanique ont été creusés, de 1,5m à 4m de profondeur, totalisant 45m environ.

CHAPITRE I : MEMOIRE DE SYNTHESE

Dans chaque puits réalisé dans les zone d'emprunt argileux, A1 sur l'Oued Khemakhem et A2 sur l'Oued Bou Adjeb, 2 échantillons remaniés ont été prélevés, pour des essais au laboratoire.

Dans les puits réalisés dans les zones d'emprunt alluvionnaire, un échantillon a été prélevé de chacun.

Tableau I. 4 : les puits de la zone d'emprunt

Zone d'emprunt	Puits	Prof. (m)
Zone A1 (argile)	P13	3,1
	P14	4,0
	P15	3,5
Zone A2 (argile)	P16	3,1
	P17	2,9
	P18	3,0
Zone B1 (alluvions)	P19	3,5
	P20	3,0
	P21	3,0
	P22	3,5
Zone B2 (alluvions)	P23	2,2
	P24	2,0
	P25	1,5
	P26	2,4
Zone B3 (alluvions)	P28	2,5
	P29	1,7

- **Substratum :**

Selon la carte géologique de la région la zone du site est située sur des terrains sédimentaires appartenant au Sénonien, représentés par des marnes et des calcaires. Les travaux géologiques modernes suivant la théorie des nappes de charriage, ont attribué ces terrains à une série appartenant au flysch maurétanien.

Dans le site du barrage le substratum est complètement couvert par des dépôts alluvio-colluviales. Les seuls affleurements de petites dimensions se trouvent en haute du versant droit,

I.5. Fondation de la digue et ses ouvrages annexes :

I.5.1 Digue:

I.5.1.1. Caractéristiques:

La zone d'implantation de la digue présente les particularités suivantes :

- Couverture alluviale importante, de 5m à 8m d'épaisseur, intéressant la totalité du fond de vallée. Ces alluvions sont généralement grossières, les composants caillouteux dépassant 50%, La participation des sables est de 20% à 40%. Par endroits, dans la partie supérieure prédominent les sables fins, limoneux, de 0,5m à 1m d'épaisseur.
- Couverture colluviale de 3m à 10m d'épaisseur sur le versant de la rive gauche et de 7m à 18m sur le versant de la rive droite. Les colluvions contiennent des débris et des blocs provenant du substratum et plus rarement des galets et graviers, coulés probablement dans une terrasse supérieure, emballés dans une masse argileuse-sableuse.
- Présence d'une nappe aquifère phréatique dans les alluvions, liées au régime de l'Oued, et des nappes de versants avec des niveaux très irréguliers, conséquence de la structure d'alternances imperméables et plus perméables du substratum.
- Existence d'un glissement de terrain, localisé dans le versant de la rive gauche, à l'amont de l'emprise du barrage. On estime qu'il a une profondeur de maximum 15m, affectant la masse colluviale et partiellement le substratum.
- Substratum antéquatenaire, appartenant à la série de flysch maurétanien, représente par alternances de bancs de marnes, marno-calcaires, calcaires et grès, ce qui multiplie les couples roche dure sur roche tendre. Les pendages des bancs, généralement fortement inclinés, montrent l'existence d'une structure tectonisée, faillée, même écaillée. On suppose qu'il s'agit d'une structure anticlinale, orientée à travers de la vallée, faillée au long de la vallée de l'Oued Saf saf En effet, la fondation du barrage sera hétérogène, représentée par une succession de bandes de résistances différentes. Cette situation sera déterminante au choix du type de barrage.

I.5.1.2. Réalisation de la fondation

- L'enlèvement des alluvions sous l'emprise de la digue ou sous l'emprise de l'élément d'étanchéité (noyau), exige la réalisation d'une coupure étanche tout à l'amont qu'à l'aval et l'assèchement des fouilles.
- Dans le substratum, les fouilles seront réalisées dépassant la zone dégradée. Si à la cote de fondation on trouve localement des zones faibles, elles doivent être curées et substituées

par un matériau plastique homogène ou encore un béton étanche. Ce travail exige la mise à sec des zones à traiter.

- Les terrassements à réaliser sur les rives consistent à évacuer les colluvions sous toute l'emprise de la digue, dans toutes les variantes de barrage. L'enlèvement de la zone dégradée du substratum sera réalisée sous l'emprise de la digue ou sous l'emprise du noyau (barrage en terre zoné)

I.5.1.3. Consolidation et étanchéité

Les essais et les analyses hydrogéologiques, ont montré que d'une façon générale les terrains qui forment le substratum sont relativement peu perméables, à l'exception de la zone dégradée

La structure géologique du site est favorable du point de vue étanchéité, les couches perméables étant encaissées par des couches de marnes. En effet, on prévoit :

- ✓ la consolidation de la fondation par des injections de peau, sur au moins 6m de profondeur dans les bancs rocheux (marno-calcaires, calcaires et grés) ;
- ✓ une étanchéisation profonde, dont le but essentiel se réduit à un contrôle d'étanchéité par un voile unifilaire de l'ordre de 30m à 50m de profondeur. Dans les zones de forte perméabilité un traitement localisé sera réalisé au moyen d'un voile bifilaire.

I.5.2. Galerie de dérivation et de vidange de fond

Le trajet de la galerie de dérivation et de vidange de fond, variante à l'air libre, suit le pied du versant rive gauche, entre les cotes 202m et 200m du terrain naturel.

L'épaisseur de couche des alluvions varie de 5m à 6m, au milieu de la vallée. On suppose que dans l'axe de la galerie cette épaisseur peut être considérée maximale

Le niveau de la nappe est situé, en moyen, à 1,5m de profondeur.

La fondation de la galerie sera réalisée dans le substratum rocheux, près de la limite inférieure de la zone dégradée (de 3m à 5m d'épaisseur).

Structurellement, la fondation de la chambre des vannes est située sur des alternances de marnes, marno-calcaires et grés, constituant le flanc de l'anticlinal

Selon l'interprétation structurelle, adoptée pour l'instant, le batardeau amont est situé dans la zone de l'axe de l'anticlinal, zone supposée marneuse.

A partir de l'axe du batardeau amont, le trajet de la galerie et le bassin de dissipation sont situés sur le pli anticlinal, constitué par les mêmes alternances. Les bancs rocheux plus épais prédominent dans la zone de l'axe du barrage et à la sortie de la galerie.

I.5.3. Evacuateur de crues:

De point de vue morphologique, le versant rive gauche s'avère être plus favorable pour l'implantation de l'évacuateur de crues.

Le principal problème géologique que pose la réalisation de l'évacuateur de crues en rive gauche réside dans la présence d'un glissement de terrain, juste en amont du déversoir. Le déplacement de l'axe du barrage vers l'aval a été fait pour éviter la zone du glissement.

Cet élément, dont l'épaisseur supposé doit être confirmée par des forages, intéresse toute la zone comprise en largeur sur quelque 150m amont de RD.S5, depuis la cote 240m jusqu'au pied du versant où sont venus s'accumuler les produits glissés.

Au long de l'axe de l'évacuateur de crues (l'épaisseur de la couverture colluviale varie, généralement, de 4m à 7m. Localement), on peut trouver des zones plus épaisses représentées par des alluvions de terrasse ou des éboulis. Une telle zone a été mise en évidence dans la partie aval du coursier, sur quelque 100m de longueur avant du bassin d'amortissement.

Dans cette zone, évidemment plus plate, le sondage RD.S8 a traversé un dépôt colluvio - alluvionnaire de 21m d'épaisseur. On suppose qu'il s'agit d'une zone de terrasse, masquée par de matériel argilo-sableux avec de fragments rocheux, anguleux, caractéristiques aux coulées développées dans les séries de flysch.

Dans la zone du bassin d'amortissement le remplissage alluvionnaire de la vallée a été traverse par le sondage RD.S1 sur 8m d'épaisseur.

Selon l'interprétation structurelle adoptée, l'évacuateur de crues est situé entièrement sur le pli de l'anticlinal de flysch, représenté par les alternances typiques de marnes, marno-calcaires, calcaires et grés. Les alternances rocheuses sont prédominantes dans la partie supérieure du coursier (la zone de l'axe du barrage) et à la base, avant du bassin d'amortissement.

Pour les zones où la stratification n'a pas pu être mise en évidence sur la base des sondages réalisés, on suppose la même succession lithologique que dans les zones de l'emprise du barrage, mais au profit de la probabilité les marnes sont considérées prédominantes.

I.6. Matériaux de construction :

Dans cette campagne de reconnaissance les études ont été menées afin de vérifier le potentiel de la zone de la future barrage concernant les matériaux nécessaires pour la réalisation d'une digue en terre, homogène ou zonée, ainsi que pour la production de granulats et d'enrochements de protection (rip-rap).

- ✓ Alluvions : la zone se trouvant à l'aval immédiat du site
- ✓ Agrégats de béton : concassage du calcaire jurassique se trouvant à quelque 2,5km a l'amont de l'axe du barrage propose sur l'Oued El-Migane (à quelques 12km aval du site de Ramdane Djamel).

a) Matériaux argileux :

- ✓ Zone A1, située dans la cuvette de la retenue sur la rive gauche de l'Oued Khemakhem, a quelque 1km amont de la confluence avec l'Oued Bou Adjeb.
- ✓ Zone A2, situe sur la_rive droite de l'Oued Bou-Adjeb, a quelque 1,2km amont de la confluence avec l'Oued Khemakhem.

b) Matériaux alluvionnaires :

- ✓ Zone B1, situe sur l'Oued Khemakhem, de 0,4 km a 1,2 km, à partir de la confluence.
- ✓ Zone B2, situe sur l'Oued Bou-Adjeb, de 0,4 km a 1,4 km a l'amont de la confluence.
- ✓ Zone B3, situe sur l'Oued Saf-Saf, de 0,5 km a 1 km a l'aval de l'axe du barrage.
- ✓ Zone B4, situe sur l'oued Bou Adjeb, à quelque 1 km amont de la Zone B2.

Les zones d'emprunt A1, A2, B1, B2 et B3 ont été étudiées sommairement par 16 puits à la pelle mécanique de 1,5 a 4 m de profondeur. Dans chaque puits, un ou deux échantillons ont été prélevés, pour la réalisation des essais au laboratoire. La situation des travaux de reconnaissance réalisés sur les zones d'emprunt est présentée ci-après :

Les zones d'emprunt argileux, A1 sur l'Oued Khemakhem et A2 sur l'Oued Bou Adjeb, étudiées par des puits, sont situées dans des zones de piémont. Les quantités de matériaux disponibles dans ces zones étant insuffisantes, nous avons mis en évidence des nouvelles zones de piémont qui peuvent fournir des matériaux argileux :

- ✓ Sur la rive droite de l'Oued Bou Adjeb, a quelque 400 m amont de la zone A2, se développe une zone de piémont, d'au moins 2ha. On peut estimer que l'épaisseur du dépôt argileux est de même ordre de grandeur que dans la zone A2. Cette zone sera dénommée A3.

CHAPITRE I : MEMOIRE DE SYNTHESE

- ✓ Sur la rive gauche de l'Oued Khemakhem, près de la queue mètre du lac, il y a une zone à pente douce, d'au moins 3 ha de superficie et 2 m, environ, d'épaisseur du dépôt argileux. Cette zone sera dénommée A4.

Tableau I. 5 caractéristique des puits de zone d'emprunt

Matériaux		
Zone d'emprunt	Puits	Profondeur. (m)
Zone A1 (argile)	P13	3,1
	P14	4,0
	P15	3,5
Zone A2 (argile)	P16	3,1
	P17	2,9
	P18	3,0
Zone B (alluvions)	P19	3,5
	P20	3,0
	P21	3,0
	P22	3,5
Zone B2 (alluvions)	P23	2,2
	P24	2,0
	P25	1,5
	P26	2,4
Zone B3 (alluvions)	P28	2,5
	P29	1,7

c) Cuvette de la retenue Zardezas

Afin de vérifier la qualité des matériaux sédimentés dans la cuvette du lac (partiellement colmaté), deux échantillons ont été prélevés dans un point situé à quelque 1,2km amont de barrage, à coté de la RN33, Le but de cette vérification est de mettre en évidence des matériaux fins qui pourraient être utilisés dans le corps du noyau du barrage, en complément aux matériaux argileux des zones d'emprunt,

d) Matériaux rocheux

L'absence d'un emprunt rocheux dans la zone à la proximité immédiate du réservoir, nous a obligé de prendre en considération une zone plus éloignée,

Cette zone où affleure les calcaires jurassiques est située sur l'Oued Migane, à quelque 3km en amont de sa confluence avec l'Oued Saf-Saf. La distance jusqu'au site du barrage de Ramdane Djamel est de 12km environ.

CHAPITRE I : MEMOIRE DE SYNTHESE

I.7. Géotechnique :

L'étude géotechnique de ce site de barrage, basée essentiellement sur des de reconnaissance effectuées sur terrain (in-situ) et dans laboratoire, les tableaux qui indiquent les résultats géotechniques Sont dans l'annexe A

I.8. Hydrologie :

Tableau I. 6 : Caractéristiques du bassin versant au site du barrage de Ramdane Djamel

Caractéristiques géométriques :	
Superficie du bassin	319 km ²
Périmètre	105 km
Longueur du thalweg principal	46 km
- Oued Bou Adjeb + Oued Khemakhem	
Longueur maximum du bassin	34,9 km
Longueur rectangle équivalent	29,3 km
Largeur rectangle équivalent	10,9 km
Altitude moyenne	640 m
Altitude maximum	1.172 m
Indice de compacité Gravelius	Kc=1.64
Pente moyenne	4,2 %
Caractéristiques hydrauliques	
Apport moyen annuel	45,65 hm ³
Débit spécifique moyen	4,2 l/s/km ²
Pluie moyenne	782,1 mm
Evaporation moyenne	1293,5 mm
Crue de travaux (T=20 ans)	700 m ³ /s
Crue de projet (T=1000 ans)	3000 m ³ /s

I.8.1. Données climatologiques

- **Température de l'air**

Tableau I. 7 : Températures maximales et minimales à Skikda

Mois	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	Moy
T _{min} °C	8,1	8,2	9,1	10,8	13,8	16,9	20,0	20,7	18,9	15,7	11,8	9	13.6
T _{max} °C	16,1	16,4	17,4	19,1	22,5	24,9	28,0	28,7	27,2	23,7	20,4	17,3	21.8
T _{moy} °C	10,1	11,1	13,1	14,6	17,6	20,8	23,9	24,8	22,7	19,1	15,1	11,9	17.1

CHAPITRE I : MEMOIRE DE SYNTHESE

- **Humidité de l'air**

Tableau I. 8 : Humidités à Skikda

Mois	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	Moy
Moyenne %	78,4	76,2	77,7	83,7	82,5	77,5	74,8	82,0	83,1	76,6	76,3	82,7	79,3
Minimale %	55,2	53,9	55,4	54,8	55,7	56,8	54,0	56,5	55,7	54,5	53,2	55,3	55,1
Maximale %	90,3	90,1	90,4	90,3	89,5	88,5	87,7	88,3	89,1	90,0	89,8	88,0	89,3

- **Ensoleillement**

Tableau I. 9 : Insolation, nébulosité et radiations solaires mensuelles

Mois	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12
L'ensoleillement heures/jour	5,8	6,3	7,3	8,1	9,3	10,5	11,4	10,6	8,9	7,3	6,2	5,2
Nébulosité	5,4	5,5	4,6	4,6	4,6	3,7	3,1	2,4	3,7	4,3	5,6	6,3
Radiation Cal/cm ² /jour	20	28	37	45	54	559	604	534	539	31	22	18

- **Précipitations**

Tableau I. 10 : station pluviométrique

Stations	Code de Station	Altitude	Pluie en m/m	Années de fonctionnement
Guendoula (Ain el Kleb)	03-09-04	780 m	976	40 ans
Zirout Youcef	03-07-02	575 m	844	52 ans
Zardezas	03-09-02	195 m	725	40 ans
El-Arrouch	03-09-06	127 m	642	40 ans

Tableau I. 11 : Poste pluviométrique

Poste pluviométrique	Code	h(mm)	N	N'
Zardezas	03/09/2002	680,2	24	39,7
Bou Snib	03/09/2005	688,8	20	30,9
El-Arrouch	03/09/2006	609,0	49	55,1
Ramdane Djamel	03/09/2006	621,9	21	30,5

H = Hauteur de la pluie moyenne

N = nombre d'années réelles d'observations

CHAPITRE I : MEMOIRE DE SYNTHESE

N° = nombre d'années fictives d'observations (équivalente à la série reconstituée)

Les valeurs de pluies comprises dans les deux tableaux en dessus, notamment celle de Zardezas et El-Arrouche, montrent, la tendance décroissante des précipitations enregistrées dans les dernières 20 années, en effet une situation réelle et connue.

- **Précipitations moyennes pluriannuelles**

En partant des données obtenues aux stations avec l'enregistrement des précipitations et tenant compte des études effectuées pour le barrage de Zardezas ainsi que les données collectées pendant l'exploitation de cette retenue, on recommande que la valeur moyenne pluriannuelle soit de **782,1 mm**, valeur issue de la période la plus étendue (48 années).

- **Précipitations moyennes mensuelles**

On présente la répartition mensuelle des précipitations dans la zone de Zardezas (oued safsaf) pour une période de 48 années (1919÷1938, 1953÷1961 et 1980÷2001).

Tableau I. 12 : précipitations sur le bassin versant de l'oued saf-saf

Précipitations sur le bassin versant de l'oued saf-saf													
Années	Sept	Oct	Nov	Déc	Janv	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Aoû	Total
Moyenne sur 48 ans	31,6	75,2	87,3	124,9	131,2	97,3	80,6	70	51	21	4,2	7,7	782,1

- **Précipitations maximales**

Les plus grandes précipitations journalières, mensuelles et annuelles enregistrées aux stations pluviométriques El – Arrouch et Zirout Youcef sont présentées dans le tableau I.13

Tableau I. 13 : Précipitations maxima journalières, mensuelles et annuelles aux stations pluviométriques El – Arrouch et Zirout Youcef

Stations	Journaliers	Mensuels	Annuels
El-Arrouch Code 03-09-06	65,3 m/m le 13.11.1917	264,4 m/m Déc. 1946	936,6 m/m 1922/1923
Zirout Youcef Code 03-07-02	137,1 m/m le 26.1.1919	442,1 m/m Janv. 1919	1373,6 m/m 1934/1935

- **Le vent**

Les vents dominants sont de secteur nord (NE 22%, N 12%, NO 27%). Les vitesses moyennes mensuelles sont de 3 m/s environ, sans grandes variations d'un mois sur l'autre (les minimales

CHAPITRE I : MEMOIRE DE SYNTHESE

à 2,5 m/s et les maximales à 3,2 m/s) d'après les mesures de la station de Skikda pour la période 1976 – 1995

Tableau I. 14 : Vitesse moyenne du vent en m/s – Station de Skikda

Mois	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	Moy
V (m/s)	3,0	3,1	2,9	2,7	2,5	2,5	2,5	2,4	2,5	2,5	2,8	3,2	2,7

• L'évaporation

L'évaporation qui se recommande à être prise en calcul pour le barrage Ramdane Djamel a été déterminée par des observations directes sur le barrage Zardezas sur une période de 35 années (1953÷1966 ; 1980÷2001) à l'aide d'un bac de type Colorado. Le résultat est une évaporation moyenne de 1353 mm /an sur le bac Colorado, ce qui représentent 1056 mm/an évaporation réelle.

Tableau I. 15 : Valeurs moyennes de l'évapotranspiration pour la retenue de Zardezas

mois	jan	fév	mar	avril	mai	jui	juil	août	sep	oct	nov	déc	total
Evaporation bac (m/m)	49	58	81	96	131	172	221	208	144	91	56	47	1353
Evaporation plan d'eau (m/m)	38	45	63	75	102	134	173	162	112	71	44	37	1056

Tableau I. 16 : Valeurs moyennes mensuelles et annuelle de l'évapotranspiration dans le site

mois	Skikda	station Ouest	station Est	site RD
	1	2	3	4
janvier	40,0	40,0	36,0	38,0
février	52,0	52,0	48,0	50,0
mars	85,0	84,0	83,0	83,5
avril	111,0	108,0	117,0	112,5
mai	139,0	146,0	145,0	145,5
juin	159,0	172,0	169,0	170,5
juillet	180,0	195,0	195,0	195,0
aout	167,0	183,0	184,0	183,5
septembre	124,0	133,0	137,0	135,0
octobre	85,0	87,0	93,0	90,0
novembre	50,0	52,0	49,0	50,5
décembre	37,0	36,0	43,0	39,5
Année	1229,0	1288,0	1299,0	1293,5

CHAPITRE I : MEMOIRE DE SYNTHESE

I.8.2. Etude des apports liquids

Pour déterminer l'apport du débit dans la retenue Ramdane – Djamel nous avons eu à la disposition, en principal, la synthèse des études hydrologiques effectuées pour le barrage Zardezas, qui se trouve juste a l'aval du site que nous analysons, ainsi que les données d'exploitation couvrant la période 1980 -2001

Aussi, nous avons eu à la disposition les débits moyens interannuelles pour la période 1966 – 2002, affluents dans la retenue de Zardezas, et de la stations Khemakhem sur l'oued Saf-Saf et Zirout Youcef sur l'oued Guebli.

Tableau I. 17 : Apports moyens mensuels sur 50 années (1951-2001) en hm³

Année	Sept	Octo	Nove	Déce	Janv	Févr	Mars	Avri	Mai	Juin	Juil	Août	TOTAL
Zardezas	0,27	0,87	3,09	7,33	12,54	11,10	7,44	4,24	2,08	0,47	0,11	0,08	49,62
Ramdane Djamel	0,25	0,80	2,84	6,74	11,54	10,21	6,85	3,90	1,91	0,43	0,10	0,08	45,65

Tableau I. 18 : Débits moyens mensuels sur 50 années (1951-2001) en m³/s

Année	Sept	Octo	Nove	Déce	Janv	Févr	Mars	Avri	Mai	Juin	Juil	Août	TOTAL
Zardezas	0,106	0,328	1,212	2,783	4,705	4,451	2,789	1,658	0,754	0,177	0,043	0,031	1,587
Ramdane Djamel	0,098	0,298	1,095	2,517	4,307	4,221	2,556	1,505	0,713	0,167	0,039	0,029	1,462

I.8.3. Etude des crues:

Les données suivantes sont reprises de « Monographie des grands barrages – Barrage de Zardezas », élaboré par La Société centrale pour l'équipement du territoire coopération Alger. En 1957, à 22 novembre, une crue d'une violence exceptionnelle a détruit une partie de la station hydrométrique de KHEMAKEM. Cette crue peut être évaluée par les mesurages effectués au barrage ZARDEZAS sur les déversements et les volumes d'eau accumulés.

- ✓ le volume de la crue a été de 45 hm³
- ✓ la durée totale : 24 heures ;
- ✓ le débit maximum : 1391 m³/s ;
- ✓ le débit moyen : 260 m³/s.

Le jour qu'on a enregistré la valeur maximale (22 novembre 1957), le volume total écoulé a été de 35 hm³ et le débit moyen de 406 m³/s.

CHAPITRE I : MEMOIRE DE SYNTHESE

Cette crue a permis de vérifier l'opportunité d'appliquer la formule GIANDOTTI au calcul du débit maximum de crue en fonction de son débit moyen, ou plus simplement du débit moyen journalier du jour de pointe.

Sur la base de 19 crues enregistrées pendant la période de 1924 à 1965, qui sont présentées dans le tableau I.19 on a déterminé par des calculs statistiques la valeur des débits maximaux de diverses fréquences au barrage Zardezas.

Tableau I. 19 : Crues enregistrées au Zardezas pendant la période de 1924 à 1965

Dates	Q m ³ /s	Rang
22.11.1957	1391*	1
07.02.1956	328***	2
15.12.1946	321*	3
Fev. 1942	319*	4
06.12.1952	302*	5
15.01.1940	285*	6
27.03.1954	270***	7
11.01.1928	252**	8
27.02.1939	237*	9
03.01.1934	184**	10
23.01.1957	150***	11
09.12.1965	80***	12
14.12.1954	78***	13
31.12.1927	71**	14
25.01.1926	47**	15

* Crue observée

** Crue observée à la station du pont Ceccaldi (station située en aval de barrage au moment de la crue), corrigée avec le rapport de la surface de B.V. du barrage et celle de Ceccaldi (32/35)

*** Crue calculée après l'apport journalier (d'après Monographie des grands barrages Barrage de Zardezas)

Tableau I. 20 : Crues calculés pour Zardezas (période de 1924 à 1965)

Période de retour (T)	Q _{max} m ³ /s
10	500
5	700
1	1300
0,5	1800
0,1	3000

Source ANBT

Par ailleurs, les surfaces des bassins versants pour les deux retenues, Zardezas et Ramdane Djamel sont-elles aussi très proches, on recommande d'adopter les mêmes crues de calcul pour le barrage de Ramdane Djamel que les crues déterminées pour Zardezas.

1.8.4. Etudes des apports solides

Dans la zone de future retenue de Zardezas il existe un certain nombre de barrages pour lesquels on dispose d'informations sur les taux d'envasement (les transports solides ont été relevés dans des retenues de l'Est algérien tels que le barrage de Cheffia et surtout le barrage de Zardezas,

Dans la zone de Jijel-Skikda, le taux d'abrasion serait compris dans une plage de 10 à 50 t/km²/an. Pour le BV de la future retenue de Ramdane Djamel de 319 km², il résulte un volume compris entre 585.000 m³/an et 812.500 m³/an.

L'envasement annuel moyen, mesuré dans la cuvette de la retenue de Zardezas, entre les années 1937 – 1967 est de 0,25 hm³/an, ce qui correspond à un taux de 0,47% du débit liquide.

Comme le barrage de Ramdane Djamel sera situé immédiatement en amont de la retenue de Zardezas, on considère que les alluvions qui entraînent dans ce lac auront les mêmes valeurs avec celles qui colmateront la retenue qui sera réalisé en amont.

Tableau I. 21 : volume de la vase en fonction de temps d'exploitation du barrage de Ramdane Djamel

T(années d'exploitation)	Volume de la vase (hm ³)
10	2,5
20	5,0
30	7,5
40	10,0
50	12,5

En partant des observations faites dans la période de l'exploitation de la retenue de Zardezas, très proche et implanté sur le même oued, il a résulté que les dépôts sont en matériau fin. La densité moyenne des alluvions est de 1,6 t/m³ (1,55 t/m³ dans la zone de la proximité du barrage et 1,66 à l'extrémité du lac de la retenue).

Conclusion

La retenue réalisée à l'amont de l'aménagement de Zardezas vise à améliorer le processus de fort envasement de celle-ci et d'en optimiser les possibilités de stockage et d'exploitation, l'infrastructure de transfert liée au barrage de Zardezas pouvant être exploitée sans aucune modification.

Sur la base des travaux de reconnaissance, in situ et de laboratoire réalisés, on peut distinguer l'absence d'un fort emprunt argileux qui pourrait fournir toute la quantité de matériaux, nécessaire à la réalisation d'un noyau imperméable.

Le volume de chaque zone étant limité de 50.000m^3 à 120.000m^3 , pour la construction d'un noyau de grand volume il faut courir vers des matériaux alternatifs (matériaux d'envasement de la retenue de Zardezas, s'ils s'avèrent compatibles).

Selon les données disponibles, seulement pour les zones A_1 et A_2 , les matériaux sont caractérisés comme des sols pratiquement imperméables

La cuvette de la future retenue contient des matériaux alluvionnaires, en quantité et de qualité satisfaisante pour les remblais des recharges. Ces sont des alluvions grossières : les supérieurs à 20mm dépassent 50%, dont les gros éléments ($>100\text{mm}$) représentent 6% en moyenne (les plus gros blocs peuvent arriver à 50cm de diamètre)

chapitre . III

Etude hydrologique

Introduction :

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

II.1. Caractéristiques du bassin versant:

Le barrage Ramdane Djamel est situé sur l'Oued Saf – Saf, en amont du barrage existant de Zardezas, et en aval de la confluence des Oueds Brahim et Khemakem, La zone du projet est localisée entre Constantine et Skikda. Le site est accessible par la route nationale RN 3 de Constantine - El Arrouch et puis sur RN 85 et CN 6, à 60 – 70 km environ, de Constantine ou à 15 km de Skikda.

II.1.1. Caractéristiques morphologique :[1]

II.1.1.1. Paramètres géométriques :

a) Surface du bassin versant:

La superficie est obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant

Est de : $S = 319 \text{ Km}^2$

b) Périmètre du bassin versant:

Le périmètre est de : $P = 105 \text{ Km}$

c) Longueur du talweg principal:

C'est le talweg le plus long il est de : $L=46 \text{ Km}$

II.1.1.1. Paramètres de forme:

a) Indice de compacité (GRAVELIUS):

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

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

P: périmètre du bassin versant.

S: surface du bassin versant.

Donc : $K_c=1.64$

Selon la valeur de K_c on pourra dire que notre bassin est allongé. ($K_c>1$)

b) Coefficient d’allongement :

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$$Ca = L^2 / S \dots\dots\dots (II-2)$$

L : la longueur du talweg principal L = 46 Km

S : la superficie du bassin versant. S =319 Km²

Donc : Ca=6.63

c) Rectangle équivalent:

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

La longueur est donnée par la formule

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

La largeur est donnée par la formule:

$$l = \frac{P}{2} - L \dots\dots\dots (II-4)$$

L =29.3 Km

l = 10.9Km

d) Hypsométrie du bassin versant:

A partir du tableau II.1, le pourcentage des aires partielles est déterminé on et courbe hypsométrique est tracée sur laquelle l’altitude médiane est lue.

Tableau II. 1 : Coordonnées de la courbe hypsométrique

Altitude (m)	Hi (m)	Si (Km ²)	Si% (Km ²)	Si% cumul (Km ²)
1090-1000	90	42,9	13,45	13,45
1000-900	100	55,54	17,41	30,86
900-800	100	8,11	2,54	33,40
800-700	100	26,36	8,26	41,66
700-600	100	40,3	12,63	54,30
600-500	100	52,81	16,55	70,85
500-400	100	54	16,93	87,78
400-300	100	26,68	8,36	96,14
300-200	100	12,3	3,86	100,00

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

La courbe hypsométrique est représentée sur la figure II-1

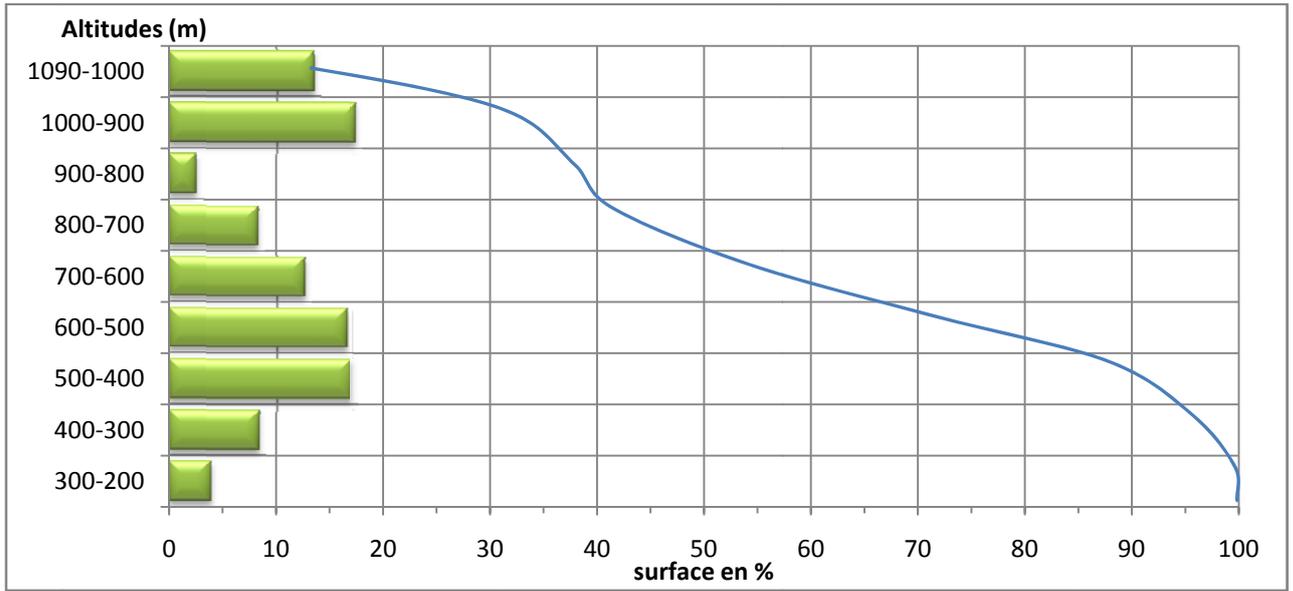


Figure II.1 la courbe hypsométrique .

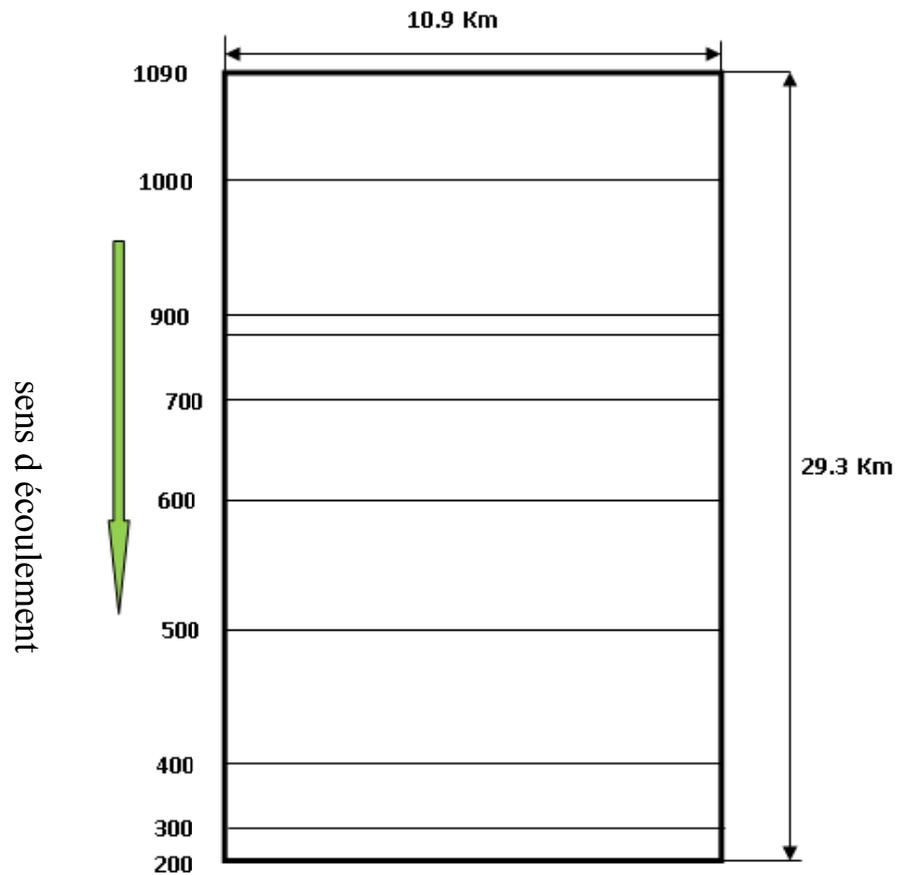


Figure II. 2 Le rectangle équivalent .

e) Altitude médiane:

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

$$H_{mad}=693.2 \text{ m}$$

f) Altitude moyenne:

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

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

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

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

$$H_{moy}= 677.78 \text{ m}$$

g) Indice de pente globale:

Cet indice est déterminé par la formule suivante:

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

Avec:

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

$$\left. \begin{array}{l} H_{5\%}=1032\text{m} \\ H_{95\%}=314\text{m} \end{array} \right\} \Rightarrow D = 718\text{m}.$$

L: la longueur du rectangle équivalent. $L=29.3Km$

$$I_g=2.45\%$$

h) Indice de pente moyenne I_{pm} :

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

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

$$I_{pm}= 3.72 \%$$

i) Indice de pente ROCHE I_p :

I_p est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau H_i est H_{i-1} . il est donné par la formule suivante :

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

L : longueur de rectangle équivalent (m)

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

Tableau II. 2 : détermination de la pente Roche I_p

Altitude	D _i =H _i -H _{i-1}	S _i	A _i =S _i /S	$\sqrt{D_i \cdot A_i}$
m	m	Km2	%	
1090-1000	90	42,9	13,45	34,79001
1000-900	100	55,54	17,41	41,72608
900-800	100	8,11	2,54	15,94465
800-700	100	26,36	8,26	28,74600
700-600	100	40,3	12,63	35,54325
600-500	100	52,81	16,55	40,68766
500-400	100	54	16,93	41,14353
400-300	100	26,68	8,36	28,91995
300-200	100	12,3	3,86	19,63619
Somme		319	100,00	287,13733

I_p=1,67

j) Dénivelée spécifique :

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

$$D_s = I_g \sqrt{S} \dots\dots\dots (II-9)$$

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

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

D_s = 437.6 m

Dans notre cas le relief est Assez modéré

k) Pente moyenne du bassin versant :

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

ΔH : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives

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

S: superficie du bassin versant (Km²).

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

Tableau II. 4 : Evaluation de la pente moyenne.

N°	courbe	ΔH	Longueur (km)
1	1000	100	17.85
2	900		64.0
3	800		66.58
4	700		86.52
5	600		102.62
6	500		124
7	400		77.82
8	300		48.42
9	200		15

La pente moyenne de bassin est :

$$I_{moy} = 4.62\%$$

II.1.2. Caractéristiques hydrographiques:

a) Densité de drainage:

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

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

$\sum L_i$: longueur total des talwegs d'ordre i en (Km) $\sum L_i = 146,38 \text{ Km}$.

S: surface du bassin versant en (Km²).

$$D_d = 0.45 \text{ km/km}^2$$

b) Coefficient de torrentialité :

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

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

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

$$N_1 = 552$$

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

$$F_1 = \frac{N}{S} = 1.73 \dots\dots\dots (II-13)$$

$C_t=0.77$

c) Longueur moyenne des versants:

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

D_d :densité de drainage en (km/km²).

L:longueur du rectangle équivalent en (km).

$L_i=12.11$ km

d) Profil en long du cours d'eau principal:

Le profil en long du cours d'eau principal a été tracé en utilisant les données de base du tableau (II-5).

Tableau II. 5 : Evaluation du profil en long du cours d'eau principal

N°	Courbe de niveau	Distance d'Oued (Khemekhe)	Distance d'Oued (Bouadjbe)	sommes	distance cumulée
	m	m	m	m	m
1	200-300	9000	1100	10100	10100
2	300-400	3000	16300	19300	29400
3	400-500	3500	6500	10000	39400
4	500-600	1500	2100	3600	43000
5	600-700	2000	1000	3000	46000

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

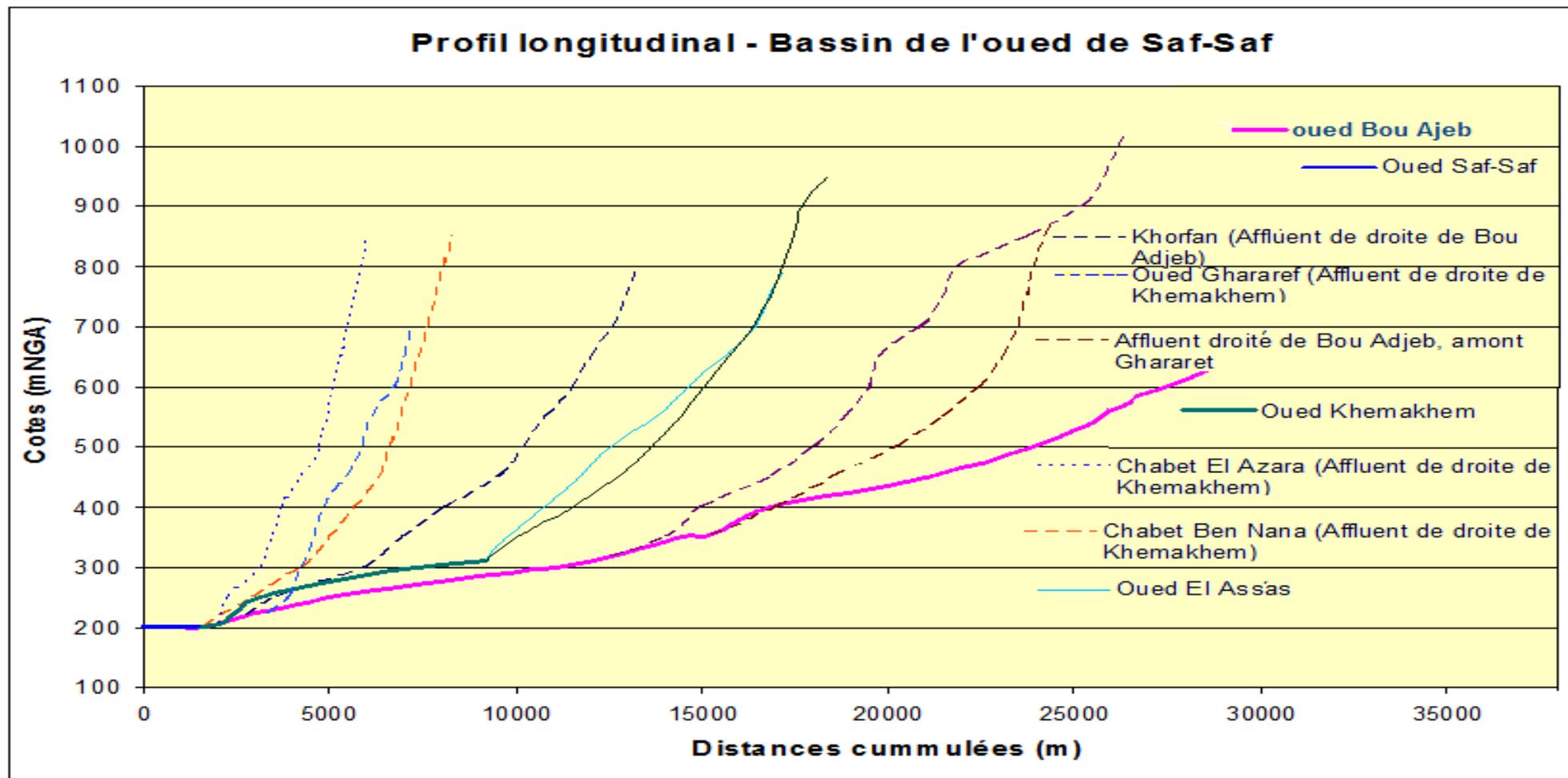


Figure II3 . profile en long des cours d'eau principales

e) Pente moyenne du cours d'eau:

La pente moyenne du cours d'eau est calculée selon la relation suivante :

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

ΔH : Différence d'altitude entre deux points de cours d'eaux suffisamment éloignés.

ΔL : La distance entre ces deux points.

f) Temps de concentration:

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

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

✓ **Formule de GIANDOTTI:**

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

S:surface du bassin versant en (Km).

L_p :longueur du talweg principale en (Km).

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

✓ **Formule de KIRPICH:**

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

I_g : indice de pente globale.

L_p : longueur du talweg principal en (Km).

✓ **Formule de CALIFORNIA :**

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

tableau II 6. Temps de concentration.

Formules	Tc
Formule de GIANDOTTI	8.03
Formule de KIRPICH	5.9
Formule de CALIFORNIA	5.80

Commentaire :

Sur la base de ces résultats, et la considération du talweg principal, nous nous proposons d'adopter la valeur **Tc=8.03heures**, GIANDOTTI qui est d'emploi fréquent en Algérie parce que la formule de GRIANDOTTI tient compte tous les paramètres géométriques du bassin.

Tc=8.03 heures

g) Vitesse moyenne de ruissellement :

Cette vitesse est donnée par la formule suivante :

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

L_p : longueur du talweg principale (km).

T_C : temps de concentration(h).

V_R = 5.73 (Km/h)

h) Coefficient de sinuosité :

Ce coefficient est donné par la formule suivante :

$$C_s = \frac{L_d}{L_p} \dots\dots\dots (II-20)$$

L_d:distance rectiligne mesuré à la règle de la source jusqu'à l'exutoire.=25.4 km

L_p : longueur du talweg principale (m).

C_S = 0,55

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau II. 7 : des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

désignation	symbole	unités	valeur
Superficie	S	km ²	319
Périmètre	P	km	105
Longueur du thalweg principal	L _p	km	46
Pente du thalweg principal	I	%	4.2%
Indice de compacité	K _C	-	1.64
Coefficient d'allongement	Ca	-	6.63
Rectangle équivalent	longueur	L _r	km
	largeur	l _r	Km
Altitudes	maximale	H _{max}	m
	moyenne	H _{moy}	m
	médiane	H _{med}	m
	minimale	H _{min}	m
Pente moyenne de B.V	I _{moy}	m/km	4.62
Indice de pente globale	I _g	%	2.45
Indice de pente moyenne	I _{pm}	%	3.037
Indice de pente de M Roche	I _p	%	1.76
Densité de drainage	D _d	Km/Km ²	0.45
Coefficient de torrentialité	C _t	-	0.77
Temps de concentration	T _c	h	8.69
Vitesse de ruissellement	V _r	Km/H	5.30
Coefficient de sinuosité	C _s	-	0,58

II.1.3. Caractéristiques climatique du bassin versant:

Le bassin contient plusieurs stations hydrométriques, climatologiques et postes pluviométriques présentées dans les tableaux en bas.

Tableau II. 8 : Stations hydrométriques dans la zone de projet

Stations	Code de la Station	Oued
Zirout Youcef	03-07-02	Fosso
Khemakhem	03-09-01	Située à la confluence des oueds Bou Adjeb et Khemakhem

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau II. 9 : Postes pluviométriques dans la zone de projet

Stations	Code de Station
Zirout Youcef	03-07-02
Zardezas	03-09-03
Guendoula (Ain el Kleb)	03-09-04
El-Arrouch	03-09-06
Ramdane Djamel	03-09-09
Azzaba	03-11-06

Tableau II. 10 : Postes pluviographiques dans la zone de projet

Stations	Code de Station
barrage Zardezas	03-09-03
Bou Snib	03-09-05

✓ **Température:**

Dans le Tableau II.11 sont portées les températures moyennes annuelles à la station de Skikda, observées sur des périodes respectives de 29 années, ainsi que les températures minimales et maximales mensuelles.

Tableau II. 11 : Températures maximales, minimales et moyenne à Skikda

Mois	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	Moy
T _{min}	8,1	8,2	9,1	10,8	13,8	16,9	20,0	20,7	18,9	15,7	11,8	9	13.6
T _{max}	16,1	16,4	17,4	19,1	22,5	24,9	28,0	28,7	27,2	23,7	20,4	17,3	21.8
T _{moy}	10,1	11,1	13,1	14,6	17,6	20,8	23,9	24,8	22,7	19,1	15,1	11,9	17.1

Dans le site de Ramdane Djamel, la température maximale absolue peut atteindre de l'ordre de 40 °C pendant les mois de juillet et août. Les températures minimales peuvent descendre sous 0°C.

Pour le site du futur barrage, on a utilisé « l'Atlas des températures du Nord de l'Algérie » d'où on a porté les valeurs mensuelles pour les températures enregistrées aux 3 stations : 2 stations situées approximativement sur la même parallèle comme le site du projet, éloignées à env. 100 km du site et la troisième étant la station de Skikda.

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

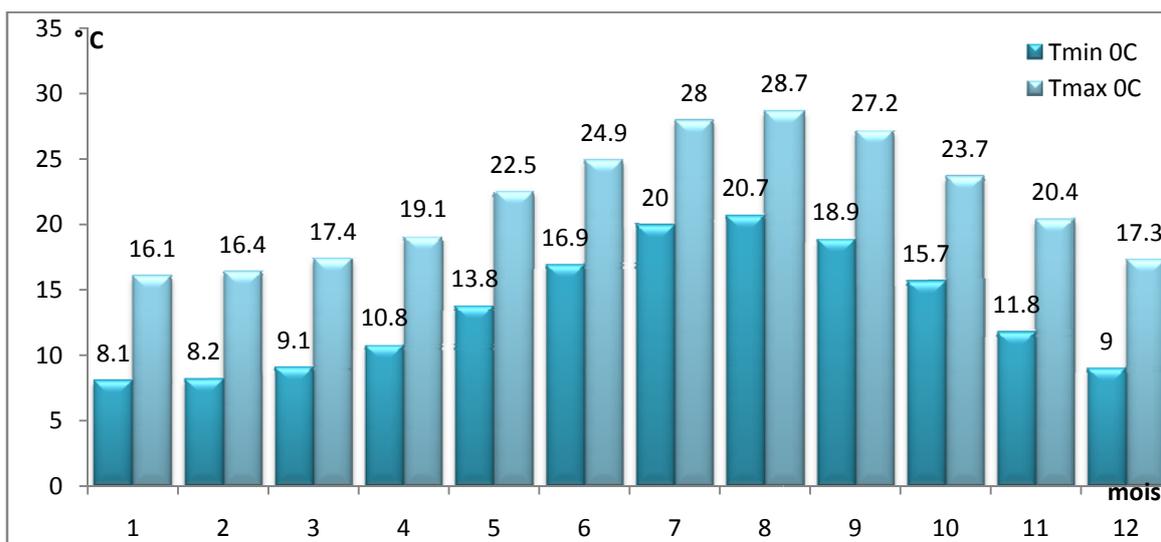


Figure II.4 température min et max (Skikda)

Tableau II. 12 Températures moyennes mensuelles dans le site de Ramdane Djamel

mois	Skikda	station Ouest	station Est	site Ramdane .D
	[1]	[2]	[3]	[4] =([1]+[2]+[3])/3
janvier	10,6	10,3	9,1	10,0
février	11,1	11,0	9,9	10,7
mars	13,1	12,8	12,4	12,8
avril	14,6	14,0	15,3	14,6
mai	17,6	18,6	18,3	18,2
juin	20,8	22,7	22,0	21,8
juillet	23,9	26,2	25,9	25,3
août	24,8	27,5	27,2	26,5
septembre	22,7	24,5	25,1	24,1
octobre	19,1	19,7	21,0	19,9
novembre	15,1	15,7	14,3	15,0
décembre	11,9	11,4	13,9	12,4
Moyenneannuelle	17,1	17,9	17,9	17,6

Pour le site de Ramdane Djamel, il résulte ainsi les valeurs suivantes

Température moyenne annuelle **17,6 °C**

Température minimale **0°C**

Température maximale **44°C**

D'après le tableau 6.3 on considère que les mois les plus chauds sont les mois d'été (Juin, juillet, août, septembre) durant lesquelles les températures dépassent les 20°C, et les plus froides pendant lesquelles la température est inférieure à 10°C, se prolonge de décembre vers Février.

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

✓ Humidité relative:

Dans le Tableau II.14 sont mentionnées les valeurs des humidités mensuelles moyenne, minimale et maximale, pour la station de Skikda.

Tableau II. 13 Humidités à Skikda

Mois	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	Moy
Moyenne %	78,4	76,2	77,7	83,7	82,5	77,5	74,8	82,0	83,1	76,6	76,3	82,7	79.3
Minimale %	55,2	53,9	55,4	54,8	55,7	56,8	54,0	56,5	55,7	54,5	53,2	55,3	55.1
Maximale %	90,3	90,1	90,4	90,3	89,5	88,5	87,7	88,3	89,1	90,0	89,8	88,0	89.3

Source: ONM

L'humidité moyenne inter annuelle à Skikda est de 79,3%.

Pour le site du barrage de Ramdane Djamel on recommande d'adopter, pour l'humidité relative moyenne mensuelle, les valeurs portées dans le Tableau II.15 Augmentées avec 10 %.

Tableau II. 14 : Humidité moyenne mensuelle à Ramdane Djamel

Mois	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	Moy
Humidité relative %	86,2	83,8	85,4	92	90,7	85,2	82,2	90,2	91,4	84,2	83,9	90,9	87,2

Source: ONM

L'humidité moyenne inter annuelle au site de Ramdane Djamel serait de 87 ;3 %. Cette humidité est relativement constante toute l'année.

✓ Vitesse du vent :

Les vents dominants sont de secteur nord (NE 22%, N 12%, NO 27%). Les vitesses moyennes mensuelles sont de 3 m/s environ, sans grandes variations d'un mois sur l'autre (les minimales à 2,5 m/s et les maximales à 3,2 m/s) d'après les mesures de la station de Skikda pour la période 1976 – 1995

Tableau II. 15 Vitesse moyenne du vent en m/s – Station de Skikda

Mois	Jan	Fév	Mars	Av	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	Moyenne Annuelle
Vitesse [m/s]	3,0	3,1	2,9	2,7	2,5	2,5	2,5	2,4	2,5	2,5	2,8	3,2	2,7

Source: ONM

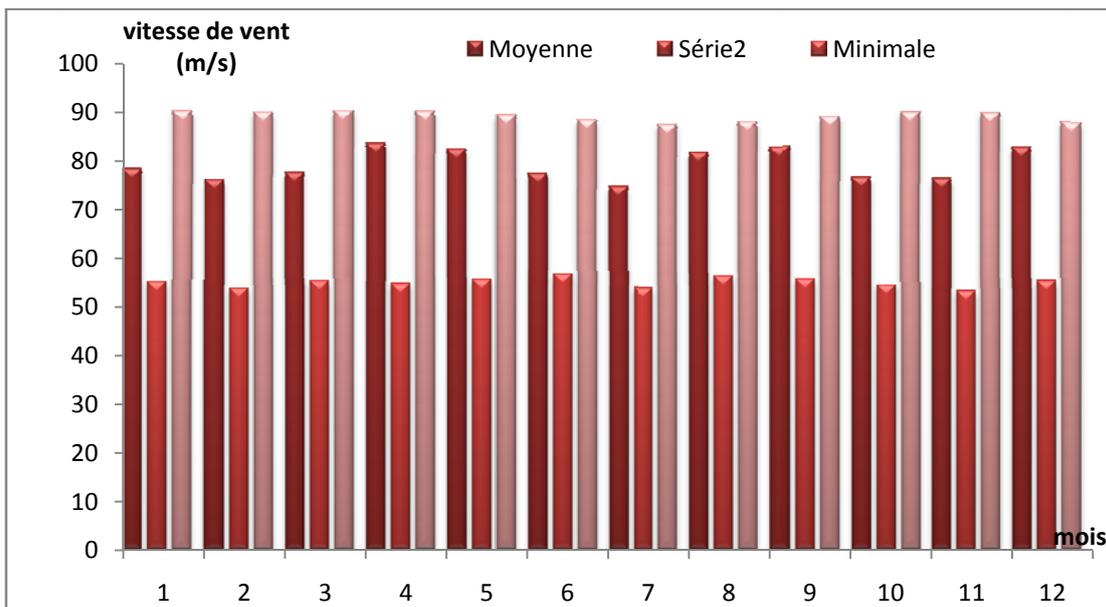


Figure II.5 vitesse de vent min , max et moyenne

✓ **L'Ensoleillement**

L'ensoleillement moyen a été mesuré à Skikda pour une période de 29 ans (1967 - 1995). La nébulosité a été mesurée à une ancienne station (étude GEC 1971) et la radiation totale a été calculée par FAO (1984) sur base des observations de la période de l'ensoleillement. C'est environ 2 638 heures d'ensoleillement par an à Skikda et l'énergie moyenne de la radiation solaire par jour est de 390 calories par cm² (ce qui représente 190 watts /m²)

Tableau II. 16 Insolation, nébulosité et radiations solaires mensuelles

Mois	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12
L'ensoleillement heures/jour	5,8	6,3	7,3	8,1	9,3	10,5	11,4	10,6	8,9	7,3	6,2	5,2
Nébulosité	5,4	5,5	4,6	4,6	4,6	3,7	3,1	2,4	3,7	4,3	5,6	6,3
Radiation Cal/cm ² /jour	20	28	37	45	54	559	604	534	539	31	22	18

Source: ONM

II.2. Pluviométrie:

Les précipitations moyennes interannuelles P_a représentent la caractéristique climatique capitale de la localité. Elles sont exprimées sous forme de lame de pluie.

Données de base

Tableau II. 17 : les stations pluviométriques

Stations	Code de Station	Altitude	Pluie en mm	Années de fonctionnement
Guendoula (Ain eKleb)	03-09-04	780 m	976	40 ans
Zirout Youcef	03-07-02	575 m	844	52 ans
Zardezas	03-09-03	195 m	712.1	54 ans
El-Arrouch	03-09-06	127 m	642	40 ans
Ramdane Djamel	03-09-09	50 m	85	37 ans

Source : A.N.R.H

II.2.1. Stations et données disponibles:

Nous avons disposé d'une série assez longue des pluies, pour la station de Zardezas (Code 03-09-03) pour 54 années, entre 1951÷2004 (voir l'Annexe). Ces valeurs de pluies ont été utilisées comme comparaison avec les pluies du bassin de l'oued Saf-Saf, mesurées à la station Zardezas.

II.2.2. Répartition mensuelle de la pluie moyenne:

La répartition mensuelle des pluies moyennes interannuelle à été établie sur la base de la série des précipitations à la station de Zardezas sur la période (1951-2004), elle est donnée par le tableau ci-dessous:

Tableau II. 18 Répartition mensuelle des pluies moyennes.

mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Janv	Févr	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Ao	Total
P (mm)	31.6	75.2	87.3	124.9	131.2	97.3	80.6	70.1	51	21	4.2	7.7	712.1
P (%)	4.04	9.62	11.16	15.97	16.78	12.44	10.31	8.96	6.52	2.69	0.54	0.98	100

Source : A.N.R.H

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

A travers le tableau II.21, on déduit que la saison pluvieuse s'étale de septembre à mai, par contre la saison sèche s'étale de juin à août. Ces résultats sont donnés sous forme d'histogramme dans la fig II.6

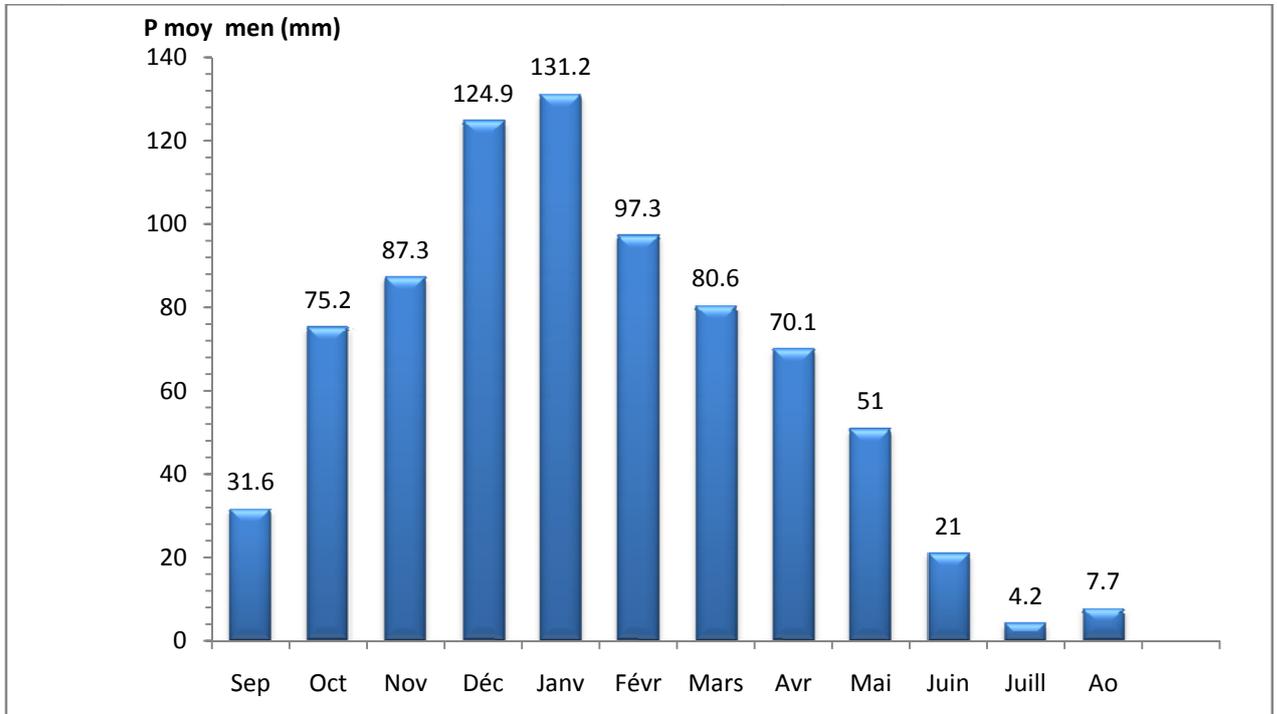


Figure II. 6 .:Répartition mensuelle des pluies moyennes.

II.2.3. Pluie moyenne annuelle :

La répartition mensuelle des pluies est donnée dans le Tableau II.19

Tableau II. 19 : Les caractéristiques pluviographiques de la région.

Pluie moyenne annuelle	Pluie moyenne max. journalière [mm]	Exposant climatique b
712.1 mm	36	0,59

Source : A.N.R.H

II.2.4. Les pluies maximales journalières:

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

La station de Zardezas (030903) est considérée avec une série d'observation de 54 années (1951-2004)

Tableau II.20 . Les paramètres statistiques de l'échantillon:

station de Zardezas (030903)	
Statistiques de base	
Nombre d'observations	54
Minimum	72.3
Maximum	453
Moyenne	164
Ecart-type	71.9
Médiane	150
Coefficient de variation (Cv)	0.439
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.7

II.2.5. Ajustement des pluies maximales journalières:

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

✓ **Ajustement a la loi de GUMBEL:**

L'équation de la droite de GUMBEL:

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

y : variable de la droite de GUMBEL :

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

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

m: l'ordre de classement;

n: taille de l'échantillon;

1/α , x : sont déterminé par la méthode des moindres carrées.

La droite de GUMBEL est donnée par la figure (II.7).Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont présentées dans le tableau suivant:

Tableau II. 21 Ajustement à la loi de GUMBEL

T	f(x)	P _{maxj}
1000	0.999	519
100	0.99	389
50	0.98	350
20	0.95	298
10	0.9	258
5	0.8	216

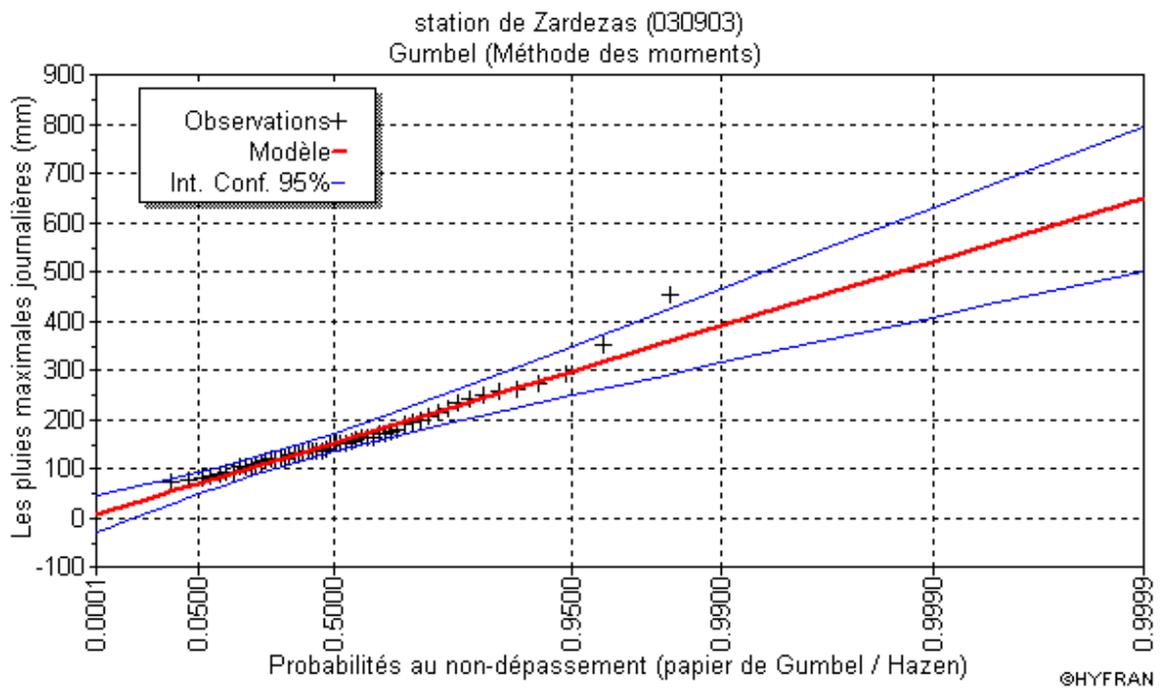


Figure II.7 Ajustement à la loi de GUMBEL

✓ **Ajustement à la loi normale (loi de Gauss) :**

Calcul des fréquences expérimental (au non dépassement):

$$T = \frac{1}{1 - q}$$

Et:

$$q = F(x_i) = \frac{m - 0.5}{N} \dots\dots\dots (II-24)$$

m: numéro d'ordre de la valeur.

N : taille de l'échantillon.

Paramètres d'ajustement a la loi normale:

$$X_{p\%} = X_{moy} + \delta U_{p\%} \dots\dots\dots (II-25)$$

X_{moy}: hauteur de pluie moyenne.

δ : écart-type.

$U_{p\%}$: variable réduite de GAUSS.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant ainsi le graphique est données par la figure (II.8).

Tableau II. 22 Ajustement à la loi normale

T	F(x)	P_{maxj}
1000	0.999	386
100	0.99	331
50	0.98	312
20	0.95	282
10	0.9	256
5	0.8	224

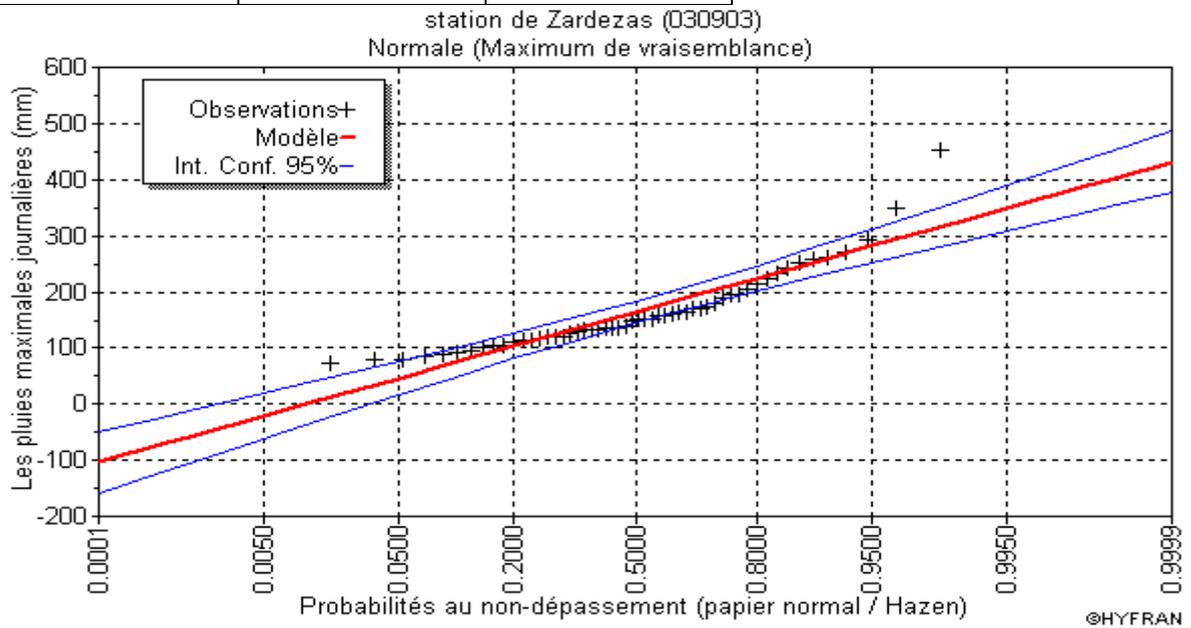


Figure II.8 Ajustement a la loi normale.

✓ **Ajustement a la loi log normale (Galton) :**

Paramètres d'ajustement à la loi Log normale :

$$\overline{\log P_{max j}} = \frac{\sum (\log P_{jmax} - \overline{\log P_{jmax}})^2}{N} \dots\dots\dots (II-26)$$

$$\log P_{jmax} = \overline{\log P_{jmax}} + \sigma_{\log} U_{p\%} \dots\dots\dots (II-27)$$

Avec : $U_{p\%}$: variable de GAUSS pour différentes fréquences.

Tableau II. 23 Ajustement a la loi log normale.

T	F(x)	P _{maxJ}
1000	0.999	507
100	0.99	376
50	0.98	338
20	0.95	288
10	0.9	250
5	0.8	210

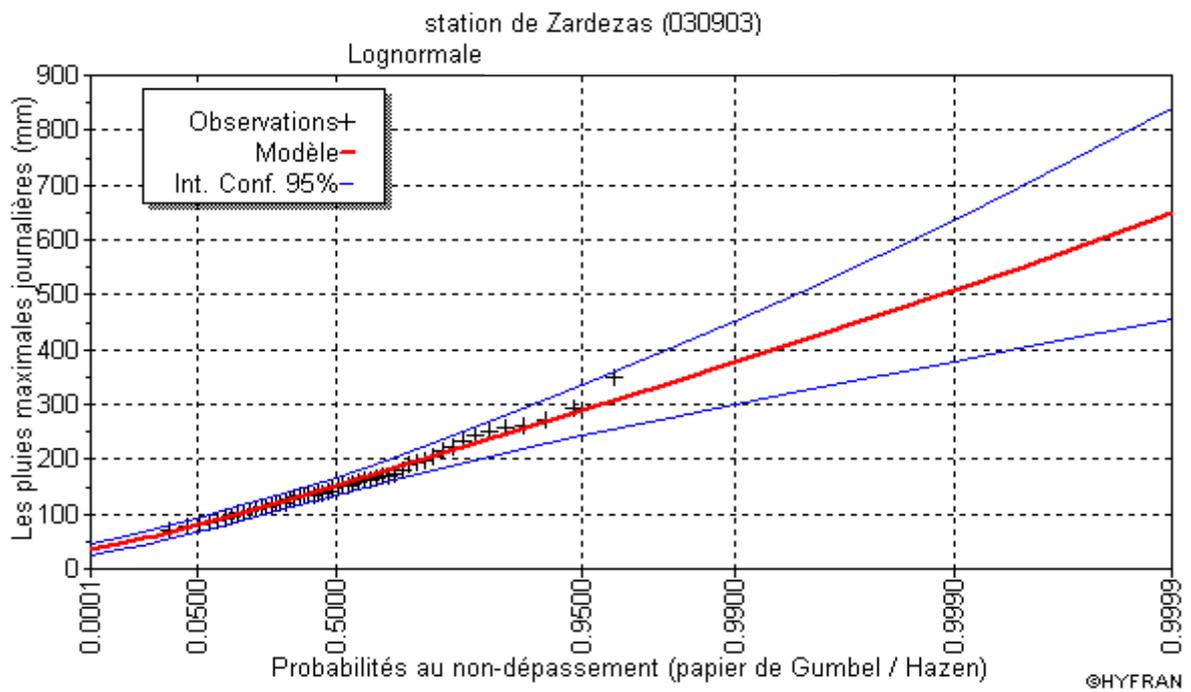


Figure II.9 . Ajustement a la loi log normale

Conclusion:

D'après les trois schémas on conclut que la pluie maximale journalière suit les lois de Log normal car tous les pions sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance

II.2.6. Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences:

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

$$P_{tc} = P_{\max j} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (II-28)$$

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

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

t: temps en heure.

b: exposant climatique (b = 0.59).

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

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \dots\dots\dots (II-29)$$

Les résultats de calcul sont exposés dans le tableau II-24:

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau II. 24 : Pluies de courtes durées et leur intensité.

fréquence (%)	20		10		5		2		1		0.1	
	P _{ct} (mm)	It (mm/h)										
0.5	21.39	42.79	25.47	50.94	29.34	58.68	34.43	68.87	38.31	76.61	51.65	103.30
1	32.20	32.20	38.34	38.34	44.16	44.16	51.83	51.83	57.66	57.66	77.75	77.75
2	48.47	24.24	57.71	28.85	66.48	33.24	78.02	39.01	86.79	43.40	117.03	58.51
3	61.57	20.52	73.30	24.43	84.44	28.15	99.10	33.03	110.25	36.75	148.66	49.55
4	72.96	18.24	86.86	21.72	100.07	25.02	117.44	29.36	130.64	32.66	176.16	44.04
5	83.23	16.65	99.08	19.82	114.15	22.83	133.96	26.79	149.02	29.80	200.94	40.19
6	92.68	15.45	110.34	18.39	127.11	21.18	149.18	24.86	165.95	27.66	223.77	37.29
7	101.51	14.50	120.84	17.26	139.21	19.89	163.38	23.34	181.75	25.96	245.07	35.01
8.03	110.07	13.71	131.04	16.32	150.96	18.80	177.16	22.06	197.08	24.54	265.75	33.09
9	117.73	13.08	140.16	15.57	161.46	17.94	189.49	21.05	210.80	23.42	284.24	31.58
10	125.28	12.53	149.15	14.91	171.82	17.18	201.65	20.16	224.32	22.43	302.47	30.25
11	132.53	12.05	157.77	14.34	181.76	16.52	213.31	19.39	237.29	21.57	319.97	29.09
12	139.51	11.63	166.09	13.84	191.33	15.94	224.55	18.71	249.79	20.82	336.82	28.07
13	146.26	11.25	174.12	13.39	200.58	15.43	235.41	18.11	261.87	20.14	353.11	27.16
14	152.80	10.91	181.90	12.99	209.55	14.97	245.93	17.57	273.58	19.54	368.89	26.35
15	159.14	10.61	189.46	12.63	218.25	14.55	256.15	17.08	284.94	19.00	384.22	25.61
16	165.32	10.33	196.81	12.30	226.72	14.17	266.09	16.63	296.00	18.50	399.13	24.95
17	171.34	10.08	203.98	12.00	234.98	13.82	275.78	16.22	306.78	18.05	413.66	24.33
18	177.22	9.85	210.97	11.72	243.04	13.50	285.24	15.85	317.30	17.63	427.85	23.77
19	182.96	9.63	217.81	11.46	250.92	13.21	294.48	15.50	327.59	17.24	441.72	23.25
20	188.58	9.43	224.50	11.23	258.63	12.93	303.53	15.18	337.65	16.88	455.29	22.76
21	194.09	9.24	231.06	11.00	266.18	12.68	312.39	14.88	347.51	16.55	468.59	22.31
22	199.49	9.07	237.49	10.79	273.59	12.44	321.09	14.59	357.18	16.24	481.63	21.89
23	204.79	8.90	243.80	10.60	280.86	12.21	329.62	14.33	366.68	15.94	494.43	21.50
24	210.00	8.75	250.00	10.42	288.00	12.00	338.00	14.08	376.00	15.67	507.00	21.13

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

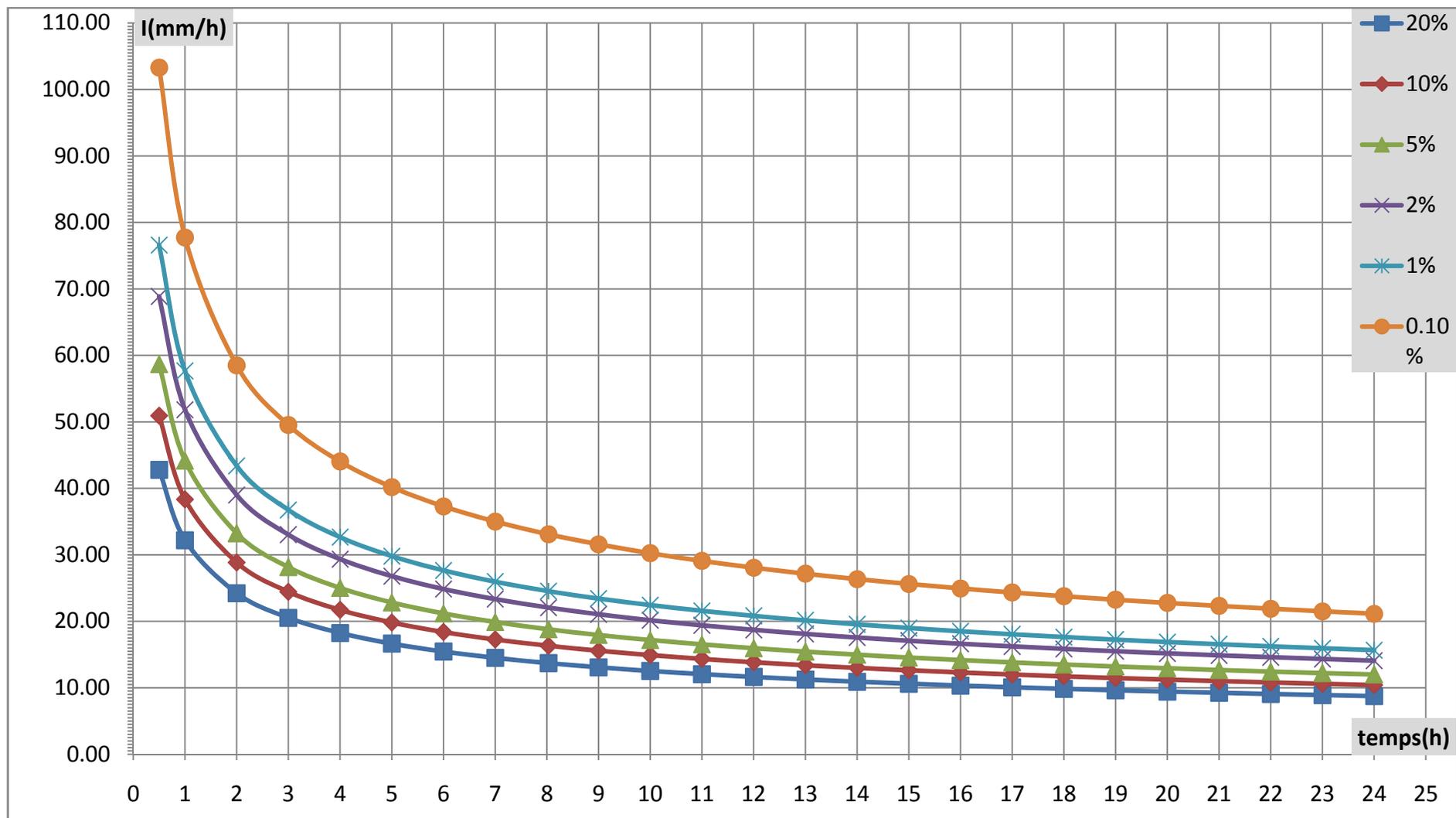


Figure II. 10 : courbes IDF.

II.3. Evaluation des apports liquides:

L'oued Zardiza étant dépourvu de station hydrométrique, de plus, l'analyse du réseau d'observation de la région d'étude et ses environs nous ne pas permis de mettre en évidence une station hydrométrique analogue dont le bassin versant serait géomorphologiquement similaire au bassin versant d l'oued, l'analogie proprement dite ne peut donc être effectuée. Pour cela, l'estimation des paramètres hydrologiques nécessaires au dimensionnement des ouvrages s'est faite suivant l'approche par les formules empiriques.

II.3.1. Apports moyens interannuels : [1]

✓ **Formule de SAMIE :**

$$A = L_e \cdot S \dots\dots\dots (II-30)$$

$$L_e = P^2(293 - 2.2\sqrt{S}) \dots\dots\dots (II-31)$$

- L_e : lame d'eau écoulée (mm).
- P : précipitation moyenne (m).
- S: la superficie en Km² du bassin versant.

✓ **Formule de DERY II:**

$$A = 0.513 \cdot P^{-2.683} \cdot Dd \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots (II-32)$$

- A:apport moyen interannuel (en hm³).
- P : précipitation moyenne (m).
- S: superficie (en Km²).
- Dd : densité de drainage.

✓ **Formule de MEDINGER :**

$$A = L_e \cdot S$$

$$L_e = 1.024(P - 0.26)^2 \dots\dots\dots (II-33)$$

- P : précipitation moyenne (m).
- L_e: lame d'eau écoulée (mm).

✓ **Formule de CHAUMONT:**

$$A = L_e \cdot S$$

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

$$C_e = 0.6(1 - 10^{-0.36P^2}) \dots\dots\dots (II-34)$$

P : précipitation moyenne (m).

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

$$L_e = P \cdot C_e$$

✓ **Formule de COUTAGNE:**

Elle donne le déficit découlent D tel que:

$$D = \lambda P^2 \dots\dots\dots (II-35)$$

$$\lambda = \frac{1}{0.8 + 0.14T_0}$$

T₀: température moyenne dans la zone d'étude. T₀ = 17.6°c

La lame d'eau écoulée est alors:

$$L_e = P - D$$

$$A = L_e \cdot S$$

✓ **Formule de l'ANRH :**

L'apport moyen interannuel est donnée par :

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

P : précipitation moyenne (m).

S: superficie (en Km²).

Les résultats sont portés sur le tableau suivant:

Tableau II. 25 : Résultat des apports moyens interannuel (Hm³)

Formule de SAMIE :	49.49
Formule de DERI II :	57.3
Formule de MEDINGER:	89.01
Formule de CHAUMONT:	59.52
Formule de COUTAGNE I :	60.10
FORMULE ANRH :	60.67

D'après ces résultats on adopte finalement la valeur de FORMULE ANRH qui est la plus proche de la moyenne des autres valeurs, c'est-à-dire:

$$A = 60.67 \text{ hm}^3$$

II.3.2. Répartition mensuelle de l'apport moyen :

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

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

Le calcul se fait par la formule suivante :

$$A = P_m \cdot C_e \cdot S \dots\dots\dots (II-37)$$

A:apport liquide mensuel (hm³).

P_m: pluie mensuelle.

C_e: coefficient d'écoulement.

S:surface du bassin versant (Km²).

La répartition est donnée par le tableau suivant

Tableau II. 26 Répartition mensuelle de l'apport moyenne

Mois	P mens	A (%)	A (hm ³)
Septembre	31.6	25.27	15.33
Octobre	75.2	22.37	13.57
Novembre	87.3	15	9.1
Décembre	124.9	8.54	5.18
Janvier	131.2	4.18	2.54
Février	97.3	0.95	0.58
Mars	80.6	0.23	0.14
Avril	70.1	0.17	0.1
Mai	51	0.55	0.33
Juin	21	1.75	1.06
Juillet	4.2	6.22	3.77
Août	7.7	14.77	8.96
Total	782.1	100%	60.67

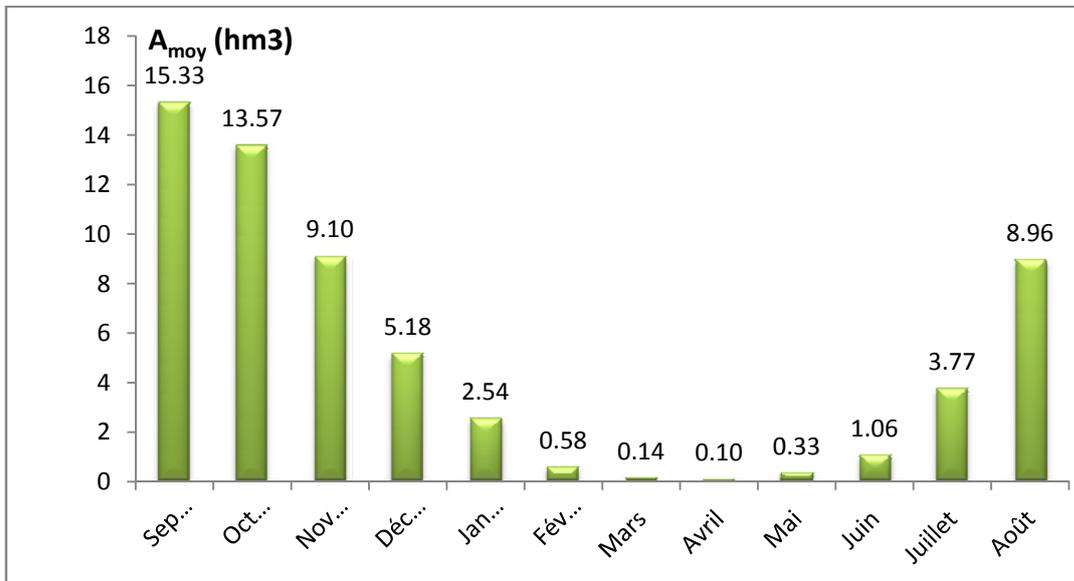


Figure II .11 . Répartition mensuelle de l'apport moyenne

II.3.3. Calcul du coefficient de variation:

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

✓ **Formule de PADOUN:**

$$C_v = K \cdot \frac{0.93}{M_0^{0.23}} \dots\dots\dots (II-38)$$

Avec: 0.25 < K < 1, on prend K=0.7.

M₀: débit ou module spécifique (l/s/Km²).

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

$$M_0 = \frac{A}{t \cdot S}$$

A : apport moyenne annuelle (l/s)

T : temps d'une année (s)

S : superficie du bassin versant. (Km²)

$$M_0 = 6.03 \text{ l/s/Km}^2$$

✓ **Formule de Sokolovsky-Chevelev:**

$$C_v = 0.78 - 0.291 \text{ Log } (M_0) - 0.063 \text{ Log } (S + 1) \dots\dots\dots \text{(II-39)}$$

S : superficie du bassin versant.

M₀: débit ou module spécifique (en l/s/Km²).

✓ **Formule d'Ugiprovodkhoz :**

$$C_v = \frac{0.7}{M_0^{0.125}} \dots\dots\dots \text{(II-40)}$$

M₀: débit ou module spécifique (en l/s/Km²).

✓ **Formule d'Antonov:**

$$C_v = \frac{0.78}{(S + 1000)^{0.097}} \dots\dots\dots \text{(II-41)}$$

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

Tableau II. 27 Les valeurs de C_v pour différentes méthodes

Formules	C _v
PADOUN	0.43
SOKOLOVSKY-CHEVELEV	0.40
UGIPROVODKHOZ	0.56
ANTONOV	0.39
Moyenne	0.44

La valeur de C_v = 0.43 obtenue par la formule de PADOUN est finalement adoptée.

II.3.4. Les apports fréquentsiels:

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

$$A_{(\%)} = \frac{A}{(C_v^2 + 1)^{1/2}} \cdot e^{-\mu (\log (C_v + 1))^{1/2}} \dots\dots\dots (II-42)$$

A_%: apport de fréquence donnée.

U:variable réduite de Gauss.

Le tableau suivant donne les calculs des apports fréquentsiels:

Tableau II. 28 : les Apports fréquentsiels

T ans	F %	μ Gauss.	Apport A _% hm ³
5	80	0.8428	40.69
10	90	1.285	34.76
25	96	1.753	27.97
50	98	2.0571	24.82
100	99	2.328	22.31
1000	99.9	3.1	16.47

Tableau II. 29 : Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%

Mois	A %	A _(80%) Hm ³
Jan	25.27	10.28
Fév	22.37	9.10
Mar	15.00	6.10
Avr	8.54	3.47
Mai	4.18	1.70
Juin	0.95	0.39
Juillet	0.23	0.09
Aout	0.17	0.07
Septe	0.55	0.22
Octo	1.75	0.71
Noven	6.22	2.53
Décem	14.77	6.01
Total	100 %	40.69

II.4. Etude des crues: [1]

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

✓ **Formule de Giandotti:**

$$Q_{\max\%} = \frac{C.S.(H_{\text{moy}} - H_{\text{min}})^{1/2}}{4(S)^{1/2} + 1.5L} \cdot P_{tc} \dots\dots\dots (II-43)$$

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

S:superficie du bassin versant en Km

L:longueur du talweg principal en Km.

H_{moy} , H_{min} :altitudes moyennes et minimales en m.

P_{tc} :pluies de courte durée qui corresponde au temps de concentration ($T_c=8.03h$).

C : coefficient topographique qui varie entre 66 et 166

✓ **Formule de Sokolovsky:**

$$Q_{\max\%} = \frac{0.28.S.\alpha_{p\%} \cdot P_{ct}}{T_c} \cdot f \dots\dots\dots (II-44)$$

S: superficie du bassin versant.

P_{tc} : pluies de courte durée.

T_c : temps de concentration. :

α : coefficient de ruissellement pour la crue probable ($\alpha_{10} = 0.30$; $\alpha_{20} = 0.35$, $\alpha_{50} = 0.40$;

$\alpha_{100} = 0.45$ $\alpha_{1000} = 0.8$).

f: coefficient de forme de l'hydrogramme de crue $f = 1.2$.

✓ **Formule de Mallet-Gauthier:**

$$Q_{\max\%} = 2k \text{Log}(1 + AP) \cdot \frac{S}{\sqrt{L_p}} \cdot \sqrt{1 + 4 \text{Log}T - \text{Log}S} \dots\dots\dots (II-45)$$

S: superficie du bassin versant (Km²).

L_p :longueur du talweg principal (Km).

A: coefficient régional pris égal à 20.

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

P: précipitation moyenne interannuelle.

T: période de retourne années.

✓ **Formule de Turazza:**

$$Q_{\max\%} = \frac{C.S.I_t}{3.6} \dots\dots\dots (II-46)$$

S: superficie du bassin versant (Km²).

T_c: temps de concentration.

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

C : coefficient de ruissellement de la crue considérée ;

C=0.6 pour P= 10%

C=0.7 pour P= 1 %

C=0.8 pour P= 0.1 %

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau II. 30 le débit max pour chaque période de retour (m³ /s)

T	F(x)	Giandotti	Sokolovsky	Mallet-Gauthier	Turazza
1000	0.999	2101.81	2837.72	1265.85	2701.72
100	0.99	1558.74	1183.78	995.86	1522.36
20	0.95	1193.93	705.23	751.60	666.32

Sur la base de ces résultats, les valeurs adoptées sont celle de **Turazza**: car elle est la plus proche de la moyenne

II.4.1. Hydrogramme de crue:

La forme de l'hydrogramme de crue est déterminée a l'aide de la méthode de Sokolovsky qui considère que l'hydrogramme de crue présente deux branches de courbe, l'un pour la montée et l'autre pour la décrue comme suit :

$$Qt = Q_{\max p\%} \left(\frac{t}{tm}\right)^n \dots\dots\dots (II-47)$$

$$Qt = Q_{\max p\%} \left(\frac{td-t}{td}\right)^m \dots\dots\dots (II-48)$$

Equation (II-47) pour la montée.

Equation (II-48) pour la décrue.

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

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

Q_t : débit instantané au moment (t).

t_m, t_d : temps de montée et de décrue.

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

Temps de base:

$$t_b = t_m + t_d$$

On considère généralement que: $t_d = 3t_m$, et $t_m = t_c$ (pour des petits bassins).

On a

$$t_m = t_c = 8.03 \text{ h} , t_d = 3 t_m = 24.1 \text{ h} , t_b = t_m + t_d = 32.11 \text{ h}$$

Pour construire l'hydrogramme de crue, on a utilisé les valeurs des débits de crues de fréquence 5%, 1%, 0.1%, les résultats obtenus sont exposés dans le tableau II-31:

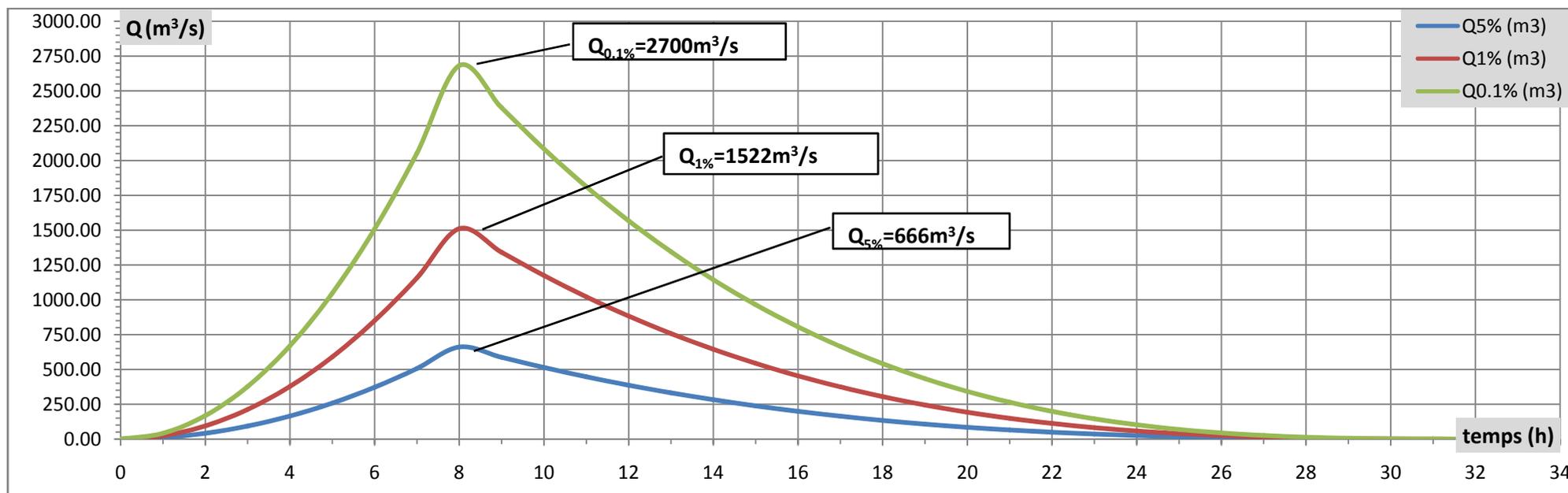
CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau II. 31 les données de l'hydrogramme de crues pour différentes fréquences.

Tc=8.03h

temps(h)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Q5% (m3)	0	10.33	41.33	93	165.34	258.34	372.01	506.35	661.35	586.77	513.82	447.18	386.56	331.69	282.27	238.02
Q1% (m3)	0	23.61	94.44	212.49	377.75	590.24	849.94	1156.86	1511.01	1340.61	1173.93	1021.68	883.19	757.82	644.91	543.82
Q0.1% (m3)	0	41.9	167.6	377.1	670.39	1047.49	1508.38	2053.08	2681.57	2379.17	2083.37	1813.16	1567.39	1344.9	1144.52	965.11
16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32
198.66	163.89	133.44	107.02	84.33	65.1	49.05	35.87	25.3	17.04	10.8	6.31	3.28	1.42	0.44	0.06	0
453.88	374.45	304.88	244.5	192.67	148.74	112.05	81.96	57.8	38.93	24.69	14.43	7.5	3.24	1.01	0.14	0
805.5	664.53	541.06	433.91	341.94	263.97	198.86	145.45	102.58	69.08	43.81	25.6	13.3	5.75	1.79	0.26	0

Figure II.12 . Hydrogrammes des crues pour différentes périodes de retour



II.4.2. Choix de la crue de projet et de chantier : [2]

Selon la classe de l'ouvrage en peut distinguer les cas suivants:

- a - Probabilités des débits maximaux en fonction de la catégorie d'ouvrages.

Tableau II. 32 : période de retour pour chaque classe de l'ouvrage (crue de projet)

Cas de calcul	catégorie d'ouvrages			
	I	II	III	IV
principal	1000	200	100	33,33
de vérification	10000	1000	200	100

- b- Probabilité des débits maximaux pour les ouvrages hydrotechniques temporaires pendant la période de réalisation.

Tableau II. 33 : période de retour pour les ouvrages hydrotechniques temporaires pendant la période de réalisation (crue de chantier)

intervalle de temps d'exécution	catégorie de l'ouvrage II- IV	période de retour (années)
De 6 mois à 1 année	10 %	10
De 1 à 2 années	5 %	20
Plus de 2 années	3 %	33,33

A travers ces résultats en prendre T=1000 année pour la crue de projet et T=20 ans pour la crue de chantier

II.5. Régularisation:

II.5.1. Régularisation saisonnière :

L'étude de régularisation du barrage sur Oued Saf-Saf a pour objectif de la détermination de volume de remblai et les volumes des eaux pour l'irrigation ou pour l'AEP (volume utile) ces données permettent de trouver le niveau de volume mort (NVM) et le niveau normale de la retenue (NNR)

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

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

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

II.5.1.1. Les apports solides:

✓ **Formule de TEXERONT : [2]**

Le volume de solides est déterminé par la formule de TEXERONT dont l'expression est la suivante:

$$T_a = KH^{0.15} \dots\dots\dots (II-49)$$

T_a: Volume total de solides, en T/km² par année.

H: Lamé d'écoulement en mm, déterminée à partir de l'apport moyen (H=A/S=190.2mm)

K: Paramètre caractéristique de la perméabilité du bassin(m/s):

Tableau II. 34 : le coefficient K selon la perméabilité du bassin versant

K	degré de perméabilité
8.5	Élevée
75	Moyenne
350	Moyenne faible
1400	Faible
3200	Imperméable

Préliminairement, le volume mort (V_m) est déterminé en fonction du volume total des sédiments, le nombre d'années de vie utile de l'ouvrage et le poids spécifique des sédiments

$$V_m = \frac{T_a \cdot S \cdot U}{\gamma_s} \dots\dots\dots (II-50)$$

U: Vie utile de l'ouvrage (années).

γ_s: Poids volumétrique des sédiments, en T/m³

Tableau II. 35 : Densité volumétrique des sédiments

Typologie des sédiments	γ _s (T/m ³)	Typologie des sédiments	γ _s (T/m ³)
Boue fine	0.7 - 0.8	Sable fin	1.5 - 1.6
Boue fine	0.8 - 0.9	Sable moyen	1.6 - 1.7
Boue avec mélange de sable	0.9 - 1.1	Sable moyen et lourd	1.1 - 1.8
Sable fin sédimenté	1.1 - 1.2	Sable avec gravier	1.8 - 1.9
Sable fin et moyen sédimenté	1.2 - 1.3	Gravier	1.9 - 2.1
Sable moyen sédimenté	1.3 - 1.5	Cailloux avec gravier	2.1 - 2.4

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II. 36 : Volume de la vase pour chaque délai de service

temps (années)	volume de la vase (hm ³)
50	20.44
40	16.35
30	12.27
20	8.18
10	4.09

Dans la zone de future retenue de Ramdane Djamel il existe un certain nombre de barrages pour lesquels on dispose d'informations sur les taux d'envasement (les transports solides ont été relevés dans des retenues de l'Est algérien tels que le barrage de Cheffia et surtout le barrage de Zardezas, il résulte que dans la zone de Jijel-Skikda, le taux d'abrasion serait compris dans une plage de 10 à 50 t/km²/an. Pour le BV de la future retenue de Ramdane Djamel de 319 km², il résulte un volume compris entre 585.000 m³/an et 812.500 m³/an. L'envasement annuel moyen, mesuré dans la cuvette de la retenue de Zardezas, entre les années 1937 – 1967 est de 0,25 hm³/an, ce qui correspond à un taux de 0,47% du débit liquide.

Comme le barrage de Ramdane Djamel sera situé immédiatement en amont de la retenue de Zardezas, on considère que les alluvions qui entraient dans ce lac auront les mêmes valeurs avec celles qui colmateront la retenue qui sera réalisé en amont.

Tableau II. 37 : Résultats réelles de l'envasement de barrage zardezas

T (années d'exploitation)	Volume de la vase (hm ³)
50	12,5
40	10,0
30	7,5
20	5,0
10	2,5

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

Commentaire : En prendre les résultats de l'envasement de barrage zardezas car ils sont réelles

II.5.1.2. Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces»:

L'approximation des volumes a été faite selon l'expression suivante:

$$\Delta V_i = \frac{S_i - S_{i+1}}{2} \Delta H \dots\dots\dots (II-51)$$

S_i : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i en m^2 .

S_{i+1} : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{i+1} en m^2 .

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

ΔV :volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en m^3 .

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

Tableau II. 38 : Courbes topographiques et volumétriques.

cote (m)	H m	SurfaceKm2	Smoy	ΔH (m)	$\Delta V(m^3)$	Vh	h_{moy}
200	0	0				0	0
			0,097	5	0,483		
205	5	0,145				0,483	3,331
			0,24	5	1,2175		
210	10	0,342				1,704	4,982
			0,48	5	2,4325		
215	15	0,631				4,134	6,552
			0,8	5	3,9975		
220	20	0,968				8,133	8,402
			1,15	5	5,7625		
225	25	1,337				13,869	10,373
			1,56	5	7,7825		
230	30	1,776				21,678	12,206
			2	5	9,99		
235	35	2,22				31,668	14,265
			2,45	5	12,2375		
240	40	2,675				43,906	16,413
			2,91	5	14,565		
245	45	3,151				58,471	18,556
			3,44	5	17,1975		
250	50	3,728				75,668	20,297
			4,1	5	20,385		
255	55	4,426				96,053	21,702
			4,70	5	23,5025		
260	60	4,975				119,556	24,031
			5,05	5	25,245		
265	65	5,123				144,801	28,265

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

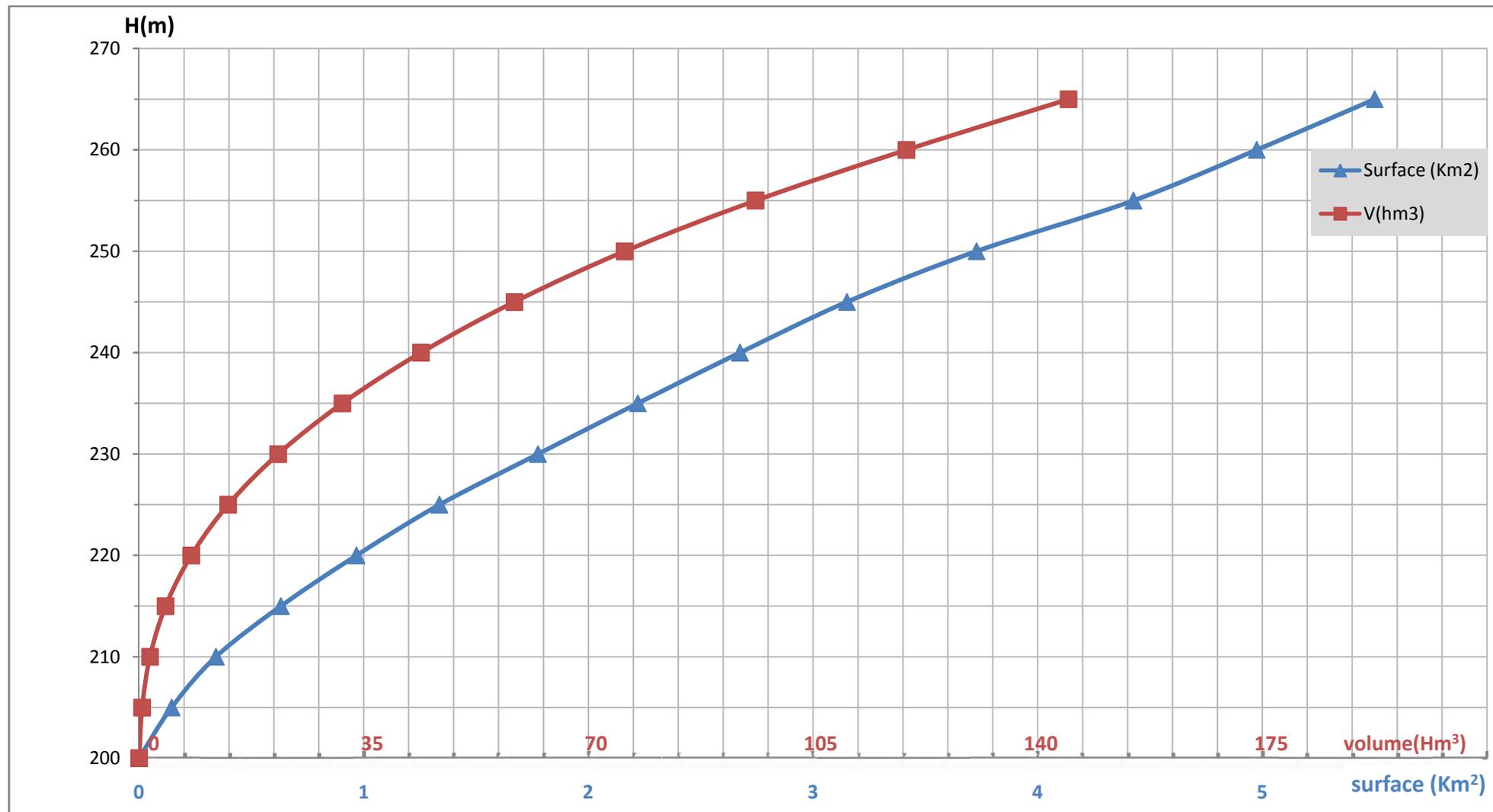


Figure II.13 .courbes capacité hauteur

II.5.1.3. Calcul du volume utile sans tenir compte des pertes:

Les valeurs des besoins en eau destinée à l'irrigation pour des cultures maraîchères et AEP sous forme de normes d'irrigation ont été ramenées de l'INA (Institut National d'Agronomie)

✓ Demande pour AEP

La présente étude considère que pour la région de Skikda, le gradient annuel de croissance de la population est de 3 %.

Ainsi, au niveau de l'année 2010 (considéré comme délai faisable pour la mise en eau de la future retenue de Ramdane Djamel), la population de la région de Skikda sera 238 000 habitants. Pour un taux de consommation de 150 l/jour/habitant, il résulte une consommation annuelle au niveau de l'année 2010 de 13 hm³/an.

Pour la durée de vie de barrage normative de 50 ans, on a estimé la demande en AEP au niveau de l'année 2060.

En considérant le même gradient de croissance de la population de 3%, au niveau de l'année 2060, le nombre des habitants, sera environ 385.000, en résultant un besoin moyen annuel pour AEP d'environ **21 hm³/an**.

✓ Demande pour l'irrigation :

Les surfaces irrigables seront d'après autres sources de 5500 ha. Cette surface a été prise en considération pour les calculs.

La demande moyenne considérée est de **5000 m³/ha/an**.

On obtient ainsi les volumes nécessaires annuels pour irrigations :

- **9 hm³/an** pour une surface de 1800 ha; (horizon 2010)
- **27,5 hm³/an** pour une surface de 5500 ha. (Horizon 2060)

La répartition mensuelle des besoins pour AEP et l'irrigation (AEI) est présentée dans le Tableau

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau II. 39 : Répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation Et l'AEP.

Mois	AEP (hm ³)	AEP%	AEI (hm ³)	AEI%
Septembre	2	9.5	4.12	15
Octobre	1.7	8.3	1.1	4
Novembre	1.7	8	0	0
Décembre	1.7	8	0	0
Janvier	1.6	7.4	0	0
Février	1.6	7.4	0	0
Mars	1.6	7.4	1.37	5
Avril	1.7	8	2.75	10
Mai	1.7	8	4.12	15
Juin	1.9	9	4.67	17
Juillet	2	9.5	4.67	17
Août	2	9.5	4.67	17
Total	21	100%	27.5	100%

Les données de base sont:

- L'apport ($A_{80\%}$) en hm³.
- La consommation ($U_{80\%}$) en hm³.
- Le volume mort.

Le graphique ci-dessous donne la variation de l'apport $A_{80\%}$ et la consommation $U_{80\%}$ au cours de l'année

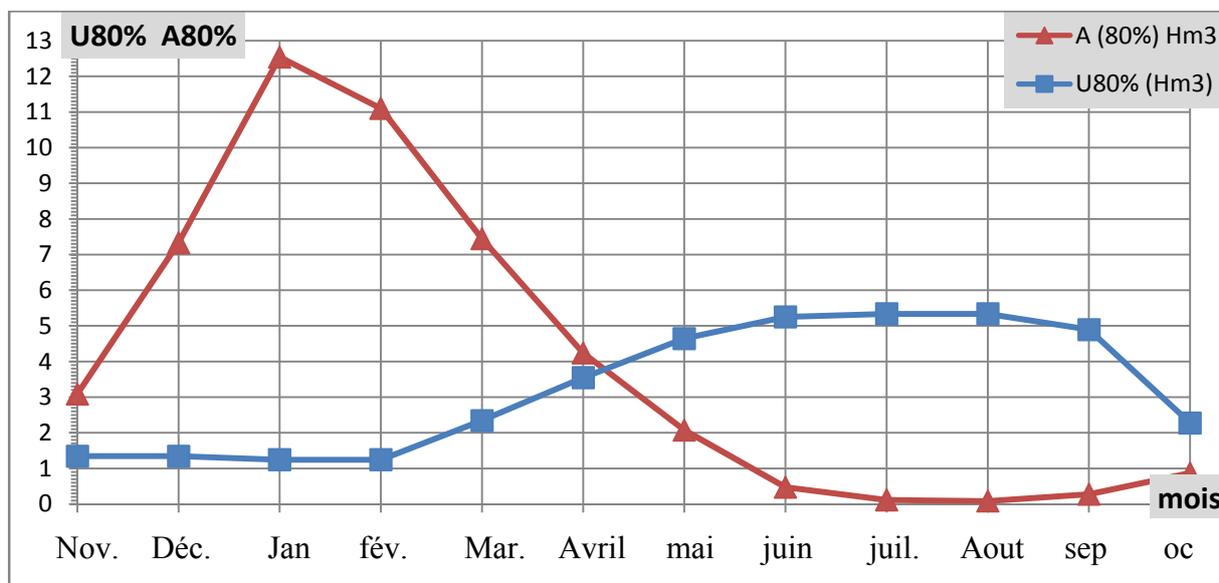


Figure II.14 . variation de l'apport $A_{80\%}$ et la consommation $U_{80\%}$ au cours de l'année

D'après la régularisation nous constatons que la retenue fonctionne à un seul temps et la période de bonne hydraulicité est de mois de novembre jusque a mois de mars.

Le volume utile est donc: $V_U = V_d = 23.85 \text{ h m}^3$.

Le volume au niveau normale de la retenue est: $V_{NNR} = V_M + V_U = 36.35 \text{ h m}^3$.

II.5.1.4. Calcul du volume utile en tenant compte des pertes:

- Perte par infiltrations:

Le volume mensuel des pertes par infiltrations est:

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \dots\dots\dots (II-52)$$

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

$$V_{moy} = \frac{V_{ri} + V_{ri+1}}{2} \dots\dots\dots (II-53)$$

- Pertes par évaporation:

Le volume mensuel des pertes par évaporation est:

$$V_{evp} = E_s \cdot S_{moy} \dots\dots\dots (II-54)$$

E_s : évaporation mensuelle.

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

a) La première approximation:

$V_S = 33.04 \text{ h m}^3$. (Volume excédentaire)

$V_d = 25.29 \text{ h m}^3$. (Volume déficitaire)

$V'_U = V_d = 25.29 \text{ h m}^3$.

$V_{NNR} = 37.79 \text{ h m}^3$.

b) La deuxième approximation:

$V_S = 33.02 \text{ h m}^3$.

$V_d = 25.32 \text{ h m}^3$.

$V''_U = V_d = 25.32 \text{ h m}^3$.

$V_{NNR} = 37.82 \text{ h m}^3$.

Evaluation de l'erreur:

$$\varepsilon = \frac{V_{ui+1} - V_{ui}}{V_{ui}} \cdot 100 \dots\dots\dots (II-55)$$

Si $\varepsilon < 2\%$ la condition est vérifiée

Donc $\varepsilon = 0.14\% \ll 2\%$ (après deux itérations)

La représentation des deux consignes d'exploitations est représentée dans le tableau de l'annexe (ANNEXE B)

Les résultats de calculs:

-Le volume utile: $V_U = 25 \text{ Hm}^3$.

-Le volume au niveau normal de la retenue: $V_{\text{NNR}} = 38 \text{ Hm}^3$.

II.5.2. La régularisation interannuelle :

On fait une régularisation interannuelle pour accumule l'eau pendant les années humides et on la restitue pendant les années sèches

II.5.2.1. Calcul du volume utile interannuel par la méthode analytique de KRISTLY-MENKEL :

Pour une valeur de α (coeff de régularisation) nous avons

$$\alpha = [0,7-0,9]$$

$$V_u (\text{inter}) = (\beta_s + \beta_{\text{plur}}) A_o = \beta_s A_o + \beta_{\text{plur}} A_o \quad \text{avec :}$$

$\beta_s \cdot A_o$: volume utile saisonnier

$\beta_{\text{plur}} \cdot A_o$: volume utile interannuel

β_s : composante saisonnière

β_{plur} : composante interannuel

A_o : l'apport moyen interannuel (60.67 Hm^3)

On a trouvé le volume utile saisonnier en tenant compte des pertes)

$V_u = 25 \text{ Hm}^3 = \beta_s A_o$, pour la composante interannuelle $\beta_{\text{plur}} = \beta_{\text{plur}}(\text{max})$ tiré du tableau la détermination de β_{plur} est basée sur la formule

$$\beta_{\text{plur}} = \left(\alpha - \left(F_{p\%} \frac{C_v}{\sqrt{n}} + 1 \right) \right) \dots \dots \dots \text{(II-56)}$$

Tel que :

- α : Coefficient de régularisation ;

- F_p : Coef tirer de la table de REBKINE – FOSTER suivant $C_s = \frac{C_v}{\sqrt{n}}$ avec une probabilité = 80 % ;

- n : Année de régularisation ;

- C_v : Coefficient de variation de la série des apports annuels ($c_v=0.43$).

D'où $\beta_{\text{plur}}(\text{max}) = 0,166$ pour $\alpha = 0.8$

D'où $\beta_{\text{plur}}(\text{max}) = 0,021$ pour $\alpha = 0.7$

D'où $\beta_{\text{plur}}(\text{max}) = 0,733$ pour $\alpha = 0.9$

Donc $V_{u(\text{inter})} = 44.5 \text{ Hm}^3$ pour $\alpha = 0.9$

D'où la capacité du barrage au niveau normal de la retenue dans le cas d'une régularisation interannuelle

$$V_{\text{nnr}} = V_u(\text{inter}) + V_u + V_m = 44.5 + 25 + 12.5 = 82 \text{ Hm}^3$$

$$V_{\text{nnr}} = 82 \text{ Hm}^3 \Rightarrow \text{NNR} = 251.6 \text{ mNGA}$$

La régularisation interannuelle satisfait les besoins chaque sept ans car $\beta_{\text{plur}}(\text{max})$ correspond à $n = 7$

Les tableaux de la régularisation sont présentés dans l'annexe B

II.6. Laminage des crues :

Le calcul du laminage de crues permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation sans affecter la sécurité globale de l'aménagement, Ce type de calcul optimise la capacité de stockage momentanée de la retenue et le débit progressif des déversements en fonction de l'apport entrant de la crue, Cette relation peut être formulée comme suit :

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \dots\dots\dots (II.57)$$

Q : le débit entrant de la crue.

Q_{lam} : le débit déverse par l'évacuateur de crue (débit laminé)

S : la surface du plan d'eau de la cuvette.

Le débit cumulé à l'instant t est :

$$Q - q = S \cdot \frac{dh}{dt} \dots\dots\dots (II.58)$$

$\frac{dh}{dt}$: La vitesse de remplissage ou de montée de la retenue,

II.6.1. procédés de calcul :

Il existe plusieurs procédés de calcul comme :

- Méthode de Kotcherine
 - Méthode Step by step.
 - Méthode graphique.
 - Méthode d'Eier-Cieh.

✓ **Méthode de KOTCHERINE :**

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

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

II.6.1.1. Estimation du débit de crue laminée :

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivante :

$$V_F = V_C \cdot \left(1 - \frac{q_{lam}}{Q_{\%}} \right) \dots\dots\dots (II.59)$$

- V_F : le volume forcé,
- V_C : le volume de la crue,
- $Q_{\%}$: le débit de la crue,
- q_{lam} : le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée :

$$Q_{lam} = Q_{\%} \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C} \right) \dots\dots\dots (II.60)$$

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

II.6.1.2. Estimation de la charge au dessus du déversoir :

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

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots (II.61)$$

Où :

m : coefficient de débit, dépendant notamment de l'épaisseur du déversoir par rapport a la charge **H** total, et de la forme de la crête du déversoir, pour notre cas il est constant et égal à 0,48;

g : l'accélération de pesanteur; [g = 9,81m²/s];

L : la largeur de déversoir,

H : la charge sur le déversoir (on fait varier de 0,5 à 2.5m),

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

$$Q_{lam} = S \cdot V_{moy} \dots\dots\dots (II.62)$$

Et : $S = L \cdot H \dots\dots\dots (II.63)$

Il est possible d'extraire la vitesse moyenne (V_{moy}) comme suit :

$$V_{moy} = \frac{q}{LH} \dots\dots\dots (II.64)$$

Enfin on calcule les débits en faisant varier cette fois la largeur déversant par la même formule qui a dessus et L compris entre 10 et X mètres.

$$Q_{lam} = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots (II.65)$$

$$H_o = H + \frac{\alpha \cdot V_{moy}^2}{2g} \dots\dots\dots (II.66)$$

H_o : est la charge globale;

$\frac{\alpha \cdot V_{moy}^2}{2g}$: La charge cinématique liée à la vitesse d'écoulement;

Cette itération donne des courbes qui peuvent s'entrecroiser avec la relation de Q_{lam} , Ce sont des points de croisement qui permettent de définir le débit de crue laminée en correspondance à la largeur optimale.

Le débit laminée est calcule pour différentes charges "**H**" et différentes largeurs de l'évacuateur de crues "**b**",

Les graphiques de la figure sont accordes a la table de calculs, en faisant varier les variables **H** et **L**, Les relations s'ajustent automatiquement.

Données initiales.

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

$$Q_{0.1\%} = 2700 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$m = 0.48 \text{ et } \alpha = 1$$

Volume de la crue :

$$V_c = \int_0^{T_m} Q_{P\%} \cdot \left(\frac{t}{T_m}\right)^2 dt + \int_0^{T_d} Q_{P\%} \cdot \left(\frac{T_d - t}{T_d}\right)^3 dt \quad (\text{US})$$

V_c : volume de la crue

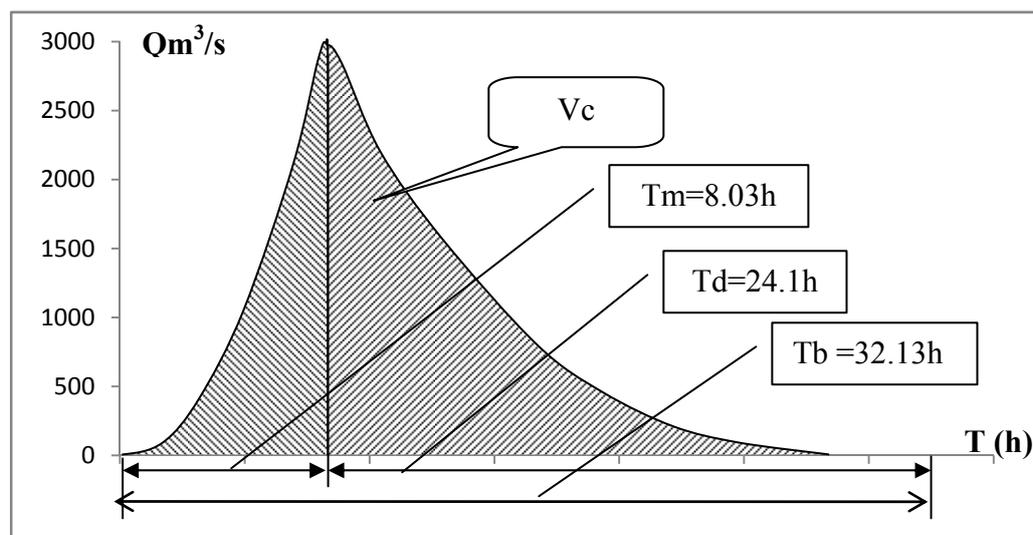
T_m : temps de la montée (T_m = temps de concentration)

T_d : temps de la décrue

T_b : temps de base ($T_b = T_m + T_d$)

US : unité de surface

Figure II .15 : schéma pour le calcul de volume de la crue



$$V_c = 84580200 \text{ m}^3$$

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

Tous les calculs et résultats sont illustres ci après :

Tableau II. 40 : 1 ère étape de calcul.

	l=50m			l=60m			l=70m			l=80m			l=90m		
h	surface	débit (q)	vitesse												
(m)	(m²)	(m³/s)	(m/s)												
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.5	25	38	1.50	30	45	1.50	35	53	1.50	40	60	1.50	45	68	1.50
1	50	106	2.13	60	128	2.13	70	149	2.13	80	170	2.13	90	191	2.13
1.5	75	195	2.60	90	234	2.60	105	273	2.60	120	312	2.60	135	352	2.60
2	100	301	3.01	120	361	3.01	140	421	3.01	160	481	3.01	180	541	3.01
2.5	125	420	3.36	150	504	3.36	175	588	3.36	200	672	3.36	225	756	3.36
3	150	552	3.68	180	663	3.68	210	773	3.68	240	884	3.68	270	994	3.68
3.5	175	696	3.98	210	835	3.98	245	975	3.98	280	1114	3.98	315	1253	3.98
4	200	850	4.25	240	1021	4.25	280	1191	4.25	320	1361	4.25	360	1531	4.25
4.5	225	1015	4.51	270	1218	4.51	315	1421	4.51	360	1624	4.51	405	1827	4.51
5	250	1189	4.75	300	1426	4.75	350	1664	4.75	400	1902	4.75	450	2139	4.75
5.5	275	1371	4.99	330	1645	4.99	385	1920	4.99	440	2194	4.99	495	2468	4.99
6	300	1562	5.21	360	1875	5.21	420	2187	5.21	480	2500	5.21	540	2812	5.21

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau II. 41 : 2^{ème} étape de calcul.

		L=50m	L=60m	L=70m	L=80m	L=90m
h	H	débit (q)				
(m)	m	(m³/s)	(m³/s)	(m³/s)	(m³/s)	(m³/s)
0	0	0	0	0	0	0
0.5	0.62	51.3	61.56	71.81	82.07	92.33
1	1.23	145.1	174.1	203.1	232.14	261.16
1.5	1.85	266.5	319.9	373.2	426.47	479.78
2	2.46	410.4	492.4	574.5	656.59	738.67
2.5	3.08	573.5	688.2	802.9	917.61	1032.32
3	3.69	753.9	904.7	1055	1206.2	1357.01
3.5	4.31	950	1140	1330	1520	1710.03
4	4.92	1161	1393	1625	1857.1	2089.26
4.5	5.54	1385	1662	1939	2216	2493
5	6.15	1622	1947	2271	2595.4	2919.83
5.5	6.77	1871	2246	2620	2994.3	3368.58
6	7.38	2132	2559	2985	3411.8	3838.22

Tableau II. 42 : 3^{ème} étape de calcul.

h	V_{forcé}	q Laminé	Débit m³/s				
			l=50m	l=60m	l=70m	l=80m	l=90m
(m)	(Hm³)	(m3/s)					
0	0	2700	0	0	0	0	0
0.5	2	2636	51.3	61.56	71.81	82.07	92.33
1	4.03	2571	145.1	174.1	203.12	232.14	261.16
1.5	6.094	2505	266.5	319.9	373.16	426.47	479.78
2	8.19	2439	410.4	492.4	574.52	656.59	738.67
2.5	10.32	2371	573.5	688.2	802.91	917.61	1032.3
3	12.5	2301	753.9	904.7	1055.5	1206.24	1357
3.5	14.69	2231	950	1140	1330	1520.03	1710
4	16.92	2160	1161	1393	1625	1857.12	2089.3
4.5	19.185	2088	1385	1662	1939	2216	2493
5	21.48	2014	1622	1947	2271	2595.41	2919.8
5.5	23.8	1940	1871	2246	2620	2994.29	3368.6
6	26.15	1865	2132	2559	2985.3	3411.75	3838.2

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

La détermination de la largeur de déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après la réalisation du graphe $q = f(h)$ comme montre La figure II. 16.

Les caractéristiques de chaque largeur du déversoir proposé comme le débit évacuer, le volume forcé et la lame déversée sont représentés dans le Tableau II.43.

Tableau II. 43 : récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.

b(m)	H (m)	NPHE (m)	q(m ³ /s)	V _{forcé} (Mm ³)
50	5.61	257.21	1917.25	24.24
60	5.09	256.69	244.75	21.9
70	4.68	256.28	2034.32	20.02
80	4.35	255.95	2126.56	18.52
90	4.08	255.68	2214.78	17.3

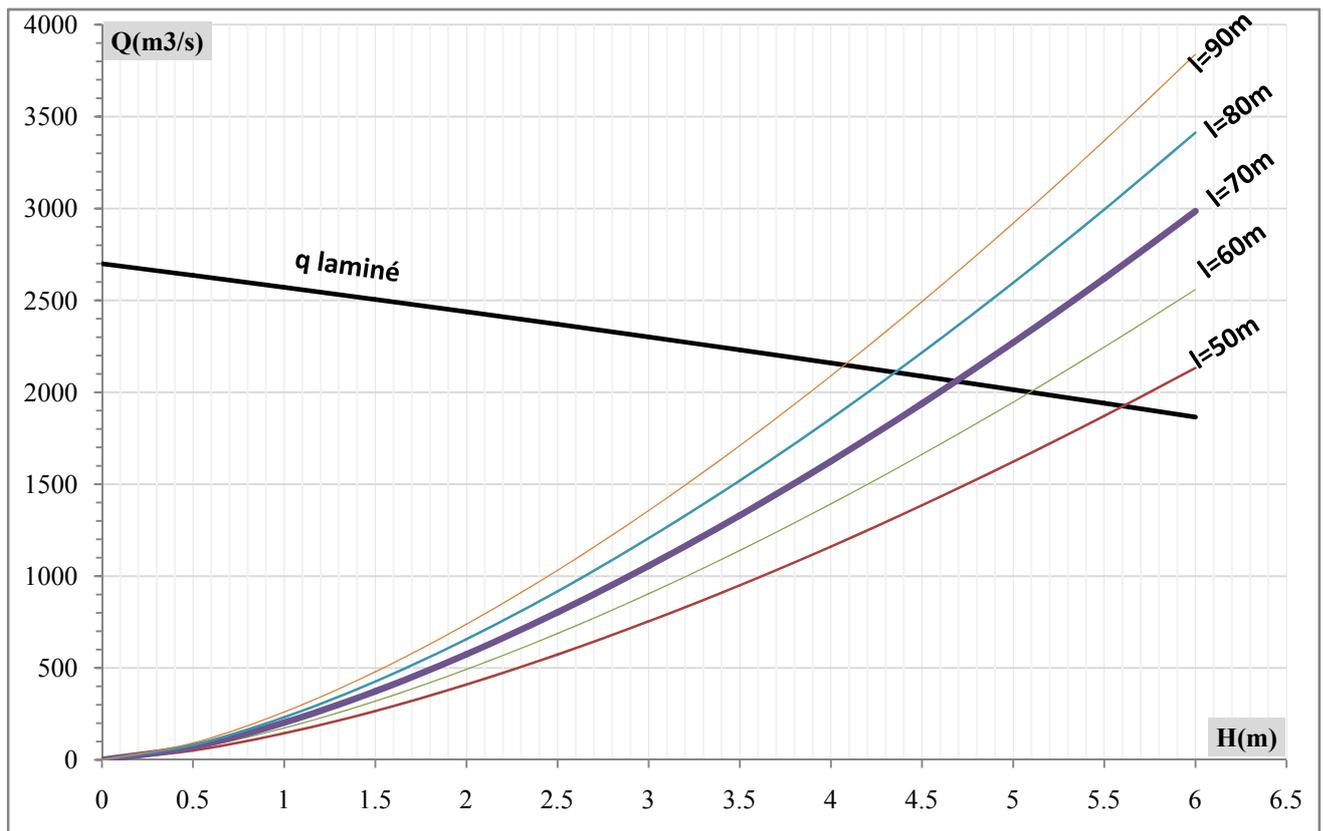


Figure II.17 . $q = f(h)$ pour différents largeurs déversante

II.6.2. Calcule de la hauteur de barrage : [2]

Pour la détermination du niveau de la crête de la digue, on peut utiliser la relation suivante:

Cote crête= PHE + R_v + a- C_f ou:

PHE : niveau de plus hautes eaux.

R_v : hauteur de montée de la vague ou revanche.

a : hauteur libres de sécurité (réserve constructive). Dans le cas des petits barrages

Entre 0.40 et 0,60 m.

C_f : cote de fond.

II6.2.1. Calcul de la revanche :

Selon l'étude effectuée, pour cela on utilise plusieurs formules. Les plus employées sont :

✓ **Formule de STEVENSON :**

Pour F (fetch) < 18 km

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (II.69)$$

$$V = 1.5 + 2H \dots\dots\dots (II-70)$$

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (II.71)$$

H : la hauteur des vagues (m)

V : Vitesse de propagation des vagues (m/s).

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et leur direction est perpendiculaire au corps du barrage appelée Fetch dans notre cas F=2.58 Km

✓ **Formule de MALLET et PAQUANT :**

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g}$$

Avec : $H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots (II.72)$

✓ **Formule Simplifiée :**

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots (II.73)$$

Tableau II. 44 : résultats de revanche pour différents méthodes

STEVENSON GAILLARD	MALLET et PAQUANT	Formule Simplifiée
1.33	1.42	1.48

En prendre la valeur de STEVENSON GAILLARD parce qu'il est plus proche de la moyenne
Calcul du niveau de la crête de la digue en prenant en considération les contraintes dues au Séisme.

Quand l'ouvrage est situé dans une zone d'activité sismique significative, on a alors:

$$R_s = h_1 + h_2$$

Ou

R_s = Hauteur de montée de la vague en tenant compte un séisme.

h_1 = 5% de la hauteur du barrage (due au tassement).

$$h_2 = 0,75 (k_s H^2)^{1/3} \dots\dots\dots (II-74)$$

H : hauteur du barrage jusqu'au niveau normale de la retenue.

K_s : c'est le rapport entre l'accélération produite par le séisme et accélération de la gravité

$$K_s = a / g \dots\dots\dots (II-75)$$

a : accélération horizontale produite par le séisme, conformément aux règles sismiques de L'Algérie 2003, ($a=0.25m/s^2$).

g : accélération de la gravité ($9.81 m/s^2$)

Pour déterminer finalement le niveau de la crête, on propose :

$$Côte_{crête} = PHE + R_v + a \text{ sans séisme.}$$

$$Côte_{crête} = NNR + R_s + a \text{ avec séisme.}$$

Donc la hauteur du barrage est :

$$H_b = 58.34m \text{ sans séisme}$$

$$H_b = 58.48m \text{ avec séisme}$$

Et le niveau de crête est : **Cc=258.48mNGA**

II.6.2.2. Largeur en crête :

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

✓ **Formule de KNAPPEN :**

$$b_{cr} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (II.76)$$

✓ **Formule de E- F-PREECE :**

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots (II.77)$$

✓ **Formule Anonyme (simplifiée) :**

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots (II.78)$$

✓ **Formule pratique :**

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (II.79)$$

Tableau II. 45 : valeurs de la largeur en crête pour différents méthodes

KNAPPEN	E- F-PREECE	Anonyme (simplifiée)	Formule pratique	moyenne
12.62	9.41	10.79	12.75	11.39

On prend une valeur intermédiaire : **b_{cr}=11.4m**

Tableau II. 46 : les caractéristiques du barrage.

Dénomination	Unité	Quantité
Volume mort	M.m ³	12.5
Volume utile	M.m ³	69.5
Volume au niveau normal de la retenue	M.m ³	82
Cote de fond (Cf)	m	200
Cote au niveau mort (NVM)	m	223.94
Cote au niveau normal de retenue (NNR)	m	251.64
Cote de plus hautes eaux (NPHE)	m	256.32
Cote de la crête (Cc)	m	258.48
Largeur de déversoir	m	70
La lame d'eau déversée.	m	4.68
Le débit évacué	m ³ /s	2034.32

II.6.3. Laminage pour un déversoir de largeur $b=70$ mètres :

Connaissant cette largeur, la courbe des débits déversés en fonction de la variation du volume d'eau au dessus du déversoir.

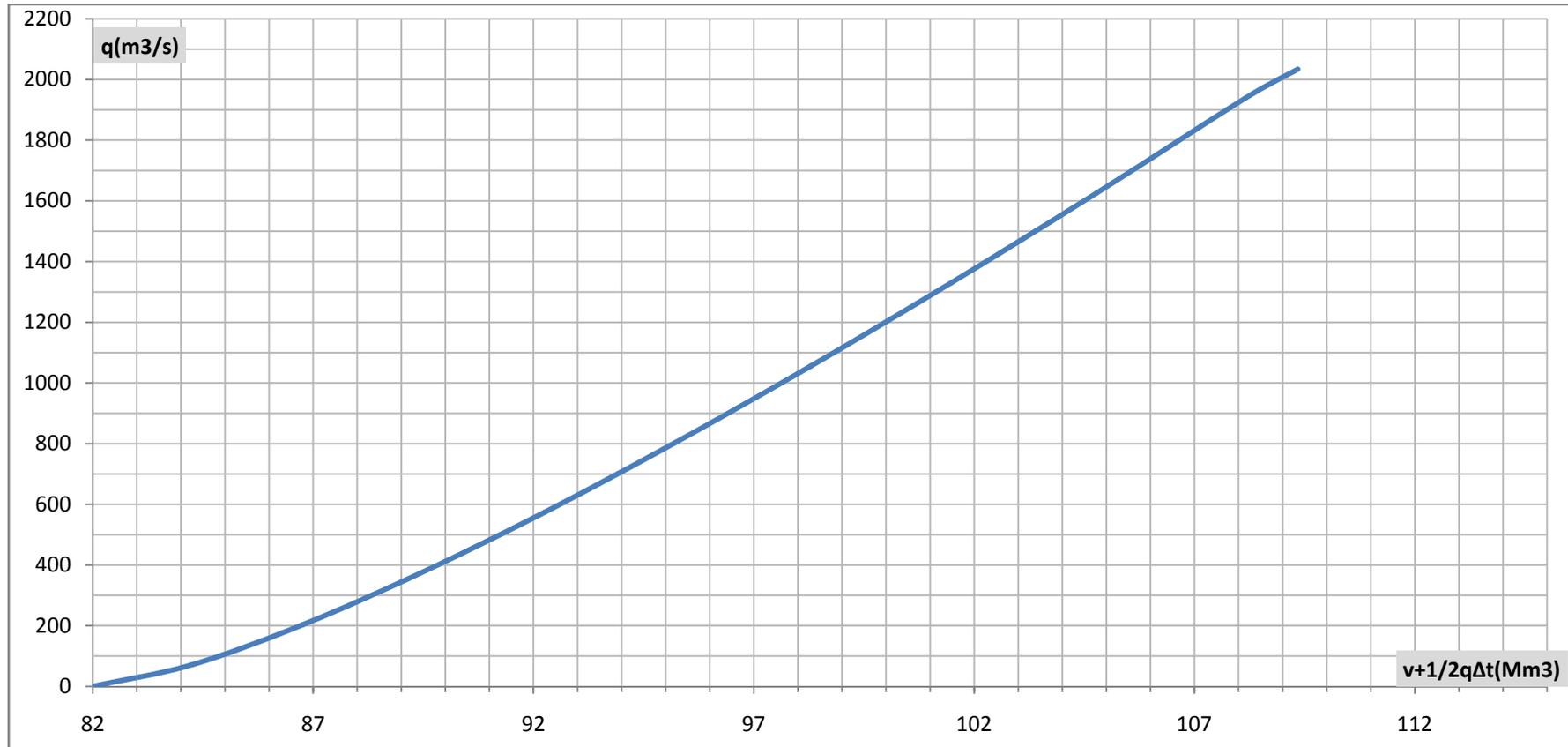
On trace la courbe des débits déversant en fonction de la variation du volume d'eau au-dessus du déversoir

Tableau II. 47 : Volumes et débit déversant.

h	H_d	débit (q)	1/2.q .ΔT	V	v+1/2.q.T (Mm³)
(m)	m	(m³/s)	(Mm³)	(Mm³)	(Mm³)
0	0	0	0	82	82
0.5	0.62	71.81	0.26	84.00	84.25853
1	1.23	203.12	0.73	86.03	86.76124
1.5	1.85	373.16	1.34	88.09	89.43338
2	2.46	574.52	2.07	90.19	92.25826
2.5	3.08	802.91	2.89	92.32	95.21049
3	3.69	1055.46	3.80	94.49	98.28964
3.5	4.31	1330.03	4.79	96.69	101.47810
4	4.92	1624.98	5.85	98.92	104.76993
4.5	5.54	1939.00	6.98	101.18	108.16039
4.68	5.69	2034.32	7.32	102.02	109.34355

On trace la courbe des débits déversant en fonction de la variation du volume d'eau au-dessus du déversoir fig (II.18).

Figure II . 18 :courbe des débits déverses



CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau II. 48: le laminage.

Temps (h)	Q(m ³ /s)	Q _{moy} (m ³ /s)	Q _{moy} - q (m ³ /s)	(Q _{moy} - q) Δt (m ³)	V+1/2.q.Δt (m ³)	q (m ³ /s)
0	0	83.8	83.8	603352.8	82000000	0
2	167.6	419	400.65	2884647.6	82603352.8	18.35
4	670.39	1089.4	962.39	6929193.6	85488000.4	127
6	1508.4	2095	1508.44	10860746	92417194	586.54
8	2681.6	2382.5	892.26	6424268.4	103277940.4	1490.21
10	2083.4	1825.4	-208.94	-1504372	109343550	2034.32
12	1567.4	1356	-531.69	-3828186	107839178.4	1887.65
14	1144.5	975.01	-559.81	-4030610	104010992.4	1534.82
16	805.5	673.28	-502.12	-3615253	99980382	1175.4
18	541.06	441.5	-436.32	-3141515	96365128.8	877.82
20	341.94	270.4	-360.12	-2592868	93223614	630.52
22	198.86	150.72	-286.96	-2066116	90630746.4	437.68
24	102.58	73.19	-229.08	-1649351	88564630.8	302.27
26	43.81	28.56	-168.79	-1215310	86915280	197.35
28	13.3	7.55	-117.52	-846176.4	85699970.4	125.07
30	1.79	0.89	-84.68	-609667.2	84853794	85.57
32	0		-62.56	-450432	84244126.8	62.56
34			-47.21	-339912	83793694.8	47.21
36			-36.82	-265104	83453782.8	36.82
38			-28.17	-202824	83188678.8	28.17
40			-22.26	-160272	82985854.8	22.26
42			-17.63	-126936	82825582.8	17.63
44			-13.72	-98784	82698646.8	13.72
46			-10.5	-75600	82599862.8	10.5
48			-8.44	-60768	82524262.8	8.44
50			-6.4	-46080	82463494.8	6.4
52			-5.02	-36144	82417414.8	5.02

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

Suite de tableau

54						
			-4.15	-29880	82381270.8	4.15
56			-3.44	-24768	82351390.8	3.44
58			-2.56	-18432	82326622.8	2.56
60			-1.78	-12816	82308190.8	1.78
62			-1.6	-11520	82295374.8	1.6
64			-1.15	-8280	82283854.8	1.15
66			-0.91	-6552	82275574.8	0.91
68			-0.64	-4608	82269022.8	0.64
70			-0.39	-2808	82.01	0.39
72			0	0	82	0

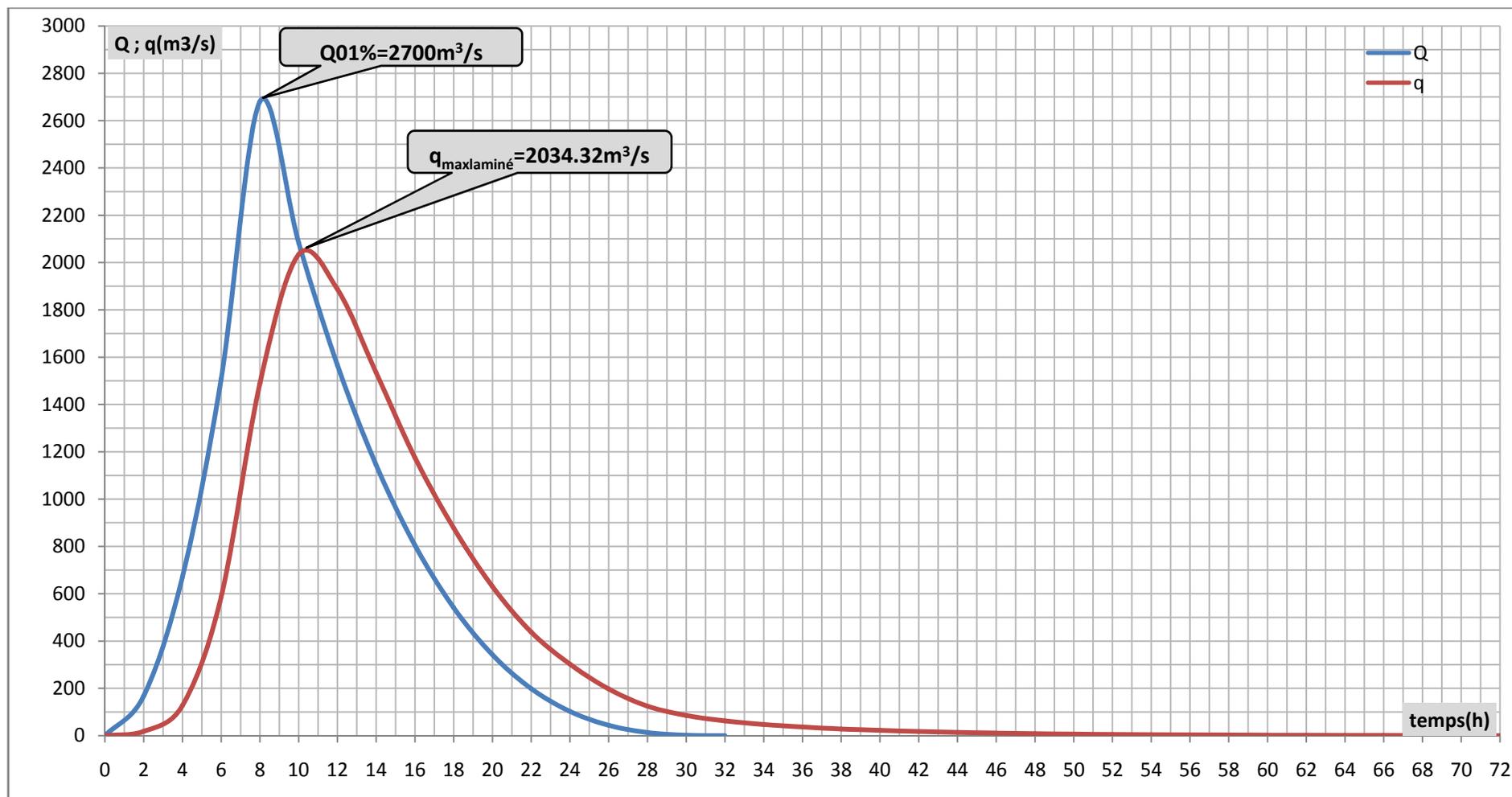


Figure II . 19 :Hydrogramme de débits entrant et sortant

chapitre . III

La dérivation provisoire

Introduction

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

III.1. Différents types d'ouvrages de dérivation provisoire

✓ Galeries :

Les galeries sont généralement réservées aux vallées rocheuses étroites, elles présentent l'avantage d'éviter des interférences avec les failles et la construction du barrage proprement dit

✓ Conduites :

Une conduite sous remblais peut être préférée si la roche pour la galerie est de mauvaise qualité et si la vallée est suffisamment large pour installer une conduite en béton armé. Dans le cas de conduites plusieurs problèmes techniques peuvent surgir surtout en ce qui concerne le contact béton-fondation car les risques de formation de chemins préférentiels d'écoulement de l'eau sont élevés.

Les galeries et les conduites de dérivation provisoire sont souvent utilisées, en totalité ou en partie comme ouvrages définitifs, par exemple pour construire des vidanges de fond.

✓ Canaux :

La dérivation provisoire de la rivière au moyen d'un canal est généralement adoptée dans les vallées larges où le débit dérivé serait trop important pour être évacué d'une façon économique par des galeries ou des conduites.

III.2. choix de la crue pour le dimensionnement de la galerie

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

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

CHAPITRE III : DERIVATION PROVISOIRE

En Algérie, le plus souvent le dimensionnement se fait par les crues dont la période de retour varie entre (10-50) ans donc, vu tous ces paramètres qui interviennent dans la détermination de cette crue et pour le dimensionnement de la dérivation provisoire de notre ouvrage, nous optons pour la crue vingtennal (de probabilité 5%).

Succussion des travaux

1ère étape : Construction d'un canal et un pré-batardeau pour entamer les travaux dans la galerie ;

2ème étape : dans cette étape on fait construire un pré-batardeau pour acheminer les eaux vers le canal

3ème étape : on commence la construction de la galerie;

4ème étape : construction du batardeau amont pour acheminer les eaux vers la galerie et pour amortir les crues;

5ème étape : enlèvement du pré- batardeau construit dans la 2ème étape et la mise en eau.

III.3. Calcul du canal de dérivation

La projection d'un canal permettant la dérivation des eaux de l'oued est indispensable pour mener les travaux d'excavation de la galerie de dérivation dans les meilleures conditions, ce canal il est place dans la rive droit, il doit conserver la pente de l'oued pour faciliter sa réalisation et minimiser les charges. Il doit également avoir la capacité d'évacuation de la crue du chantier (crue de dix ans) comme le montre le tableau suivant.

Tableau III. 1 : période de retour pour les ouvrages hydrotechniques temporaires pendant la période de réalisation (crue de chantier).[2]

intervalle de temps d'exécution	catégorie de l'ouvrage II- IV (fréquence)	période de retour (années)
De 6 mois à 1 année	10 %	10
De 1 à 2 années	5 %	20
Plus de 2 années	3 %	33,33

D'après ce tableau en prendre la période de retour de 10ans

CHAPITRE III : DERIVATION PROVISOIRE

III.3.1. Calcul de débit :

Selon la formule de TURAZZA (II-46) on trouve que $Q_{10\%}=574 \text{ m}^3/\text{s}$

Calcul de débit max laminé (formule de KOTCHERINE)

$$Q_{\text{max laminée}}=0.85 \cdot q_{p\%} \cdot \left(1 - \frac{V_f}{V_c}\right) \dots\dots\dots (III-1)$$

$Q_{p\%}$: débit max d'entrée (probabilité 10%)

V_f : volume force égal a $(0.002-0.2) \cdot V_c$.

V_c : volume total de la crue (18Mm³)

$Q_{\text{max laminée}}=390.32 \text{ m}^3/\text{s}$

Le canal projeté est de forme trapézoïdale avec un fruit des talus $m=2,5$.

Dans le cas des canaux à écoulement libre tels que ceux de la dérivation provisoire, la vitesse peut atteindre 10 m/s. Vu que notre canal est constitué d'alluvions, il est nécessaire de vérifier que la vitesse dans le canal est inférieure à la vitesse critique pour laquelle se produit un entraînement des matériaux par charriage.

On prend $V=6 \text{ m/s}$, D'où $Se=65.05 \text{ m}^2$.

Nous prenons ensuite une série de valeurs de largeur (b_i) et des hauteurs (h_i) et nous calculons les débits,

$$Q = C \cdot S \sqrt{R \cdot i} \dots\dots\dots (III-2)$$

Où:

Q : Débit transité, $Q=390.32 \text{ m}^3/\text{s}$;

S : Section mouillée du canal (m^2);

C : Coefficient du CHEZY,

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} \dots\dots\dots (III-3)$$

n : Coefficient de rugosité, $n=0,022$;

R : Rayon hydraulique,

$$R = \frac{S}{P} \dots\dots\dots (III-4)$$

P : Périmètre mouillé;

i : Pente du canal ($i=0,0051$).

CHAPITRE III : DERIVATION PROVISOIRE

Avec:

$$S = (b + mh)h \dots\dots\dots (III-5)$$

$$P = b + 2h\sqrt{1 + m^2} \dots\dots\dots (III-6)$$

m: Pente de talus, $m=1/\sqrt{3}$;

b: Largeur du canal (m);

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

Tableau III. 2 : Calcul des tirants d'eau en fonction des largeurs

bi	hi	Bi	Pm	Sm	Rh	Q
20	0	21.73	20.00	0.00	0.00	0.00
20	1	25.20	24.00	21.73	0.91	66.03
20	1.5	26.93	26.00	33.90	1.30	131.32
20	2	28.66	28.00	46.93	1.68	214.94
20	2.5	30.39	30.00	60.83	2.03	316.29
20	2.82	31.50	31.28	70.17	2.24	390.37

Bi : largeur au miroir

Donc : $b=20m$ et $h_{ca}=h+R$

Où:

h_{ca} : Hauteur du canal;

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

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

D'où:

$h_{ca}=3.23m$.

Calcule de la hauteur de pré-batardeau

La hauteur de pré-batardeau égal a $h+Rv$

h : hauteur de canal égal 2.82m

Rv : hauteur de montée de la vague ou revanche.

D'après la Formule de STEVENSON (II-69) ;(II-70) ;(II-71):

$Rv= 1.05m$ (fetch=50m)

$H_p\text{-bat}=3.87m$

III.4. Galerie de dérivation

III.4.1. Conception de l'Ouvrage

Pendant la construction du Barrage la réalisation d'un ouvrage pour la dérivation des eaux de l'oued saf-saf est prévue. L'ouvrage de dérivation provisoire, localisé en rive gauche, est constitué par une galerie en béton armé à section constante. Seulement en correspondance de la prise d'eau la galerie prend la forme d'un canal et certaine courbure près de la partie aval.

La galerie de dérivation a été dimensionnée pour garantir l'écoulement de la crue avec temps de retour $T = 20$ ans (débit de pointe $666 \text{ m}^3/\text{s}$, volume 20.88 hm^3).

Une fois les travaux de construction du Barrage avancés, les blindages et les vannes de la vidange de fond seront installés dans le canal placé à la base de la prise d'eau (chambre des

Vannes amont). La vidange de fond sera prendre la partie inférieure de la galerie de dérivation et la partie supérieure sera réservée pour l'accès au prise d'eau.

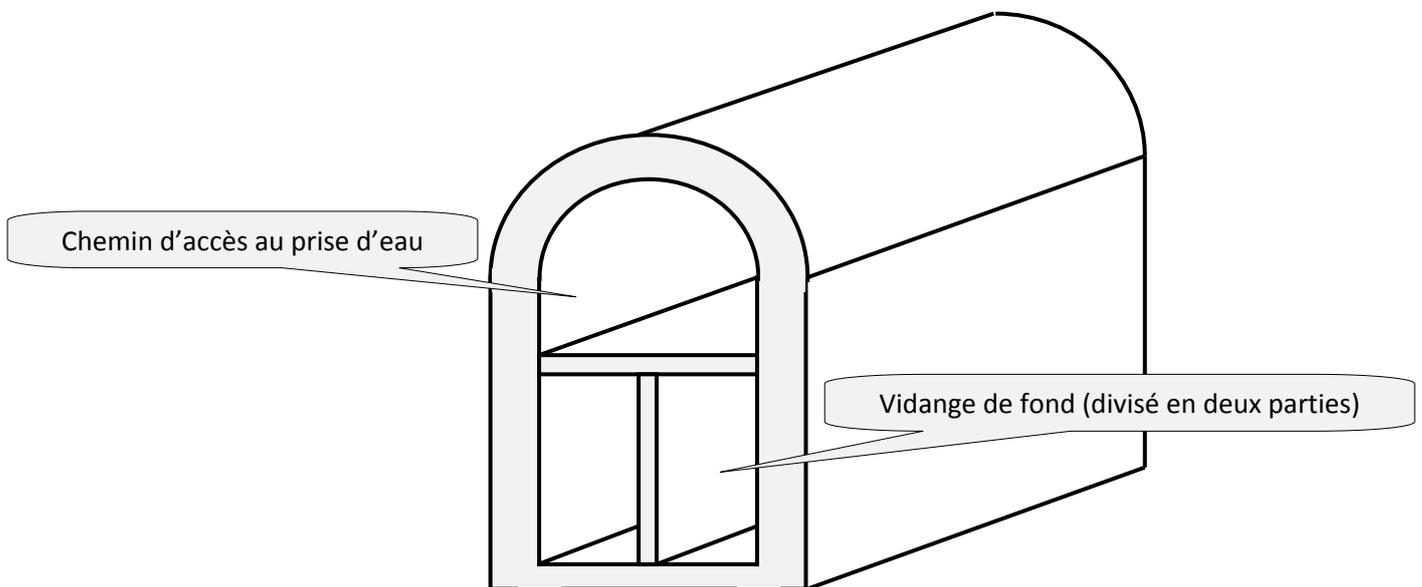


Figure III. 1: Schéma explicative de la galerie de dérivation

III.4.2. Calcul de section de la galerie de dérivation

III.4.2.1. Notion de la section avantageuse: [3]

Pour avoir un débit maximum (section ; pente, rugosité) ; sont des constant il faut que le périmètre mouillé devienne minimum donc rayon hydraulique maximum ($\frac{dp}{dh} = 0$)

$$p = b + 2h\sqrt{1 + m^2} = \frac{S}{h} + h(2\sqrt{1 + m^2} - m).$$

$$\frac{dp}{dh} = -\frac{S}{h^2} + 2(\sqrt{1 + m^2} - m) = 0 .$$

$$\frac{b}{h} = 2(\sqrt{1 + m^2} - m) \dots\dots\dots (III-7)$$

Pour m=0 on trouve que b=2h

Selon la formule (III-1) $S = \frac{q}{C\sqrt{Ri}}$

$$S=b.h =2h^2$$

$$R=h/2$$

q : débit max laminé =452.48m3/s d'après la formule de KOTCHERINE (III-1)

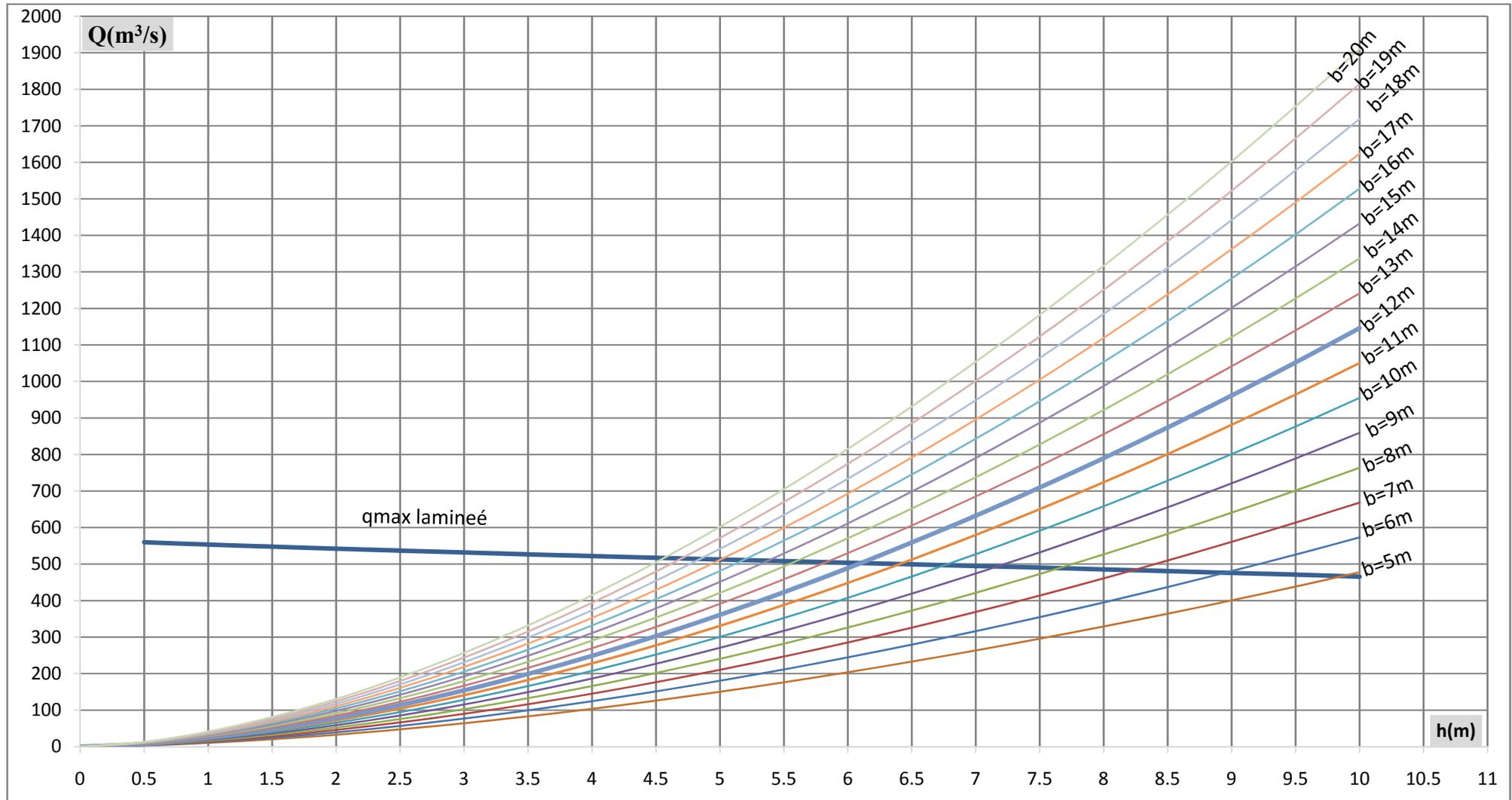
CHAPITRE III : DERIVATION PROVISOIRE

Tableau III. 3 : tableau qui donne le débit laminé et le débit sorte en fonction de (h)

h	Vf	qlam	Q sorties (m3/s)															
			b=5m	b=6m	b=7m	b=8m	b=9m	b=10m	b=11m	b=12m	b=13m	b=14m	b=15m	b=16m	b=17m	b=18m	b=19m	b=20m
2.5	1.08	536.82	47.37	56.85	66.32	75.80	85.27	94.75	104.22	113.70	123.17	132.64	142.12	151.59	161.07	170.54	180.02	189.49
3	1.27	531.67	64.19	77.03	89.87	102.71	115.55	128.39	141.23	154.07	166.91	179.75	192.58	205.42	218.26	231.10	243.94	256.78
3.5	1.46	526.52	83.00	99.60	116.20	132.80	149.40	166.00	182.60	199.20	215.80	232.40	249.00	265.60	282.20	298.80	315.40	332.00
4	1.63	521.91	103.69	124.43	145.16	165.90	186.64	207.38	228.11	248.85	269.59	290.33	311.07	331.80	352.54	373.28	394.02	414.75
4.5	1.8	517.30	126.18	151.41	176.65	201.89	227.12	252.36	277.59	302.83	328.06	353.30	378.54	403.77	429.01	454.24	479.48	504.71
5	1.97	512.69	150.40	180.48	210.56	240.64	270.72	300.80	330.88	360.96	391.04	421.12	451.20	481.28	511.36	541.44	571.52	601.60
5.5	2.14	508.08	176.29	211.55	246.81	282.07	317.33	352.59	387.85	423.10	458.36	493.62	528.88	564.14	599.40	634.66	669.91	705.17
6	2.3	503.74	203.81	244.57	285.33	326.09	366.85	407.61	448.37	489.13	529.89	570.66	611.42	652.18	692.94	733.70	774.46	815.22
6.5	2.47	499.13	232.89	279.47	326.05	372.63	419.20	465.78	512.36	558.94	605.52	652.10	698.67	745.25	791.83	838.41	884.99	931.57
7	2.64	494.52	263.51	316.21	368.91	421.61	474.32	527.02	579.72	632.42	685.12	737.82	790.53	843.23	895.93	948.63	1001.33	1054.03
7.5	2.8	490.19	295.62	354.74	413.87	472.99	532.12	591.24	650.36	709.49	768.61	827.73	886.86	945.98	1005.11	1064.23	1123.35	1182.48
8	2.98	485.31	329.19	395.03	460.87	526.71	592.54	658.38	724.22	790.06	855.90	921.73	987.57	1053.41	1119.25	1185.09	1250.93	1316.76
8.5	3.15	480.70	364.19	437.03	509.87	582.71	655.54	728.38	801.22	874.06	946.90	1019.73	1092.57	1165.41	1238.25	1311.09	1383.93	1456.76
9	3.33	475.82	400.59	480.71	560.83	640.95	721.06	801.18	881.30	961.42	1041.54	1121.66	1201.77	1281.89	1362.01	1442.13	1522.25	1602.37
9.5	3.51	470.94	438.37	526.04	613.71	701.39	789.06	876.73	964.41	1052.08	1139.75	1227.43	1315.10	1402.77	1490.45	1578.12	1665.79	1753.46
10	3.71	465.51	477.49	572.99	668.49	763.98	859.48	954.98	1050.48	1145.98	1241.47	1336.97	1432.47	1527.97	1623.47	1718.96	1814.46	1909.96

CHAPITRE III : DERIVATION PROVISOIRE

Figure III. 2: le débit laminé et le débit sortant de la galerie en fonction de (h)



CHAPITRE III : DERIVATION PROVISOIRE

Tableau III. 4 : Tableau qui résumé les résultats de la figure III-2

b(m)	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
h(m)	9.9	9	8.1	7.75	7.15	6.75	6.4	6.14	5.82	5.55	5.35	5.15	5	4.88	4.7	4.55
S (m ²)	49.5	54	56.7	62	64.35	67.5	70.4	73.68	75.66	77.7	80.25	82.4	85	87.84	89.3	91
q(m ³ /s)	565	580	582	590	598	600	602	603	605	608	610	612	615	618	620	622

Commentaire :

En prendre b=12m et h=6.14m car ils sont très proche de la section avantageuse qui supporte un débit maximum

Vérification :

Q: Débit transité,

S : Section mouillée de la galerie (m2);

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

n: Coefficient de rugosité, n= 0,015 (béton armé);

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

P: Périmètre mouillé;

I : Pente de la galerie I=0,0024.

$$V = C \cdot \sqrt{R \cdot i} \dots\dots\dots (III-8)$$

$$R = \frac{73.68}{24.28} = 3.035 ; C = \frac{1}{0.015} \cdot 3.035^{1/6} = 80.215$$

$$V = 80.215 \cdot \sqrt{3.035 \cdot 0.0027} = 7.26 \text{ m/s}$$

Q= v. A = 7.26 x 73.68 = 535m3/s vérifier (car il est supérieur a ce lui de KOTCHERINE)

CHAPITRE III : DERIVATION PROVISOIRE

III.5. Laminage de crues de chantier :

Tableau III. 5 : les Volumes et les débits déversent.

h	débit (q)	$1/2 \cdot q \cdot \Delta T$	V	$v+1/2 \cdot q \cdot T$ (Mm3)
(m)	(m3/s)	(Mm3)	(Mm3)	(Mm3)
0	0	0	0	0
0.5	12.41	0.04	0.24	0.285
1	37.51	0.14	0.47	0.605
1.5	70.41	0.25	0.68	0.933
2	108.94	0.39	0.89	1.282
2.5	151.76	0.55	1.08	1.626
3	197.96	0.71	1.27	1.983
3.5	246.89	0.89	1.46	2.349
4	298.06	1.07	1.63	2.703
4.5	351.10	1.26	1.8	3.064
5	405.72	1.46	1.97	3.431
5.5	461.68	1.66	2.14	3.802
6	518.80	1.87	2.3	4.168
6.14	535.00	1.93	2.35	4.276

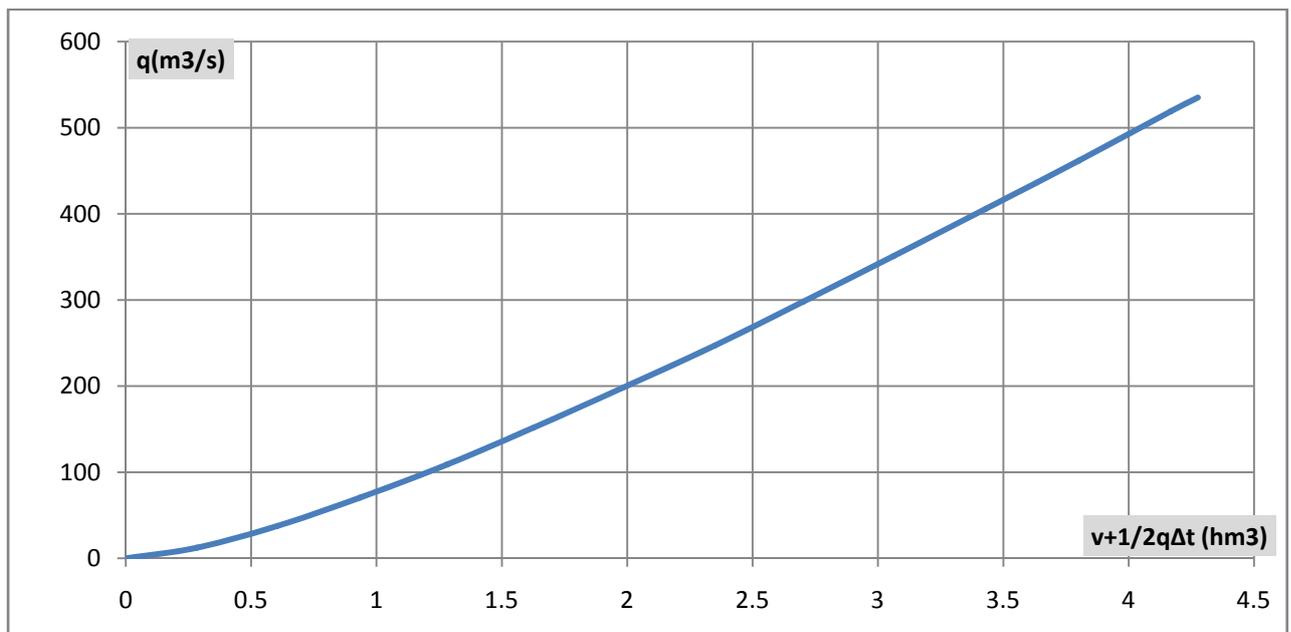


Figure III. 3: courbe des débits déversent

CHAPITRE III : DERIVATION PROVISOIRE

Tableau III. 6 : le laminage.

Temps (h)	Q	Qmoy	Qmoy-q	(Qmoy-q)Δt	V+1/2.q.Δt	q (m3/s)
	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3)	(m3)	
0	0	20.67	20.67	148788	0.00	0
2	41.33	103.34	97.13	699300	148788.00	6.21
4	165.34	268.68	206.61	1487556	848088.00	62.07
6	372.01	516.68	272.43	1961496	2335644.00	244.25
8	661.35	587.59	68.79	495252	4167697.15	518.8
10	513.82	450.19	-84.81	-610632	4275942.71	535
12	386.56	334.42	-106.05	-763524	3665310.71	440.46
14	282.27	240.47	-86.89	-625572	2901786.71	327.35
16	198.66	166.05	-69.90	-503280	2276214.71	235.95
18	133.44	108.87	-61.88	-445536	1772934.71	170.75
20	84.30	66.68	-45.24	-325692	1327398.71	111.91
22	49.05	37.18	-41.21	-296676	1001706.71	78.38
24	25.30	18.05	-30.55	-219960	705030.71	48.6
26	10.80	7.04	-18.90	-136080	485070.71	25.94
28	3.28	1.86	-14.01	-100872	348990.71	15.87
30	0.44	0.22	-10.62	-76464	248118.71	10.84
32	0	-	-7.07	-50904	171654.71	7.07
34	-	-	-4.93	-35496	120750.71	4.93
36	-	-	-3.46	-24912	85254.71	3.46
38	-	-	-2.46	-17712	60342.71	2.46
40	-	-	-1.72	-12384	42630.71	1.72
42	-	-	-1.22	-8784	30246.71	1.22
44	-	-	-0.86	-6192	21462.71	0.86
46	-	-	-0.62	-4464	15270.71	0.62
48	-	-	-0.44	-3168	10806.71	0.44
50	-	-	-0.33	-2376	7638.71	0.33
52	-	-	-0.21	-1512	5262.71	0.21
54	-	-	-0.15	-1080	3750.71	0.15
56	-	-	-0.12	-864	2670.71	0.12
58	-	-	-0.08	-576	1806.71	0.08
60	-	-	-0.05	-360	1230.71	0.05
62	-	-	0.00	0	0	0

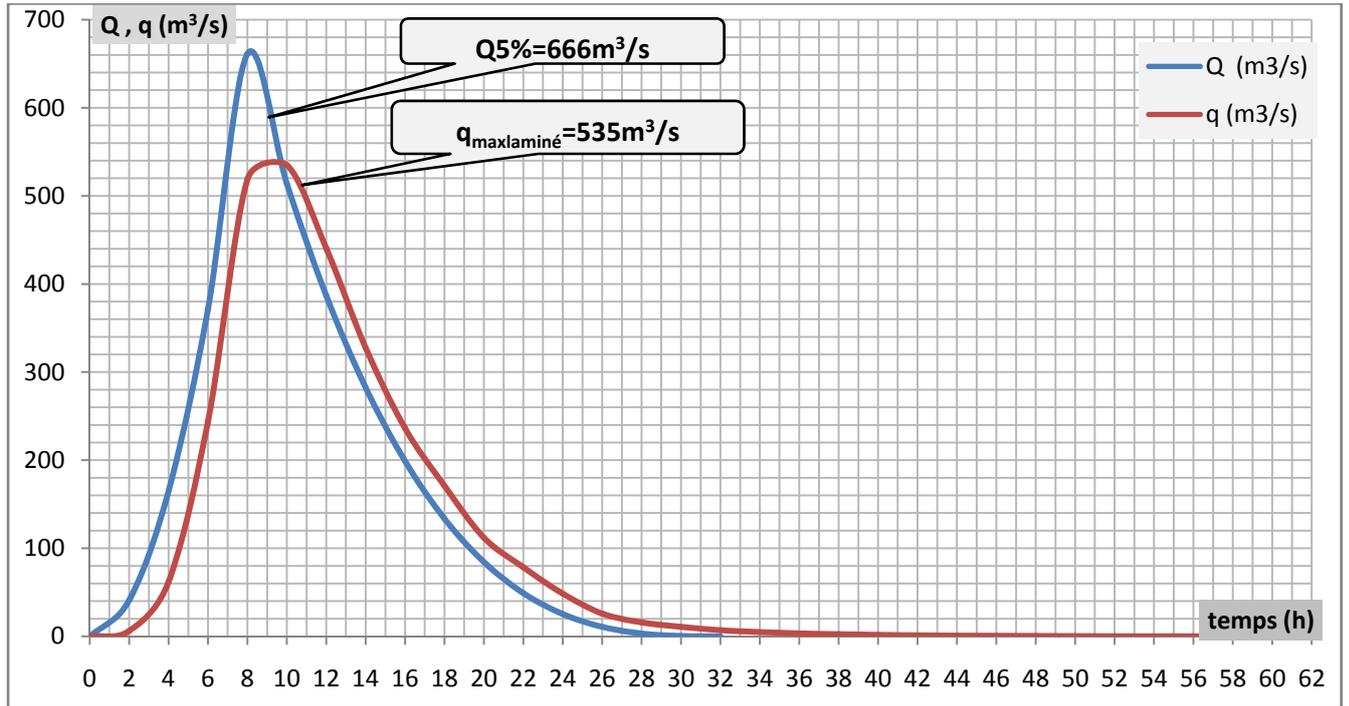


Figure III. 4 : Hydrogramme de débits entrant et sortant

III.6. Choix de l'emplacement de la dérivation provisoire :

L'emplacement la dérivation provisoire dépend essentiellement de la géologie et de la topographie du site, tout en tenant compte les facteurs économiques et de la sécurité de l'aménagement.

De point de vue géologique, les deux rives favorisent l'implantation de la dérivation provisoire (aucun problème d'instabilité des rives, bon conditions géologiques).

La topographie du terrain permet l'implantation de la dérivation provisoire avec la totalité de sa longueur. (430m)

Pour notre présent cas les formations géologiques existantes au niveau de la rive gauche sont des alluvions et ne posent aucun problème de point de vue géologique sur la construction. En tout cas il faut donner une certaine élasticité à cette construction bétonneuse en utilisant des joints entre les tronçons (chaque 20m).

III.7. Dimensionnement hydraulique :

La dérivation provisoire comprend les éléments suivants :

Un canal d'amenée.

Une galerie de section rectangulaire avec une clef de voute en dessus.

Un dissipateur d'énergie.

Un canal de restitution.

III.7.1. Canal d'amenée :

Le canal d'amenée a pour but de canaliser les eaux vers la galerie en garantissant un écoulement fluvial

La vitesse d'approche est donnée par la formule :

$$V_{ap} = \frac{q}{S_{can}} \dots\dots\dots (III-9)$$

Q : Débit max laminé [m3/s].

S_{can} : Section du canal en [m2] et S_{can} = h x b_c.

h : Tirant d'eau (4.5m)

b_c : la largeur de canal (en prendre une largeur supérieure a celle de galerie)

b_c=20m⇒h_c=4.51 d'après la Figure III.1

$$V_{ap} = \frac{535}{20 \cdot 4.51} = 5.93 \text{ m/s}$$

V_{ap} ≤ V_{adm} tel que V_{adm} compris entre 4,4 et 10m/s donc pas de risque de l'érosion.

III.7.2. La hauteur des murs de canal d'amenée

$$h_m = h + R_v$$

h_m : La hauteur des murs de canal d'amenée

h : Tirant d'eau (4.5m)

R_v : revanche (0.5m)

h_m=5m

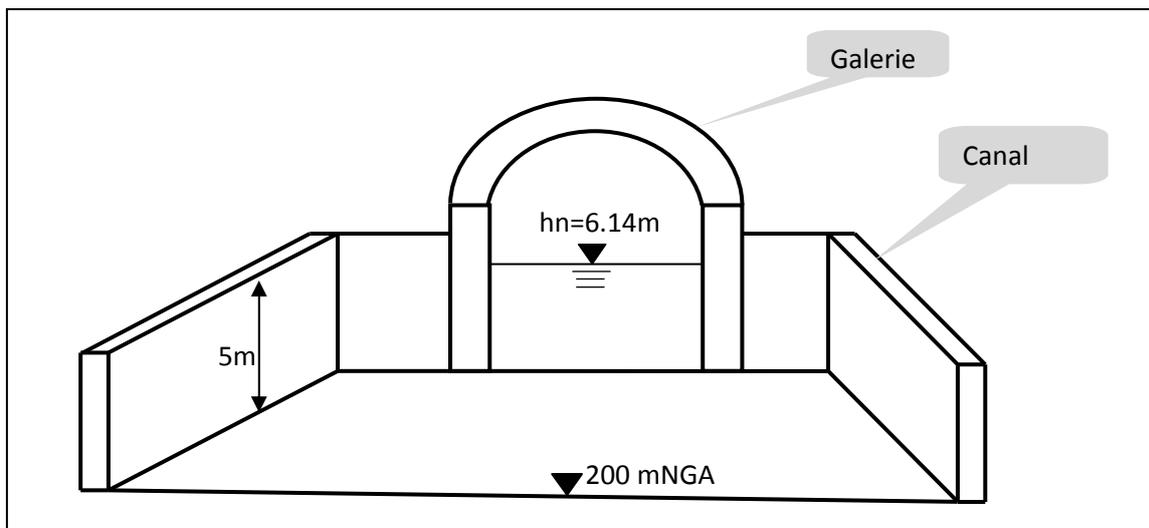


Figure III. 5 : Schéma explicatif du canal d'amené

III.8. La galerie :

La galerie doit être rectiligne que possible avec une faible pente (inférieur à la pente critique) pour que le régime d'écoulement soit fluvial mais dans notre cas il y a un rayon de courbure après de 300m de la partie amont de la galerie (R=113m) La longueur de la galerie est égale à 430m

Pour vérifier les conditions d'écoulement, on calculera la profondeur critique "yc" et la pente critique.

III.8.1. La Profondeur critique :

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{b}\right)^2} \dots\dots\dots (III-10)$$

Q : débit de projet lamine (Q = 535m³/s);

b : la largeur de galerie (b=12m).

yc=5.87m

III.8.2. Pente critique :

La pente critique se détermine par la formule de CHEZY (III-2)

Pour une section rectangulaire

$$I_{cr} = \left[\frac{Q \cdot (b + 2Y_c)^{1/2}}{C \cdot (b \cdot Y_c)^{3/2}} \right]^2 \dots\dots\dots (III-11)$$

I_{cr} : Pente critique de la galerie.

Q: Débit max laminé, Q=535m³/s;

Y_c : profondeur critique (5.87m);

b : la largeur de galerie (12m)

C : Coefficient du CHEZY,

n: Coefficient de rugosité, n= 0,015(béton armé);

r: Rayon hydraulique,

P: Périmètre mouillé;

S : section mouillé

I_{cr}=0.304% > 0.24%, donc la condition de l'écoulement fluvial est vérifiée

III.8.3. Calcul de l'élévation de plan d'eau dans la partie courbé de la galerie : [4]

Lorsque l'écoulement de l'eau subit une accélération centrifuge il entraine entre les deux parois de la galerie une différence de niveau évaluée par la formule suivante

$$\Delta h = \frac{V^2 \cdot b}{g \cdot R} \dots\dots\dots (III-12)$$

Ou

V : vitesse de l'écoulement (m/s)

b : la largeur de la galerie (m)

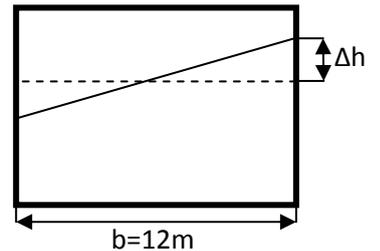
g : accélération de gravité (9.81 m/s²)

R : rayon de courbure (130m)

$$v = \frac{Q}{s} = \frac{Q}{b \cdot h}$$

$$V=7.26$$

$$\Delta h=0.5$$



III.8.4. La hauteur de la galerie de dérivation provisoire :

$$H_d = h + \Delta h + Rv$$

H_d : hauteur de la galerie de dérivation provisoire

h : tirant d'eau dans la galerie

Δh : élévation de plans d'eau dans la partie courbée de la galerie

Rv : revanche (0.75m)

$$H_d = 7.4m \text{ en prendre } H_d = 7.5m$$

III.9. Galerie de la vidange de fond

La vidange de fond sera composée par deux pertuis de vidange. il est aménagée dans la galerie de dérivation provisoire : cette-ci a été dimensionnée pour la crue max laminé (535m³/s). La section de la galerie de dérivation sera divisée en deux :

Galerie d'accès et galerie de vidange en bas, les espaces pour les pertuis de la vidange. Une structure complexe implantée à la tête amont de la galerie va abriter la chambre des vannes

III.9.1. Caractéristiques Hydrauliques

III.9.1.1. Calcule de temps de vidange

L'ouvrage de vidange de fond doit être conçu avec une capacité suffisante qui garantit le temps de vidange du barrage et qui n'affecte pas la stabilité de talus du barrage, mais en même temps, elle permettra la diminution du niveau d'eau de la cuvette en un temps préétabli en permettant la réparation de tous les problèmes qui se présentent dans cette dernière. Le temps de vidange est déterminé par l'expression suivante:

$$T = \Sigma (V_i / Q_i) \dots\dots\dots (III-13)$$

T = temps de vidange (jours)

V = volume d'eau dans la cuvette à évacuer (m³)

Q = débits (m³/s)

Dans cette forme simplifiée de calcul, on ne tient pas compte de l'apport naturel de l'oued Par rapport à la période d'évacuation.

Le débit qu'évacue par la vidange de fond est calculé par la formule suivante:

$$Q = \mu \cdot S \sqrt{2gH} \dots\dots\dots (III-14)$$

Où:

μ : coefficient de débit du système qui est déterminé par la relation:

$$\mu = \frac{1}{(1 + \Sigma \xi)^{1/2}} \dots\dots\dots (III-15)$$

(1 + Σ ξ) : Somme des coefficients de pertes de charges linéaires et singulière.

Q : Le débit de la vidange de fond est en fonction du niveau de la retenue.

g : accélération de la gravité, (9.81m/s²).

H : la différence des niveaux d'eaux en amont et en aval, (m).

S : surface de la section transversale du pertuis, (m²); S= L x b

L, b : sont la largeur et la hauteur de la vanne, (m).

Avec un niveau initial du réservoir à la cote 251.64 m NGA (NNR) En utilisant la vidange de fond avec les vannes de contrôle totalement ouvertes,

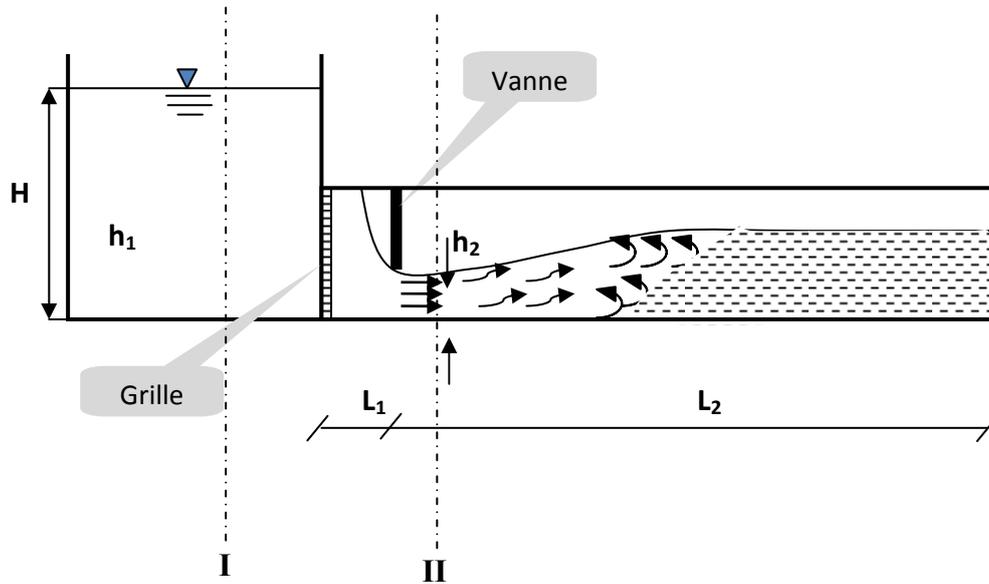


Figure III. 6: Schème explicative d'une vidange de fond type galerie

En utilisant le théorème de Bernoulli entre la section (I) et (II) on trouve

$$h_1 + \frac{\alpha v_1^2}{2g} = h_2 + \frac{\alpha v_2^2}{2g} + \sum \Delta h \dots\dots\dots (III-16)$$

$$\Delta h = \Delta h_e + \Delta h_g + \Delta h_v + \Delta h_l$$

α : Coefficient de répartition de la vitesse (=1)

Δh_e : partie de charge à l'entrée

Δh_g : partie de charge dans la grille

Δh_v : partie de charge dans la vanne

Δh_l : partie de charge linéaire

III.9. 1.2. Calcul des pertes de charge singulières

a) Pertes de charges dans la grille [2]

Pour éviter l'entrée des déchets on met en place une grille. Les pertes de charge dans les grilles dépendent de l'épaisseur, la séparation et la forme des barres, ainsi que de leur situation par rapport à l'horizontale et de la vitesse du flux qui traverse la grille. Elles peuvent être obtenues selon l'expression suivante:

$$\Delta h_g : (K_g \cdot V^2) / 2g \text{ avec } K_g = \beta (e / b)^{4/3} \sin \alpha$$

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

g : Accélération de la pesanteur (9.81m/s²)

CHAPITRE III : DERIVATION PROVISOIRE

β : Coefficient qui prend en considération la forme des barres (tableau III.7)

α : Angle que forme la grille avec l'horizontale (76°)

e : Épaisseur des barres (0.04m)

b_1 : Distance entre les barres (0.75m)

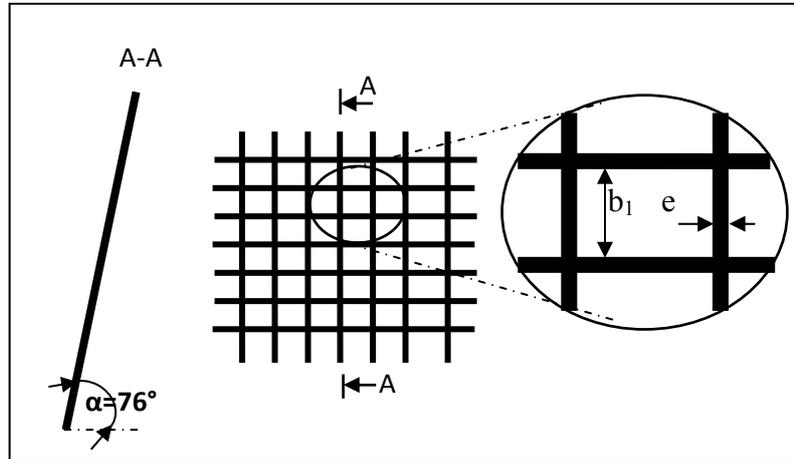


Figure III. 6: Schéma explicative de la grille

Tableau III. 7 : Coefficient β qui prend en considération la forme des barres

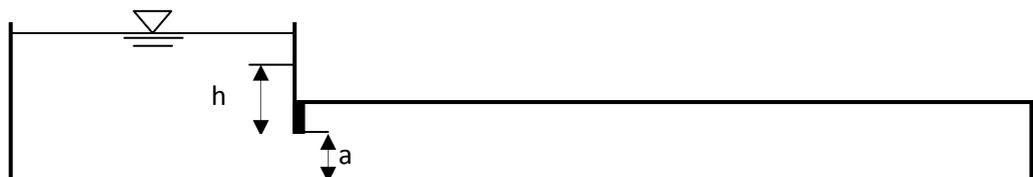
Caractéristiques de quelques sections de barres		β
1	Rectangulaires avec des bords vifs	4.42
2	Rectangulaires avec extrémités en amont arrondies	1.83
3	Rectangulaires avec les deux extrémités arrondies	1.67
4	Configuration hydrodynamique	0.76
5	Circulaires	1.79

$K_g=0.02$

b) Perte de charge a l'entrée.

En prendre $\xi_e = 0.5$

Pert de charge dans la vanne [3]



CHAPITRE III : DERIVATION PROVISOIRE

Tableau III. 8 : coefficient de perte de charge pour la vanne

h/a	1/8	2/8	3/8	4/8	5/8	6/8	7/8
ξ	0.07	0.26	0.81	2.06	5.52	17	97.8

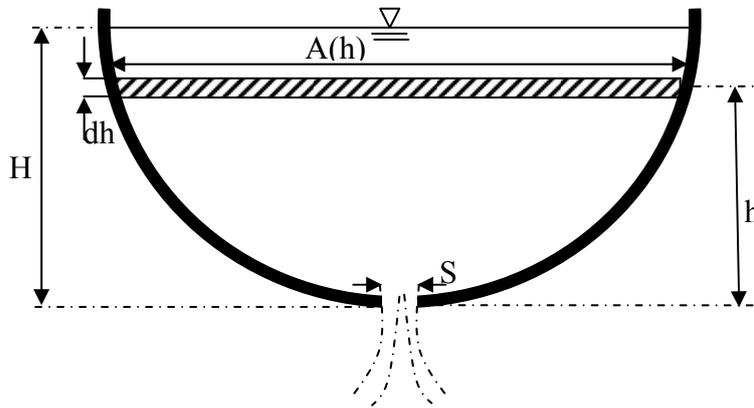
En prendre $K_v=0.26$

c) Perte de charge linéaires :

$$\Delta h_1 \approx 0.1H$$

Après simplification de la fonction (III-9) en trouve

$$Q = \frac{0,9}{(1 + \sum \xi)^{1/2}} \cdot S \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H} = \mu S \sqrt{2gH}$$



D'une autre façon

$$Q = V \cdot A(h); V = \frac{dh}{dt}$$

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

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

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

Calcul de l'intégrale

1er méthode

Intégration numérique par la méthode de Simpson (1/3) [5]

En général

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

f_i : sont les coordonnées de la fonction

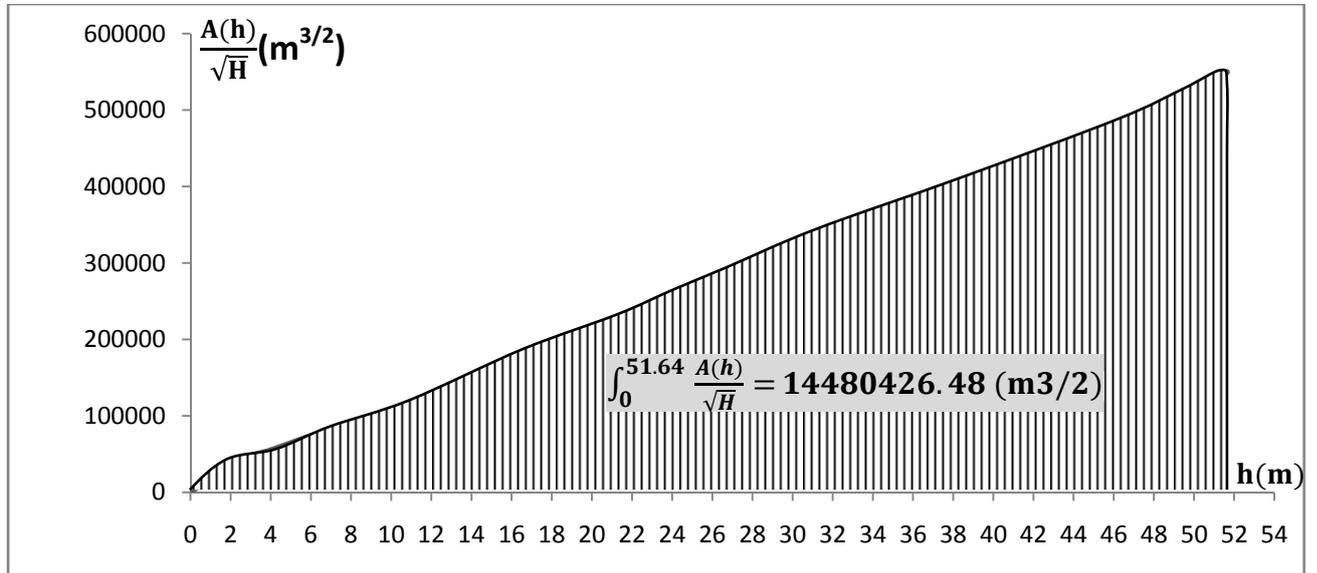
n: nombre paire ($n \in \mathbb{N}$) Les nombres naturel

CHAPITRE III : DERIVATION PROVISOIRE

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

$[a ; b]$: intervalle de l'intégration numérique ($[a ; b] = [h_0 ; h_t] = [0 ; 51.64] \text{ m}$)

Figure III. 7 : la fonction $\frac{A(h)}{\sqrt{H}}=f(h)$



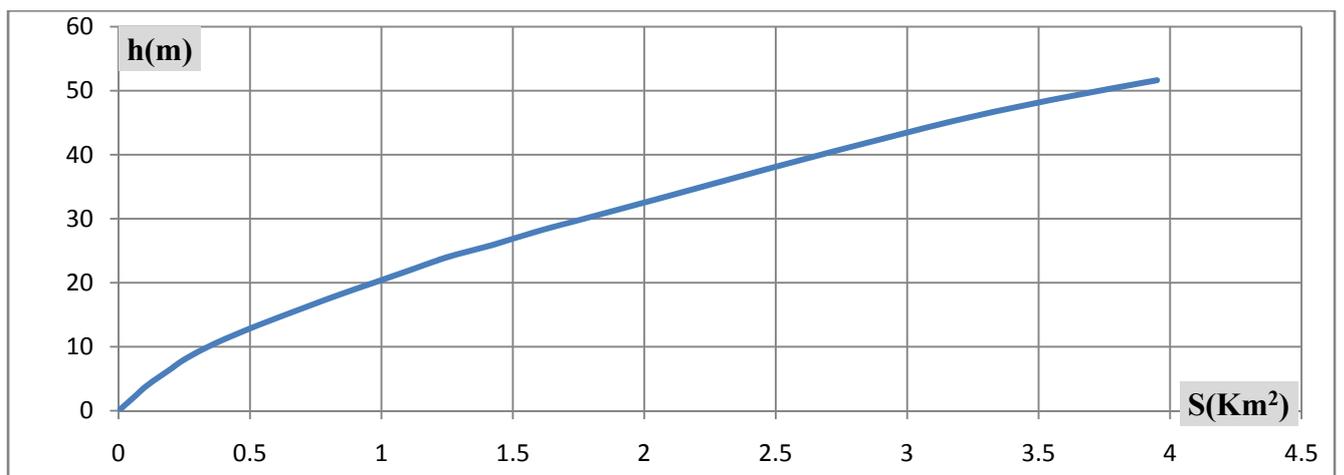
2^{ème} méthode

En vue que la courbe assimilée par un rectangle donc.

$$S = \frac{\text{la base} \times \text{la hauteur}}{2} = \frac{51.64 \times 549672.4607}{2} = 14192542.94 \text{ m}^3/2$$

Tout le calcul est effectué à l'aide du tableau III-9; en plus, il est nécessaire d'avoir la Courbe caractéristique de la cuvette (courbe sur faces hauteur).

Figure III. 8 : courbe surfaces hauteur



CHAPITRE III : DERIVATION PROVISOIRE

Tableau III. 9 : Calcul d'Intégration numérique par la méthode de Simpson

cot	H(m)	S(Km2)	$\frac{A(h)}{\sqrt{H}}$
251.64	51.64	3.95	549672.4607
250	50	3.73	527501.6588
248	48	3.48	502294.7342
246	46	3.25	479186.3575
244	44	3.05	459804.8005
242	42	2.86	441307.5809
240	40	2.67	422164.0676
238	38	2.49	403931.3386
236	36	2.31	385000
234	34	2.13	365291.9864
232	32	1.95	344714.5558
230	30	1.77	323156.3089
228	28	1.59	300481.756
226	26	1.43	280446.0732
224	24	1.25	255155.1815
222	22	1.11	236652.7952
220	20	0.97	216898.5938
218	18	0.83	195632.8761
216	16	0.7	175000
214	14	0.57	152338.9079
212	12	0.45	129903.8106
210	10	0.34	107517.4404
208	8	0.25	88388.34765
206	6	0.18	73484.69228
204	4	0.11	55000
202	2	0.055	38890.87297
200	0	0	0
$\int_0^{51.64} \frac{A(h)}{\sqrt{H}} =$			14480426.48 (m^{3/2})

Tableau III. 10 : calcul de temps de vidange pour différent section choisies

Section de la vanne (m ²)	Dimensions des vannes (m x m)	temps de vidange par un seul pertuis (jours)	temps de vidange par deux pertuis (jours)
2	1.25 x 1.6	28.069	14.03
4	1.70 x 2.36	14.035	7.02
6	2.36 x 2.50	9.356	4.68
8	2.50 x 3.20	7.017	3.51

CHAPITRE III : DERIVATION PROVISOIRE

En prendre la section de 2m²

La durée totale de l'opération de vidange est d'environ 14 jours.

Calcul de la vitesse moyenne d'abaissement de niveau d'eau dans le barrage

$$V_{\text{moy}} = \frac{\sum A_i \cdot V_i}{\sum A_i} \dots\dots\dots (III-17)$$

A_i : sont les surfasse submergée (Km²)

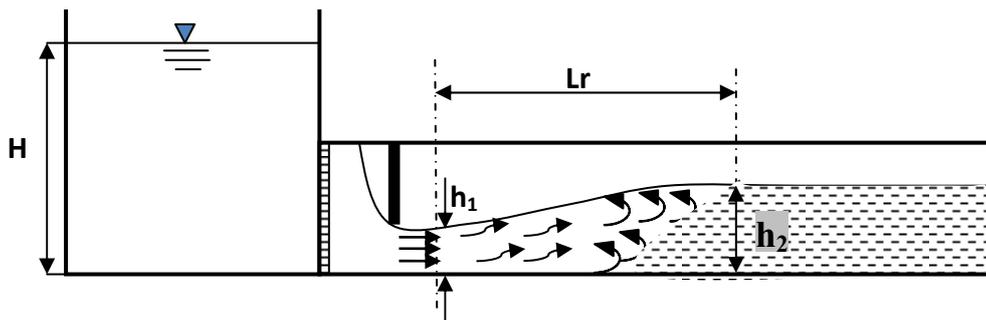
V_i : sont les vitesses a travers chaque section (m/s)

V_{moy} = 3.04 m/jours

III.9.2. Maitrise de l'écoulement sous la vanne :

La maitrise de l'écoulement sous la vanne consiste a détermine les hauteurs conjugués

(h₁) et (h₂) et la longueur de ressaut hydraulique



III.9.2.1 La vitesse a la sortie de la vanne

$$V = \frac{Q}{b \cdot h_{co}} \dots\dots\dots (III-18)$$

b : la largeur de pertuis ou de la vanne (1m)

V : la vitesse a la sortie de la vanne

Q : débit de la vanne ($Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gH}$)

h_{co} : c'est la profondeur comprimé ou la premier hauteur conjugué (h₁)

La profondeur comprimée (h_c) peut être déterminée par la méthode itérative de la manière suivante : [2]

$$h_{co} \approx \frac{q}{\varphi(2g(P + H_0 - h_{co}))^{1/2}} \dots\dots\dots (III-19)$$

q : débit spécifique

φ = 0.85 à 0.95, coefficient de vitesse

P : hauteur de pelle (p=0)

H₀ : charge hydraulique à la sortie de la vanne en tenant compte la charge de la vitesse

CHAPITRE III : DERIVATION PROVISOIRE

$$(\alpha V^2 / 2g) H_0 = h + \alpha V^2 / 2g$$

V : vitesse du flux dans la vanne

h : ouverture de la vanne

g : accélération de la gravité

- **La deuxième hauteur conjuguée :**

$$h_2 = \frac{h_1}{2} \cdot (\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1) \dots \dots \dots (II-20)$$

- **Nombre de Froude :**

$$F = \frac{V}{\sqrt{gh_{co}}} \dots \dots \dots (III-21)$$

- **La longueur de ressaut :**

$$L_r \approx 6 \cdot (h_2 - h_1) \dots \dots \dots (III-22)$$

- **L'énergie dissipée :**

$$\Delta H \approx \frac{(h'' - h')^3}{4h''h'} \dots \dots \dots (III-23)$$

Tableau III. 11 : les calculs hydraulique au niveau de la vanne

ouverture de la vanne	débit	vitesse	h contracté (=h')	N Froude Fr	h''	longueur de ressaut	énergie dissipée
m	m ³ /s	m/s	m	-	m	m	m
0.5	13.41	10.73	0.78	3.878	3.91	24.22	2.5
1	26.82	10.73	1.64	2.674	5.44	29.74	1.53
1.5	40.23	10.73	2.56	2.141	6.57	31.60	0.96
1.6	42.91	10.73	2.81	2.043	6.83	31.71	0.85

Remarque : en fait le blindage au niveau de chambre des vannes de telle façon l'écoulement après ces vannes ne doit pas en charge ($h_{vidange} > h''$)

III.10. Dimensionnement hydraulique de la partie aval de galerie (après l'apparition de ressaut hydraulique)

$$Q = \frac{1}{n} \cdot R^{1/6} \cdot h_n \cdot b \cdot \sqrt{R \cdot i} = 42.91 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (vanne totalement ouvert d'un seul pertuis)}$$

n : rugosité intérieur de la galerie de vidange (0.015 celle de béton armé).

R : rayon hydraulique.

h_n : hauteur normal dan la galerie de vidange.

b=6m la largeur de demi galerie.

i=0.0024 pente de galerie.

CHAPITRE III : DERIVATION PROVISOIRE

Tableau III. 12 : Calcul de la profondeur normale

b	h_n	S	P	R	Q
m	m	m²	m	m	m³/s
6	0.125	0.75	6.25	0.12	0.61
6	0.25	1.5	6.5	0.23	3.26
6	0.375	2.25	6.75	0.33	8.49
6	0.5	3	7	0.43	16.49
6	0.625	3.75	7.25	0.52	27.34
6	0.75	4.5	7.5	0.60	40.98
6	0.766	4.596	7.532	0.61	42.92

III.10.1. Calcul de la vitesse a la sortie de la galerie :

$$V = \frac{Q}{s} = \frac{42.91}{6 \cdot 0.766} = 9.33 \text{ m/s}$$

- **Le nombre de FROUD :**

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gh}} = 3.4$$

III.11. Dissipateur d'énergie :

L'énergie cinétique de l'eau s'écoulant dans la galerie va se dissiper dans un bassin d'amortissement.

Cet ouvrage en béton armé permet de stabiliser le régime d'écoulement en fluviale et éloigner le ressaut hydraulique en aval.

Les tests réalisés par (USBR) montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude et on a :

$1,0 \leq Fr \leq 1,7$ Ressaut ondulé.

$1,7 < Fr \leq 2,5$ Ressaut faible de petites apparitions en surface.

$2,5 < Fr \leq 4,5$ Ressaut oscillant. ⇒ Bassin de type I

$4,5 < Fr \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire).

$Fr > 9$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Froude est entre **2.5 et 4.5**, cela veut dire que le ressaut va se produire nettement. La mise en place des blocs, de déflecteur permettent de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval. Donc nous utilisons le bassin de type I.

Le nombre de Froude indique nettement qu'il y'a formation de ressaut donc il faut déterminer les profondeurs conjuguées et la longueur du bassin pour s'en servir au dimensionnement des blocs de chute

Remarque :

Dans cette partie on calcule la dissipation d'énergie pour un seul pertuis puis on généralise les calculs pour les deux pertuis

III.11.1. Conception d'un dissipateur de Type I ($2.5 < Fr_1 < 4.5$):

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} \cdot (\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1)$$

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 4.33 \quad \text{Et } Y_1 = 0,766\text{m (tirant d'eau à la sortie de galerie)}$$

Donc :

$$Y_2 = 3.31\text{m}$$

III.11.1.1. Longueur du dissipateur d'énergie [2]:

$$\frac{L_{diss}}{Y_2} = (1.5 + 1.768Fr - 0.174Fr^2) \dots\dots\dots (III-24)$$

$$\frac{L_{diss}}{Y_2} = 5.5 \Rightarrow L_{bas} = 18.24\text{m}$$

On prend

$$L_{diss} = 18.5 \text{ m}$$

III.11.1.2. Largeur de bassin :

La largeur de dissipateur de l'énergie est égale à largeur de la galerie (6m)

III.11.1.3. Dimensionnement des blocs de chute :

- La hauteur des blocs de chutes : $h = 2Y_1 = 1.53 \text{ m.}$
- La largeur des blocs de chutes : $W \approx Y_1 = 0,766 \text{ m.}$
- Espacement entre deux blocs de chutes : $e_1 = 2.5Y_1 = 1.92 \text{ m.}$
- La hauteur de seuil terminal $h_s = 1.25Y_1 = 0.96 \text{ m.}$

III.11.1.4. Calcule le nombre des blocs de chute :

$$b = Y_1 \cdot n + 2.5Y_1 \cdot (n-1) \Rightarrow$$

$$n = \frac{b + 2.5Y_1}{3.5Y_1} \dots\dots\dots (III-25)$$

n=2.95 en prendre n=2 blocs

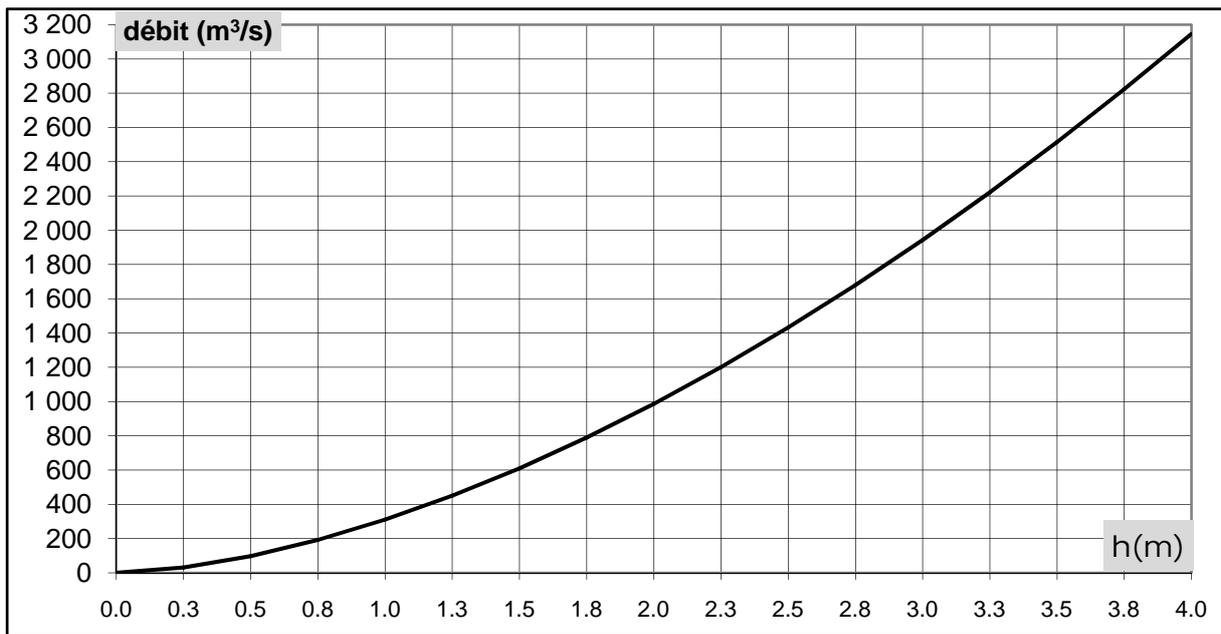
III.11.1.5. Calcul de l'espace fractionnel entre blocs de chute et les parois de dissipateur :

$$X = \frac{b - (3.5Y_1 \cdot n + 2.5Y_1)}{2} \dots\dots\dots (III-26)$$

X=1.27m

Dimensionnement du seuil terminal :

Figure III.9 : Courbe de tarage



III.11.1.6. Influence de l'aval :

Pour un débit de 42.91m³/s en lire la valeur de h_{aval}

$h_{\text{aval}} \approx 0.4\text{m} \Rightarrow$ il n y a pas de influence de l'aval car $Y_2 > Y_{\text{aval}}$ (ressaut dénoyé)

La cote de fond du bassin de dissipation se présente comme suit

Niveau de fond = Niveau de l'eau en aval – Y₂'

Niveau de l'eau en aval=190.32+0.4=190.72m

$Y_2' = \sigma Y_2$ $\sigma = 1.05$ à 1.1 en prendre $\sigma = 1.1$

$Y_2' = 3.64\text{m}$

Cote de fond de dissipateur d'énergie = 190.72 – 3.64 = 187.08 m NGA.

III.11.1.7. La hauteur des murs de dissipateur d'énergie :

$h_{\text{diss}} = Y_2' + R_v$

R_v : revanche (0.5m)

$h_{\text{diss}} = 4.14\text{m}$ en prendre $h_{\text{diss}} = 4.2\text{m}$

III.12. Les écrans anti renard :

En appliquent la règle de LANE

$$L_v + \frac{1}{3} l_H \geq C \cdot H \dots\dots\dots \text{(III-27)}$$

L_v : longueur des cheminements verticaux(m).

l_H : longueur des cheminements horizontaux (295.42m).

H : hauteur d'eau au niveau normal de la retenue (51.64m)

C : coefficient qui dépend de la nature de terrain.

Tableau III. 13 : coefficient c pour différente type de terrain.

Nature du terrain	C
Sables fins et limons	8.5
Sables fins	7
Sables moyens	6
Gros sables	5
Petits graviers	4
Gros graviers	3
Mélange de graviers et de gros galets	2.5
Argile plastique	3
Argile consistante	2
Argile dure	1.8

Le matériau de construction de barrage est assimilé par un mélange de graviers et gros galets

Donc $C=2.5$

$L_v=30.62m$

$$H = \frac{L_v}{2} = \sum h_i = 15.31m$$

Si on admet que $h=1m$

Donc le nombre de plaques est

$$N = \frac{H}{h} = 15.31$$

En prendre un nombre naturel anti-renard

$N=16$ plaque

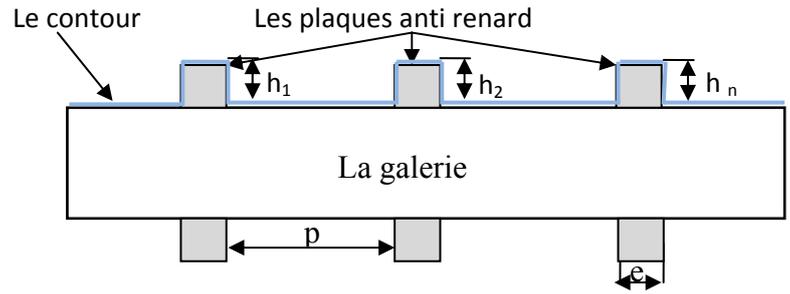


figure III.10 : schéma explicatif des plaques

III.12.1. L'espacement entre les plaques :

$$p \leq \frac{L}{N} \dots \dots \dots (III-28)$$

p : espacement entre les plaques.

L : longueur d'emprise de barrage (295.42m)

N : nombre des plaques (16plaques)

$p=18m$ en prendre une valeur inferieure $p=15m$

III.12.2. L'épaisseur des plaques :

En prendre une épaisseur constructive $e=20cm$

Vérification :

$$L_v + \frac{1}{3}l_H = 16 \times 2 + \frac{1}{3}(295.42 + 0.2 * 16) = 131.4 > C \cdot H(129.1m)$$

III.13. Canal de restitution (risberme).

Le canal de restitution (risberme) est la partie revêtue ou protégée du canal de sortie après Le bassin d'amortissement qui est prévue pour la dissipation finale de l'énergie cinétique non considérée dans le bassin.

La vitesse de l'eau dans la risberme ne doit pas dépasser les 3m/s en dépendance du type de sol.

Le canal de restitution est de section trapézoïdale avec un fruit de talus $m=1.5$ et une pente $i = 0,0055$

Généralement la vitesse dans la risberme est supérieure à la vitesse admissible, du fait quelle sol n'est pas protégé contre l'érosion, c'est pourquoi il y'a une création d'un cône d'érosion.

Pour éviter ceci, on détermine la profondeur d'érosion (h_r) qui est assumé depuis le niveau

CHAPITRE III : DERIVATION PROVISOIRE

de l'eau dans la risberme. On pense que la hauteur ou le niveau d'eau dans la risberme doit être totalement revêtu soit avec du béton soit avec de la roche avec des diamètres Spécifiés (D).

III.13.1. Dimensionnement hydraulique de la risberme :

Pour $m=1.5$ et une largeur de fond $b=12m$ et une rugosité $n=0.022$ en trouve les résultats suivantes

Tableau III. 14 : calcul de la profondeur normale dans la risberme.

h	S	P	R	v	Q
m	m ²	m	m	m/s	m ³ /s
0,125	1,52	12,45	0,12	2,53	3,85
0,25	3,09	12,90	0,24	3,96	12,26
0,375	4,71	13,35	0,35	5,13	24,15
0,5	6,38	13,80	0,46	6,13	39,10
0,625	8,09	14,25	0,57	7,03	56,88
0,75	9,84	14,70	0,67	7,86	77,33
0,79778	10,53	14,88	0,71	8,15	85,82

D'après ces résultats en trouve que la vitesse dans la risberme est supérieur a la vitesse admissible ($v_a=3m/s$) donc il faut protéger notre canal par l enrochement

III.13.2. Calcul de l'épaisseur de revêtement : [2]

$$h_r = 1.05 \left(\frac{q}{V} \right)^{0,8333} \dots\dots\dots (III-29)$$

h_r : hauteur de revêtement

q : débit spécifique à l'entrée de la risberme ($7.15m^3/s/m$)

V : vitesse dans la risberme ($8.15m/s$)

$h_r=0.94m$ en prendre

$h_r=1m$

III.13.3. Calcul de diamètre des roches de revêtement : [2]

$$D = \left(\frac{V}{0.86 \sqrt{2g \frac{\gamma_p - \gamma_e}{\gamma_e}}} \right)^2 \dots\dots\dots (III-30)$$

V : vitesse dans la risberme ($8.15m/s$)

D = diamètre de la roche

CHAPITRE III : DERIVATION PROVISOIRE

γ_p = poids spécifique de la pierre à placer (2.23 t/m³)

γ_e = poids spécifique de l'eau (1t/m³)

D=0.15m (15cm)

III.13.4. La longueur de la risberme : [2]

La longueur de la risberme peut être déterminée par la formule suivante:

$$L_r = L_t - L_{diss} \dots \dots \dots (III-31)$$

L_r : longueur de la risberme

L_t : Longueur totale du revêtement (bassin d'amortissement en béton + risberme)

L_{diss} : Longueur du dissipateur d'énergie

La longueur totale de revêtement (L_t) peut être déterminée par:

$$L_t = 6(Y_2 - Y_1) + 8 h_c \dots \dots \dots (III-32)$$

Avec:

Y_1 : profondeur contractée ou la première hauteur conjuguée

Y_2 : seconde hauteur conjuguée

h_c : hauteur critique dans la risberme

III.13.5. La hauteur critique :

$$h_c = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015\sigma_{cr}^2\right) \cdot K \dots \dots \dots (III-33)$$

Avec:

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} = 1.733m \quad \text{Et} \quad \sigma = \frac{K \cdot m}{b} = 0.216$$

$h_c = 1.61m$

$L_t = 28.144m$

$l_r = 9.64m$

III.13.6. La hauteur de risberme:

$H_{ris} : h + R_v \quad H_{ris} = 0.8 + 0.2 = 1m$

chapitre . IV

La prise d'eau

Introduction :

Comme élément intégrant dans l'aménagement hydraulique, les prises d'eau occupent une place de grande importance, il dépend de sa correcte conception et d'exploitation, à savoir, l'utilisation de l'eau retenue avec la garantie et les paramètres d'exploitation nécessaires (la demande en aval).

La prise d'eau est localisée à l'amont du batardeau (cote 200 m). La section d'entrée est rectangulaire (deux pertuis $2 \times (1.25 \times 1.6 \text{ m}^2)$)

IV.1. Description générale :

IV.1.1. chambre des vannes.

La chambre des vannes peut être rapprochée un peu au pied du talus amont du batardeau, pour faciliter le passage des équipements pendant l'exploitation. L'utilisation de deux vannes est pratique commun, une pour régler les débits pendant l'exploitation et l'autre servira pour l'échange ou la réparation de la première vanne.

Les deux variantes qui se présentent sont:

- écoulement latéral (distribution vers l'AEP et l'irrigation)
- écoulement direct vers l'oued (les vannes de vidange).

Les vannes à écoulement latéral seront du type papillon, on recommande dans cet ordre que la première (vanne batardeau) soit toujours ouverte et la deuxième (de service) soit placée à la fin de la conduite.

Mais l'écoulement direct vers l'oued (vidange de fond) est protégée par deux vannes en série la première est une vanne batardeau et la deuxième de service, actionnées par un servomoteur hydraulique. Chaque vanne peut opérer indépendamment et peut être démontée pour entretien grâce à la présence pont roulant fixe au toit de la prise d'eau.

IV.1.2. Les grille

Chaque bouche de prise est protégée par une grille à barres parallèles avec ouvertures contre l'entrée des corps flottants et autres objets indésirables qui pourraient endommager les vannes

IV.1.3. Les Conduites :

L'eau est acheminée vers deux conduites d'amenée l'une pour l'AEP et l'autre pour l'AEI, ces deux conduites qui débutent dans la chambre amont des vannes de réglage (vannes papillon). Les conduites sont installées dans la galerie d'accès au pris d'eau, au pied aval du

CHAPITRE IV : LA PRISE D'EAU

Chaque conduite d'amenée, a une longueur de 430 m. Les conduites sont appuyées sur des berceaux tous les huit mètres et disposeront de trous d'homme tous les cinquante mètres.

IV.2. Dimensionnement hydraulique :

IV.2.1. Estimation de débit maximum pour l'AEP et l'AEI :

Tableau IV. 1 : estimation de la demande AEP en et en irrigation.

Mois	AEP	AEI
	débit m ³ /s	débit m ³ /s
Septembre	0,772	1,590
Octobre	0,656	0,424
Novembre	0,656	0,000
Décembre	0,656	0,000
Janvier	0,617	0,000
Février	0,617	0,000
Mars	0,617	0,529
Avril	0,656	1,061
Mai	0,656	1,590
Juin	0,733	1,802
Juillet	0,772	1,802
Août	0,772	1,802

Figure IV. 1 : demande en AEP

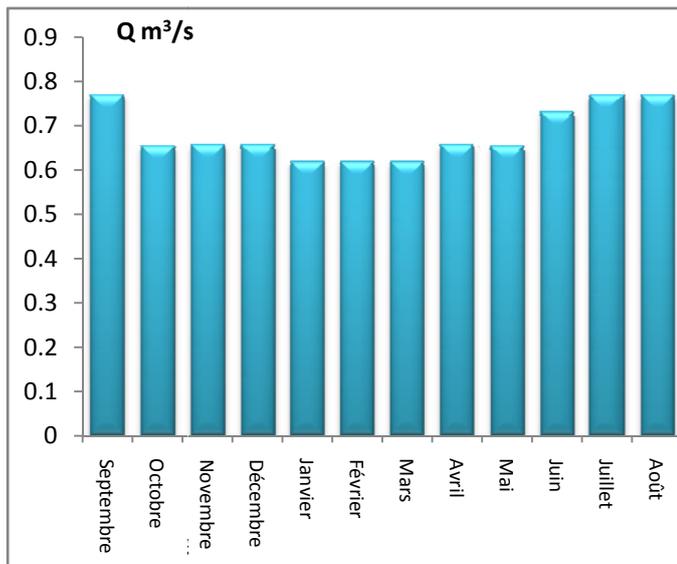
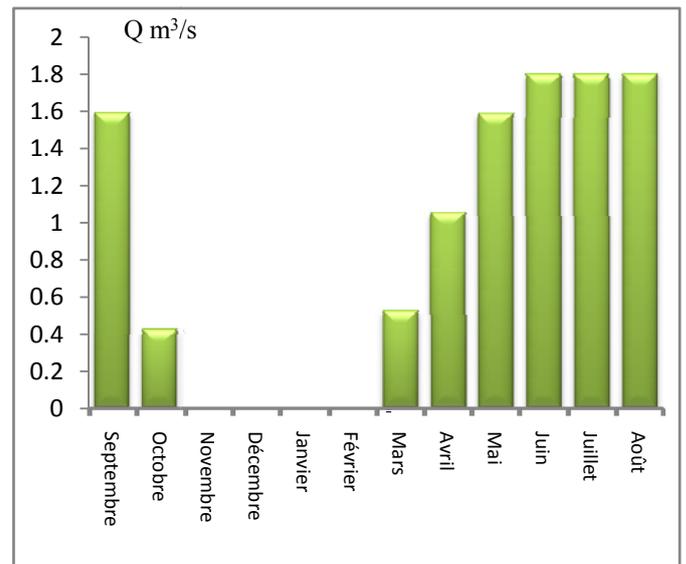


Figure IV. 2 : demande en irrigation



$$Q_{\max} \text{ AEP} = 0.772 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\max} \text{ AEI} = 1.802 \text{ m}^3/\text{s}$$

IV.2.2. Étude des pertes:

Dans les écoulements en charge, on dimensionne les conduits pour que la charge hydraulique supporter toutes les pertes de charges et évacuer les débits nécessaires. C'est pourquoi, il est nécessaire d'effectuer une étude de ces pertes :

$$H_t = \frac{V^2}{2g} + \sum \Delta h \dots\dots\dots (IV-1)$$

Et selon les formules ($Q = \mu \cdot S \sqrt{2gH}$III-14) et ($\mu = \frac{1}{(1+\sum \xi)^{1/2}}$ III-15)

En calcule le diamètre(D)

Où

$V^2/2g$: Charge produite pour la vitesse à la sortie (m)

H_t = Charge totale cette charge est mesurée depuis la surface de l'eau dans le barrage

Jusqu'au :

- Centre de la tuyauterie à la sortie en cas de décharge libre.
- Niveau d'eau à la décharge pour une décharge submergée.

$H_t = \text{cote NNR} - \text{cote avale de la conduite} (251.64 - 200 = 51.64\text{m})$

V : Vitesse de l'eau à la sortie $V = Q/S$

Q : Débit du projet (m^3/s)

S : Surface de la section $S = \pi D^2 / 4$

D = Diamètre de la conduite

$\sum \Delta h$: Somme des pertes de charge dans le système (m).

$$\sum \Delta h = (\xi_g + \xi_e + \xi_l + \xi_d + \xi_r + \xi_v + \xi_{el} + \xi_s) \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (IV-2)$$

Ou:

ξ_g : coefficient de Pertes de charge dans les grilles.

ξ_e : coefficient Pertes de charge à l'entrée.

ξ_l : coefficient Pertes de charge linéaire.

ξ_{cd} : coefficient Pertes de charge dans les coudes.

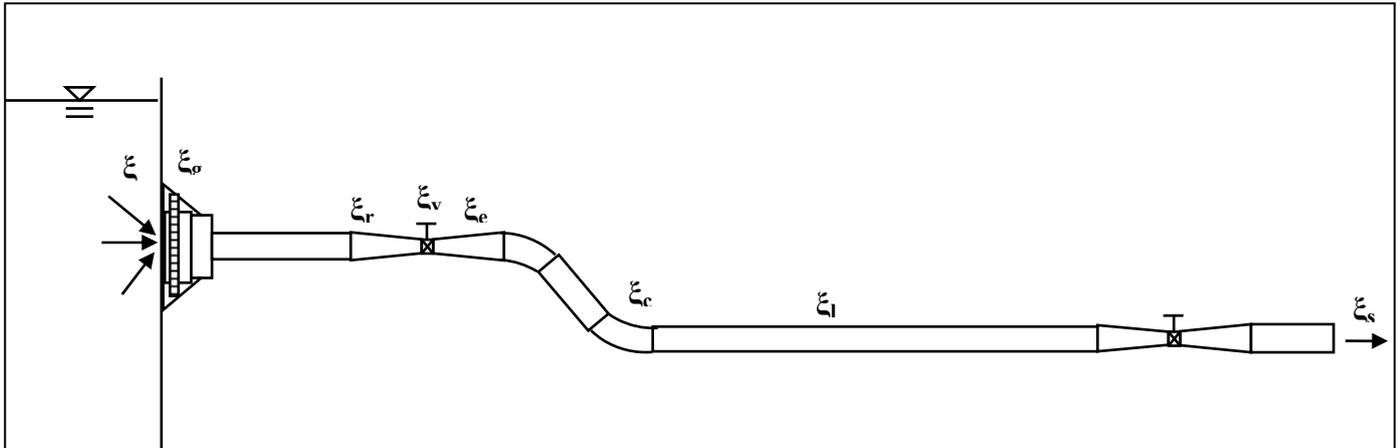
ξ_r : coefficient Pertes de charge par rétrécissement.

ξ_v : coefficient Pertes de charge dans les vannes.

ξ_{el} : coefficient Pertes de charge par élargissement.

ξ_s : coefficient Pertes de charge à la sortie.

Figure VI. 3 : Schéma explicative de la conduite de prise



IV.2.3. Analyse des pertes de charges.

a) Pertes de charges dans les grilles (h_g)

Pour éviter l'entrée des déchets on met en place une grille. Les pertes de charge dans les grilles dépendent de l'épaisseur, la séparation et la forme des barres, ainsi que de leur situation par rapport à l'horizontale et de la vitesse du flux qui traverse la grille. Elles peuvent être obtenues selon l'expression suivante:

$$h_g = \xi_g \frac{V_g^2}{2g} \dots\dots\dots (VI-3)$$

$$\xi_g = \beta \left(\frac{e}{b}\right)^{3/4} \sin \alpha \dots\dots\dots (VI-4)$$

$$V_g = \frac{V_r}{\left(1+\frac{e}{b}\right)} \dots\dots\dots (VI-5)$$

(Dans cette formule on considère que le numéro des barres est égal à l'espace entre les barres ($n = n - 1$))

K_g : Coefficient des pertes de charge dans la grille

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

g : Accélération de la pesanteur (m/s^2)

β : Coefficient qui prend en considération la forme des barres

α : Angle que forme la grille avec l'horizontale

e : Épaisseur des barres (0.05m)

b : Distance entre les barres.

$$b_1 < \frac{1}{4} l_g \quad \left(\frac{1.5}{4} = 0.4m\right)$$

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

CHAPITRE IV : LA PRISE D'EAU

$A_g : Q/V_g$ où

A_g : Surface brute de la grille ($l_g \times b_g = 1.5 \times 1.5 \text{ m}^2$)

Tableau IV. 2: Coefficient β qui prend en considération la forme des barres

Caractéristiques de quelques sections de barres		β
1	Rectangulaires avec des bords vifs	4.42
2	Rectangulaires avec extrémités en amont arrondies	1.83
3	Rectangulaires avec les deux extrémités arrondies	1.67
4	Configuration hydrodynamique	0.76
5	Circulaires	1.79

$$\xi_g = 0.111$$

b) Pertes de charge à l'entrée : [2]

Les pertes de charges à l'entrée de la conduite sont comparables aux pertes de charges qui se produisent dans une conduite courte ou dans un orifice. Pour son calcul on emploie l'expression suivante:

$$h_e = \xi_e \cdot \frac{V_e^2}{2g}$$

$$V_e = Q / S_e$$

Où:

S_e : Surface à l'entrée (m^2).

ξ_e : Coefficient des pertes de charge, obtenu du tableau suivant

Tableau IV. 3 : Coefficient de perte de charge a l'entrée.

Type d'entrée		ξ_e		
		Max	Moy	Min
1	Avec des bords rectangulaires	0.7	0.5	0.4
2	Avec des bords légèrement arrondis	0.6	0.4	0.18
3	Avec des bords complètement arrondis	0.27	0.1	0.08
4	Avec forme de cône rectangulaire	0.2	0.16	0.07
5	Avec forme de cône circulaire	0.1	0.05	0.04
6	Avec des bords qui ressorts vers l'intérieur	0.93	0.8	0.56

$$\xi_e = 0.16$$

c) Pertes de charge linéaire :[6]

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

$$h_l = \frac{\lambda \cdot L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (IV-6)$$

Où :

L : Longueur de la conduite (m).

D : Diamètre de la conduite (m).

g : Accélération de la pesanteur (m²/s)

V : Vitesse de l'eau dans la section

λ : Coefficient de perte de charge linéaire qui dépend de la rugosité de la conduite et le régime d'écoulement

$$\lambda = f\left(\text{Re}, \frac{\varepsilon}{D}\right) \dots\dots\dots (IV-7)$$

Re : nombre de Reynolds.

D : diamètre de la conduite.

ε : rugosité moyenne de la conduite.

$$\text{Re} = \frac{V \cdot D}{\nu} \dots\dots\dots (IV-8)$$

V : vitesse moyenne de l'écoulement.

D : diamètre de la conduite.

ν : viscosité cinématique de l'eau.

Tableau IV. 4 : viscosité cinématique de l'eau. [7]

Température (°c)	ν (m ² s ⁻¹)
5°	1,514x10 ⁻⁶
10°	1,304 x10 ⁻⁶
15°	1,138 x10 ⁻⁶
20°	1,004 x10 ⁻⁶
50°	0,544 x10 ⁻⁶

CHAPITRE IV : LA PRISE D'EAU

Calcul de Coefficient de Pertes de charge dans les tronçons droit :

$R_e=979521$ pour $v=1\text{m/s}$ et $d=1\text{m}$ (régime turbulent $R_e>10^5$)

Calcul de coefficient λ par la relation de COLBROOK : [6]

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2\log\left(\frac{\varepsilon}{3.72D} + \frac{2.51}{Re\sqrt{\lambda}}\right) \dots\dots\dots (IV-9)$$

ε : Rugosité du conduit(0.013)

R_e : nombre de Reynolds

Après les itérations en trouve :

$$\xi_l = \frac{\lambda l}{D}$$

l : longueur total de la conduit (500m)

D : diamètre de la conduite (1000mm)

λ : Coefficient de la rugosité

d) Pertes de charge dans les coudes : [2]

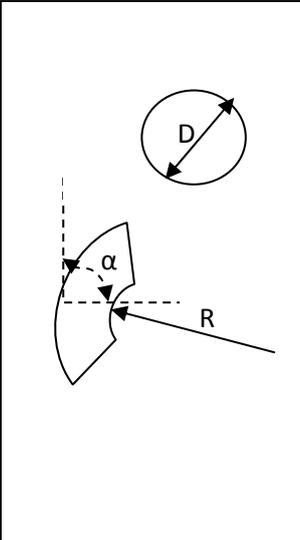
Les pertes de charge dans les courbures dépendent de la forme de la conduite. Elles sont en fonction du diamètre de la conduite, du rayon de courbure et déterminés par l'expression suivante:

$$h_{cd} = \xi_{cd} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

Où :

ξ_{cd} : Coefficient de pertes de charge dans le coude

Tableau IV. 5 : Coefficient de pertes de charge dans le coude : [7]

	α	$\frac{R}{D}$	ξ_{cd}
	30°	1	0,1
30°	3	0,011	
45°	1	0,17	
45°	3	0,03	
60°	1	0,23	
60°	3	0,05	
90°	1	0,4	
90°	3	0,1	

Il ya deux couds 45° et deux couds de 90°

$$\xi_{cd45^\circ} = 0.03$$

$$\xi_{cd90^\circ} = 0.1$$

e) Pertes de charge par rétrécissement (hr) : [2]

Les pertes de charge par rétrécissement sont considérées par rapport à la variation de la charge produite pour la vitesse, en fonction de la variation de la surface et de la longueur de la transition. Elles sont déterminées selon l'expression suivante:

$$hr = \xi_r \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) \dots\dots\dots (IV-10)$$

V₁ et V₂ : Vitesse du flux au début et à la fin de la contraction exprimée en (m/s).

ξ_r : Coefficient de pertes de charge égales à 0.1 pour les contractions douces et égales à 0.5 Pour les contractions brusques.

En prendre ξ_r = 0.1

Remarque : en prendre cette valeur aussi pou l'élargissement

f) Pertes de charge dans les vannes (hv) : [2]

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:

$$hv = \xi_v \cdot \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (IV-11)$$

ξ_v : Coefficient de pertes de charge dans la vanne voir le tableau

V : Vitesse de l'eau dans la section, V = Q / S

S : Superficie de la section, S= π d²/4

Tableau IV. 6 : Coefficient de pertes de charge dans la vanne (ξ_v) .[2]

Type de vannes		ξ _v
1	Vanne sans contraction latérale ni de fond	0.5 à 1.2
2	Vanne où les guides sont les responsables des pertes	0.10
3	Vanne totalement ouverte	0.19
4	Clapet de vanne ouverte 75%	1.15
5	Clapet de vanne ouverte 50%	5.60
6	Clapet de vanne ouverte 25%	24.0
7	vanne papillon complètement ouvert	0.15
8	Clapet conique de jet creux	1.40

$$\xi_v = 0.15$$

g) Pertes de charge à la sortie (hs) : [2]

Les pertes de charge à la sortie sont calculées comme suit :

$$hs = \xi_s \cdot \frac{v^2}{2g}$$

ξ_s : Coefficient de pertes de charges égal à 1.

IV.3. Calcule de diamètre :

IV.3.1. Méthode de calcul :

Dans la pratique le diamètre optimal auquel on arrive à adopter une vitesse moyenne est donné par la formule ci-dessous :

✓ **Formule de BONIN :**

$$D \approx \sqrt{Q} \dots \dots \dots (IV-12)$$

D : est le diamètre de la conduite en m

Q : est le débit véhiculé en m³/s.

Pour AEP D ≈ 1m

Pour AEP D ≈ 1.5m

IV.3.2. Ajustement du diamètre (D) :

$$Q = \frac{1}{(1 + \sum \xi_i)^{1/2}} \cdot \frac{\pi D^2}{4} \sqrt{2gH_t} \Rightarrow$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot (1 + \sum \xi_i)^{1/2} \cdot Q}{\pi \cdot \sqrt{2gH_t}}} \dots \dots \dots (IV-13)$$

CHAPITRE IV : LA PRISE D'EAU

Tableau IV. 7 : Ajustement de diamètre de la conduite d'AEP

1 ^{er} itération $\mu = 1$							
D (m)	S (m ²)	V (m/s)	Re	λ	$\sqrt{\lambda}$	$1 + \sum \xi$	V_0 (m/s)
1	0,785	1	979521	0,204	0,041	23,91	6,51

	v_{i-1} (m/s)	D(m)	S (m ²)	Re	$\sqrt{\lambda}$	λ	$1 + \sum \xi$	v_i (m/s)
2	6,51	0,39	0,12	2520010,70	0,244	0,060	80,00	3,56
3	3,56	0,53	0,22	1863314,37	0,230	0,053	53,35	4,36
4	4,36	0,48	0,18	2061908,55	0,234	0,055	61,01	4,08
5	4,08	0,49	0,19	1993921,22	0,233	0,054	58,35	4,17
6	4,17	0,49	0,19	2016281,07	0,233	0,054	59,22	4,14
7	4,14	0,49	0,19	2008827,69	0,233	0,054	58,93	4,15
8	4,146	0,487	0,19	2011301,14	0,233	0,054	59,0	4,143

Vérification :

$$Q = V \times S = 4.146 \frac{3.14 \times 0.487^2}{4} = 0.772 \text{ m}^3/\text{s}$$

D'après cette vérification en recherche au diamètre normalisé.

$$\varnothing_n = 500 \text{ mm}$$

En recalculer la vitesse

$$v = \frac{Q}{S}$$

$$v = 3.93 \text{ m/s}$$

CHAPITRE IV : LA PRISE D'EAU

Tableau IV. 8 : Ajustement de diamètre de la conduite de l'irrigation.

1 ^{er} itération							
D (m)	S(m ²)	V(m/s)	Re	$\sqrt{\lambda}$	λ	$1 + \sum \xi$	V ₀ (m/s)
1,5	1,766	1,02	1525110	0,190	0,036	15,22	8,16

	v _{i-1} (m/s)	D(m)	S(m ²)	Re	$\sqrt{\lambda}$	λ	$1 + \sum \xi$	v _i (m/s)
2	8,16	0,53	0,22	4311832,53	0,229	0,053	52,71	4,38
3	4,38	0,72	0,41	3160702,76	0,216	0,047	35,38	5,35
4	5,35	0,66	0,34	3491785,31	0,220	0,048	40,12	5,03
5	5,03	0,68	0,36	3383779,83	0,219	0,048	38,55	5,13
6	5,13	0,67	0,35	3417673,66	0,219	0,048	39,04	5,09
7	5,09	0,67	0,35	3406904,53	0,219	0,048	38,89	5,10
8	5,10	0,67	0,35	3410312,85	0,219	0,048	38,94	5,10
9	5,10	0,671	0,35	3409232,81	0,219	0,048	38,92	5,10

Vérification :

$$Q = V \times S = 5.10 \frac{3.14 \times 0.671^2}{4} = 1.802 \text{m}^3/\text{s}$$

D'après cette vérification en cherche au diamètre normalisé.

$$\varnothing_n = 700 \text{mm}$$

En recalculer la vitesse

$$v = \frac{Q}{S}$$

$$v = 4.68 \text{m/s}$$

chapitre . V

Le batardeau

Introduction :

Le batardeau est prévu comme un petit barrage son rôle est de orienté les eaux des crues vers la galerie de dérivation provisoire

V.1. Calcul du niveau de la crête du batardeau : [2]

Pour la détermination du niveau de la crête de la digue, on peut utiliser la relation suivante:

$$\text{Cote crête} = h_n + R_v + a \dots\dots\dots (V-1)$$

h_n : hauteur normal dans la galerie de dérivation :

R_v : hauteur de montée de la vague ou revanche.

a : hauteur libres de sécurité (réserve constructive entre 0,40 et 0,60 m).

Calcul de la hauteur de montée de la vague (revanche)

Selon l'étude effectuée, pour cela on utilise plusieurs formules. Les plus employées sont :

a) Formule de STEVENSON GAILLARD :

Pour F (fetch) < 18 km

$$R_v = 0.75h_v + \frac{V_v^2}{2g} \dots\dots\dots (V-2)$$

$$h_v = 0.75 + 0.34F^{1/2} + 0.26F^{1/4} \dots\dots\dots (V-3)$$

$$V_v = 1.5 + 2h_v \dots\dots\dots (V-4)$$

b) Formule de MALLET et de PAQUANT :

$$R_v = h_v + \frac{V_v^2}{2g} \dots\dots\dots (V-5)$$

$$h_v = 0.05 + 0.333F^{1/2} \dots\dots\dots (V-6)$$

$$V_v = 1.5 + 0.66h_v \dots\dots\dots (V-7)$$

c) Formule Simplifiée :

$$R_v = 1 + 0.3F^{1/2} \dots\dots\dots (V-8)$$

Où:

R_v : hauteur de montée de la vague (m).

F : longueur maximale de la surface d'eau du lac en suivant la direction du vent (km). On

L'appelle fetch ($F \approx 300m$).

h_v : hauteur de la vague (m).

V_v : vitesse de propagation de la vague (m / s).

g : accélération de la gravité (9.81 m / s²).

Tableau V. 1 : les valeurs de la revanche selon les différentes méthodes (m)

STEVENSON GAILLARD	MALLET et PAQUANT	Formule Simplifiée	moyenne
1,09	0,93	1,16	1,06

La hauteur de batardeau est :

$$h_{ba}=7.83m$$

La cote de la crête :

$$c_c=207.83mNGA$$

V.2. Détermination de la largeur de la crête :

Pour cela on utilise des formules; les plus appliquées parmi elles sont :

a) Formule de KNAPENT :

$$b_{cr} = 1.65\sqrt{H_b} \dots\dots\dots (V-5)$$

b) Formule de E- F-PREECE :

$$b_{cr} = 1.1\sqrt{H_b} + 1 \dots\dots\dots (V-6)$$

c) Formule Anonyme (simplifiée) :

$$b_{cr} = 3.6\sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots (V-7)$$

d) Formule pratique :

$$b_{cr}=\frac{5}{3}\sqrt{H_b}\dots\dots\dots (V-8)$$

B : la largeur de la crête.

H_b : la hauteur du batardeau.

Pour les digues dont les hauteurs sont inférieures à 10 m, la largeur de la crête ne doit pas être inférieure à 3 m. Pour les digues de hauteur supérieure à 10 m, la largeur de la crête sera égale à 1/ 3 de la hauteur de la digue, mais en général il est recommandable que la largeur soit de 4 à 6 m.

CHAPITRE V : LE BATARDEAU

Tableau V. 2 : valeur de la largeur en crête selon les différentes méthodes (m)

KNAPENT	E- F-PREECE	Anonyme (simplifiée)	Formule pratique	moyenne
4,62	4,08	4,10	4,66	4,36

En prendre une valeur moyenne $b_{cr}=4.36m$

V.3. Pente des talus :

Le choix de la pente des talus amont et aval est en fonction des matériaux de construction utilisés et leur caractéristique ainsi que la hauteur de la digue elles sont corrigées si nécessaire lors de l'étude de stabilité statique de ces talus.

La pente des talus doit assurer la stabilité statique de ces derniers On peut les prendre d'après le tableau ci après

Tableau V. 3 : Pentes des talus en fonction de la hauteur et du type de la digue [8]:

Hauteur de la digue	Type de la digue	FRUIT des talus	
		Amont	Aval
$H \leq 5$	Homogène	2.5	2
	A zone	2	2
$5 < H < 10$	Homogène à granulométrie étendue.	2	2
	Homogène à grande présence d'argile.	2.5	2.5
	A zone	2	2.5
$10 \leq H \leq 20$	Homogène à granulométrie étendue.	2.5	2.5
	Homogène à grande présence d'argile.	3	2.5
	A zone	2	3
$H \geq 20$	Homogène à granulométrie étendue.	3	2.5
	Homogène à fort pourcentage d'argile.	3	2.5
	A zone	3	3

En prendre $m_1=m_2=2$

V.4. Revêtements des talus :

La protection des talus dans les digues en terre est utilisée pour éviter l'érosion par l'action des vagues d'une part et par les pluies d'une autre part. Alors, les facteurs qui influencent sur le choix et sur la conception du type de revêtement sont :

1. Hauteur de la montée subite.
2. Fluctuations du niveau de la digue.
3. Matériaux des digues.
4. Conditions climatiques.
5. Importance de l'ouvrage.

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

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

Le type de revêtement doit être défini à partir d'une évaluation technico-économique, en tenant compte de l'utilisation maximale des engins et des matériaux locaux existants, du caractère du sol, du corps de la digue, de l'agressivité de l'eau et de la durabilité du revêtement selon les conditions d'exploitation.

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, un certain compactage du matériel du revêtement, ainsi que l'expérience dans l'exploitation de revêtement semblables

V.4.1. Talus aval

On doit concevoir le revêtement pour éviter la possible érosion à cause des pluies et s'il existe un niveau permanent d'eau.

Pour sa protection, l'utilisation d'une terre végétale avec des épaisseurs entre 0.20 et 0,3 m est très commune.

V.4.2. Talus amont :[2]

L'emplacement du revêtement s'étend depuis la crête de la digue jusqu'à une profondeur au dessous du niveau minimal (cote de fond).

Pour cela, on utilise communément un enrochement sur la couche de filtre dont l'épaisseur peut être calculée par les méthodes suivantes.

CHAPITRE V : LE BATARDEAU

✓ **Première méthode.**

$$e = cV^2 \dots\dots\dots (V-9)$$

$$V = 1.5 + 2h_v$$

e : épaisseur minimale de la couche de revêtement.

h_v : hauteur de la vague en (m).

V : vitesse de propagation de la vague (3m/s selon STEVENSON GAILLARD).

C : coefficient qui dépend de la pente et du poids volumique des blocs (poids spécifique, γ_s) de la roche voir tableau

Tableau V. 4 : le coefficient C pour le calcul de l'épaisseur de l'enrochement du talus amont

Pente du talus	Valeurs de c pour différents poids spécifiques.		
	$\gamma_s = 2,50 \text{ t/m}^3$	$\gamma_s = 2,65 \text{ t/m}^3$	$\gamma_s = 2,8 \text{ t/m}^3$
1 : 4	0,027	0,024	0,022
1 : 3	0,028	0,025	0,023
1 : 2	0,031	0,028	0,026
1 : 1,5	0,036	0,032	0,030
1 : 1	0,047	0,041	0,038

Puisque le batardeau est homogène sera réalisé par des matériaux de densité $\gamma_s = 2,50 \text{ t/m}^3$

Donc $c=0.028$.

$$e=0.25\text{m}$$

50% de l'enrochement doit avoir un poids unitaire "P" tel que :

$$P \geq 0,52e^2\gamma_s \dots\dots\dots (V-10)$$

$$p \approx 0.081 \text{ t/m}^2$$

Le diamètre moyen d'un bloc réduit à la sphère équivalente sera:

$$D_p = 3 \sqrt{\frac{p}{0.524\gamma_s}} \dots\dots\dots (V-11)$$

$$D_p = 0.39\text{m} \text{ (39cm)}$$

$D_p > e$ Cette méthode n'est pas vérifiée.

✓ **Deuxième méthode.**

Cette méthode consiste à déterminer l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement et les dimensions minimales du bloc en fonction de la hauteur de la vague, en prenant les valeurs directement du tableau

Tableau V. 5 : Epaisseur de l'enrochement et D₅₀ minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague

Hauteur de la vague (m)	Épaisseur de la couche (m)	D ₅₀ minimal (m)
0,0 ÷ 0,30	0,3	0,2
0,30 ÷ 0,60	0,4	0,25
0,60 ÷ 1,20	0,45	0,3
1,20 ÷ 1,80	0,55	0,4
1,80 ÷ 2,40	0,7	0,45
2,40 ÷ 3,00	0,8	0,55

On a une hauteur de vague h_v=0.74m selon STEVENSON GAILLARD

Donc ;

$$e=0.45m$$

$$D_{50min}=0.3m$$

✓ **Troisième méthode.**

en considèrent dans le calcul le poids du bloc de la roche nécessaire pour supporter les forces appliquées produites par la pression statique et dynamique de la vague, ainsi que l'action érosive des vagues dans le calcul de la stabilité dont les facteurs sont le poids spécifique de la roche, la hauteur de la vague et le talus à protéger.

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

$$p = \frac{0.35 \cdot \gamma_s \cdot h_v^3}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_e} - 1\right)^3 \sqrt{1+m^3}} \dots\dots\dots (V-12)$$

CHAPITRE V : LE BATARDEAU

γ_s : poids volumique de la pierre varie entre 2.5 t/m³.

h_v : hauteur de la vague 0.74m.

γ_e : Poids volumique de l'eau (1 t/m³).

m : talus à protéger ($m=2$).

$P=0.035$ t

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:

$$D_{sph} = \sqrt[3]{\frac{p}{0.524\gamma_s}} \dots\dots\dots (V-13)$$

p : poids maximal du bloc.

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

Où K est un coefficient qui dépend de la catégorie de l'ouvrage à partir du tableau:

Tableau V. 6 : coefficient K pour différente catégorie d'ouvrage.

Coefficient	IV	III	II	I
K	0,5	0,55	0,6	0,65

$K=0.5$

L'épaisseur du revêtement est déterminée selon la formule suivante:

$$e = D_{50\%} \cdot (2 \text{ ou } 2.5) \dots\dots\dots (V-14)$$

2 : si les blocs est classé.

2.5 : si les blocs non classé (en prendre 2.5)

$D_{sph}=0.3$ m

$D_{50\%}=0.15$ m

$e=0.37$ m

Remarque : en prendre les résultats de la dernière méthode cars il est basé sure plusieurs paramètre

V.5. Drainages.

L'objectif fondamental de ses constructions est de contrôler l'évacuation du flux de filtration et réduire le volume des matériaux saturés du barrage, en augmentant ainsi la stabilité de l'ouvrage.

V.5.1. Les conditions de drainage:

- a. Avoir une capacité suffisante pour évacuer l'eau de sorte qu'il ne soit pas colmaté.
- b. Ne pas permettre l'effet de renard; c'est pourquoi, on doit avoir une ou plusieurs couches Filtrantes.
- c. On doit contrôler son fonctionnement.

Tableau V. 7 : dispositifs de drainage recommandés selon la hauteur de la digue

Hauteur de la digue	Dispositif de drainage
$H_b < 5m$	Tapis drainant aval limité aux zones aux la charge dépasse 3m
$H_b < 10m$	Tapis drainant continu ou drain cheminée
$H_b = 10m$	Drain cheminée

V.5.2. Dimensionnement du Drain tapis :

$$L_d = \frac{1}{4} L_b \dots\dots\dots (V-15)$$

L_d : longueur du drain tapis en m

L_b : largeur transversale de batardeau

$$L_b = b_{cr} + (m_1 + m_2)h_b \dots\dots\dots (V-16)$$

m_1, m_2 : fruit de talus amont et aval ($m_1 = m_2 = 2$)

h_b : la hauteur de batardeau (7.83m)

b_{cr} : largeur en crête (4.36m)

$$L_b = 35.68m$$

$$L_d = 8.92m \Rightarrow L_d \approx 9m$$

V.6. Filtres :

La nécessité de placer des filtres entre des sols de granulométrie très différente est une pratique normale dans l'ingénierie. Les particules plus fines que le sol peuvent être entraînées par les forces de filtration et produire le phénomène de renard. Pour éviter ce phénomène, on protège le sol soumis au flux, dans ce cas, c'est la digue, avec des sols qui possèdent une granulométrie plus grossière pour éviter l'entraînement par les forces de filtration.

La conception des filtres, doit obéir aux conditions suivantes :

1. Ils doivent posséder une perméabilité plus élevée que le matériau à protéger, afin de servir de drain. Il est accepté dans la pratique que le matériau du filtre ait une perméabilité 100 fois plus élevée que celle du matériau à protéger.
2. Ils doivent être suffisamment fins pour éviter le phénomène de renard.
3. Le filtre ne doit pas être ni colmaté ni dégradé par entraînement de ses éléments.
4. Le matériau ne doit pas subir de modifications ou de dégradation dans le temps.

Les critères de conception des filtres les plus communément utilisés sont ceux qui sont établis par BERTRAM (Université de Harvard), basés sur les conditions de TERZHAGHI, perfectionnés en suite par les travaux du Corps d'Ingénieurs de l'Armée et le Bureau de Réclamations des Etats-Unis et enfin enrichis par les travaux de SHERARD (1984).

V.6.1. Critères de conception :

Condition de l'entraînement de particules fines par le phénomène de renard

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{85}(\text{sol})} \leq 4 \dots\dots\dots (V-17)$$

$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{85}(\text{sol})} = 0.001$ La condition est vérifiée

Condition de perméabilité.

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{15}(\text{sol})} \approx 4 \div 5 \dots\dots\dots (V-18)$$

$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{15}(\text{sol})} = 4$ La condition est vérifiée

Coefficient d'uniformité du filtre.

$$\frac{D_{60}(\text{filtre})}{D_{10}(\text{filtre})} \leq 20 \dots\dots\dots (V-19)$$

$\frac{D_{60}(\text{filtre})}{D_{10}(\text{filtre})} = 4.5$ La condition est vérifiée

Si on utilise un filtre de matériel naturel on peut atteindre un coefficient d'uniformité ≤ 50

Si le matériau à protéger est constitué, dans sa majeure partie, de graviers, les règles précédentes doivent être appliquées à la partie du matériau plus petite que la maille de 2.54 cm (1 pouce).

La courbe granulométrique du filtre devra être proche de celle du matériau à protéger, pourvu que celle-ci ne soit pas très uniforme.

La perméabilité du matériau de filtre peut raisonnablement être estimée par l'expression:

$$K = 0,35 (D_{15})^2 \dots\dots\dots (V-20)$$

CHAPITRE V : LE BATARDEAU

D15, en mm

K obtenue en cm/s.

$$K=5.6 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$$

Les épaisseurs minimales recommandées pour les filtres sont:

- Couches horizontales de sables 0,15 m
- Couches horizontales de graviers 0,30 m
- Couches verticales ou inclinées 1,00 m
-

Figure V. 1 : Analyse granulométrique des matériaux de batardeau (zone d'emprunt A2)

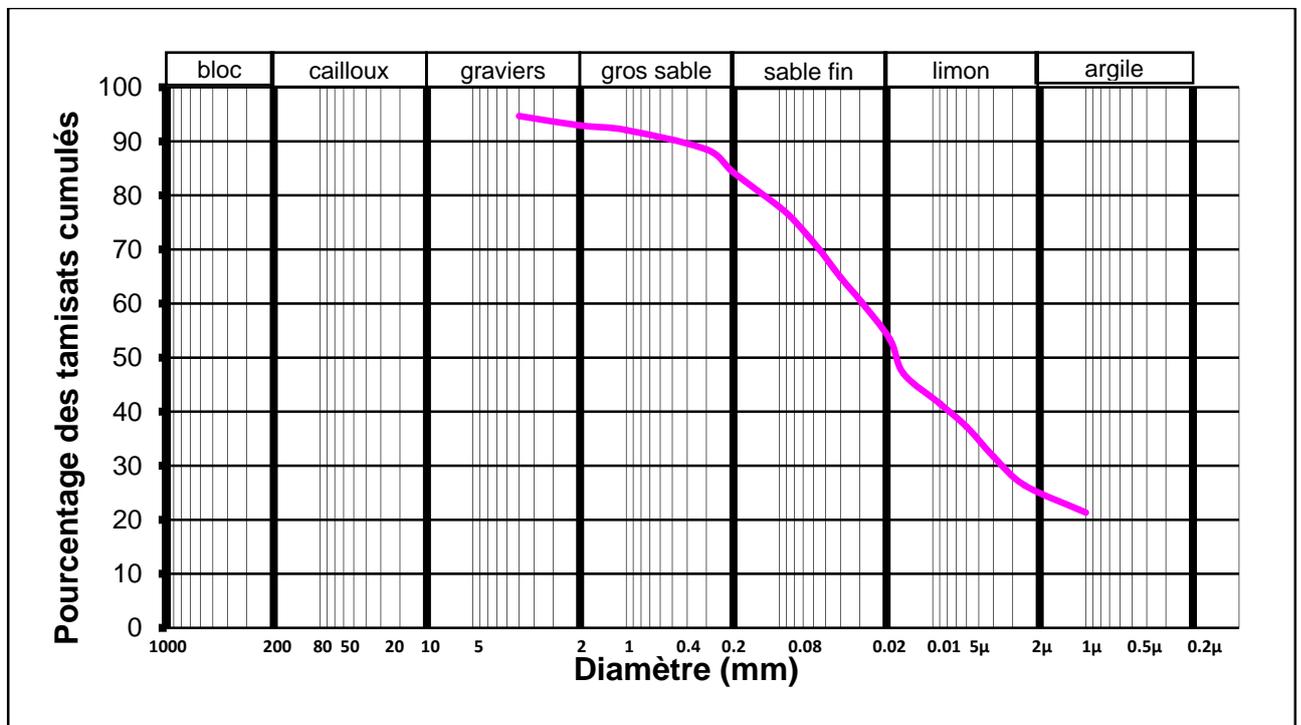
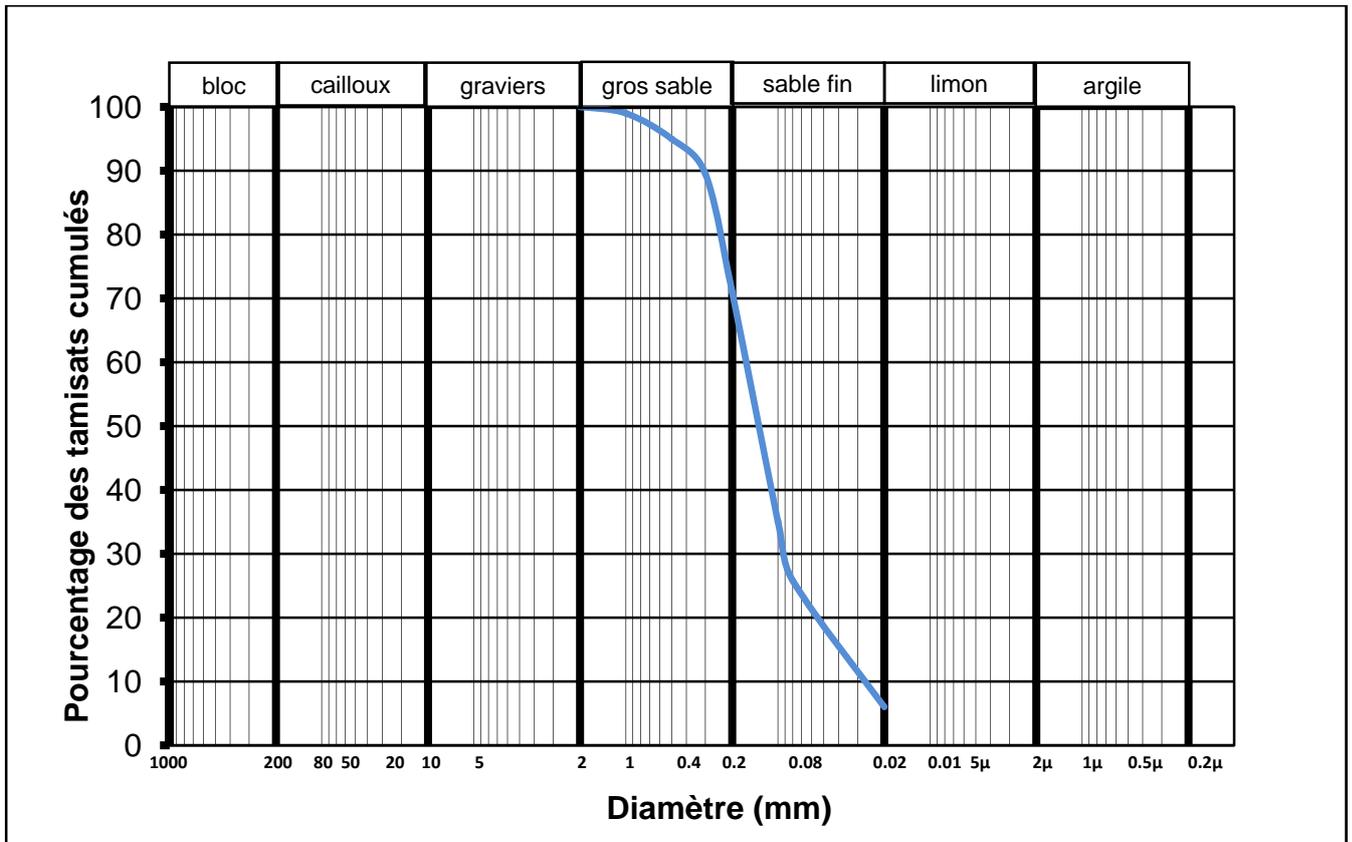


Figure V. 2 : Analyse granulométrique du filtre (cuvette de barrage ZARDEZAS)



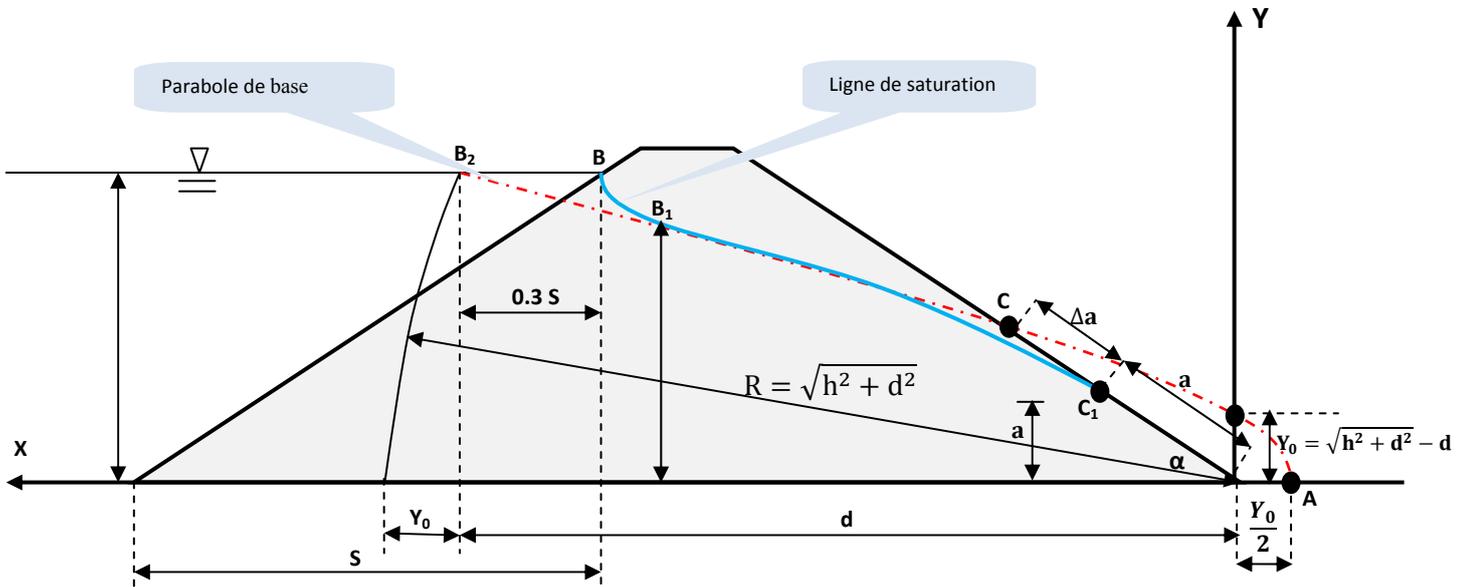
V.7. Étude d'infiltration à travers le batardeau:[8]

Le trace de la ligne phréatique est nécessaire pour la détermination des débits de fuite a travers le corps de batardeau afin d'apprécier les risques d'émergence de l'eau particulièrement très dangereuse le long du talus aval.

KOZENY a montre que la ligne de saturation est de forme parabolique, de foyer A et d'axe Ax , l'équation sera :

$$\left\{ \begin{array}{l} (X + Y_0)^2 = X^2 + Y^2 \\ \text{En point B : } X = d \text{ et } Y = h \end{array} \right. \dots\dots\dots (V-21)$$

Figure V. 3 :schéma de calcul de la ligne phréatique



A la ligne de saturation on a :

$Y = h$ et $X = d$ d'où :

$$Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots \dots \dots (V-22)$$

Y_0 : est la différence entre la distance AB_2 et sa projection horizontale.

$$Y_0 = \sqrt{6.14^2 + 23.4^2} - 23.4$$

$$Y_0 = 0.8$$

$$(X + 0.8)^2 = X^2 + Y^2$$

Donc

$$Y^2 = 0.16X + 0.64$$

Tableau V. 8 : les coordonnées de parabole de base.

X	0	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	5,5	6	6,14
Y	0,64	0,72	0,8	0,88	1	1,04	1,12	1,2	1,28	1,36	1,44	1,52	1,6	1,6224

L'origine étant au foyer A, ou :

$$\rho = \frac{Y_0}{1 - \cos \theta} \dots \dots \dots (V-23)$$

ρ : rayon polaire

CHAPITRE V : LE BATARDEAU

θ : angle polaire avec l'axe de la parabole.

$$\rho = 0.4$$

Considérant : AC_1 avec C : point d'intersection de la ligne de saturation avec le talus aval.

$$\Delta a = C_1 C$$

α : angle du talus avec l'horizontale, nous aurons alors, un système d'équation :

$$\rho = a + \Delta a = \frac{Y_0}{1 - \cos \theta}$$

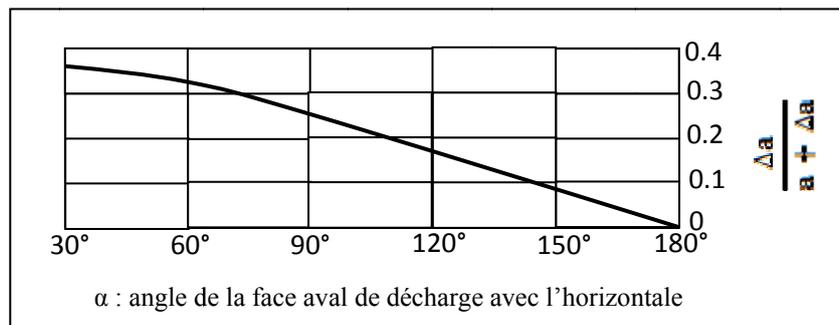
$$\theta = \alpha$$

D'où nous aurons :

$$a + \Delta a = \frac{Y_0}{1 - \cos \alpha}$$

Selon CASAGRANDE l'angle est fonction du rapport : $\frac{\Delta a}{a + \Delta a}$

Ou sur l'abaque :



Parabole de KOZENY pour différentes valeurs d'angle de talus

$$\begin{cases} \alpha = 180^\circ \Rightarrow \Delta a = 0 & (') \\ \alpha < 30^\circ \Rightarrow a = \sqrt{h^2 + d^2} - \sqrt{d^2 - h^2 \cot^2 \alpha} & (") \end{cases}$$

On a : $\alpha = 27^\circ < 30^\circ$

$$a + \Delta a = \frac{Y_0}{1 - \cos \alpha} = 7.34$$

$$a = 1.15 \text{ m}$$

$$\Delta a = 6.2 \text{ m}$$

V.8. Calcul du débit d'infiltration :

Selon la loi de **DARCY**, le débit d'infiltration est évalué à :

$$Q = K I A \dots\dots\dots (V-24)$$

Avec :

$I = h / L$: gradient hydraulique

A : aire soumise à l'infiltration pour une section unitaire. $A = 1 \text{ m}^2$

$$Q = K Y \frac{dy}{dx} = K Y_0$$

Pour une digue homogène sur fondation imperméable.

b : c'est le rapport : $\frac{\Delta a}{a + \Delta a}$ en fonction de l'angle du talus aval

Pour : $\alpha < 30^\circ$:

$$q = K \cdot a \cdot \sin^2 \alpha \dots\dots\dots (V-25)$$

$$q = 1.8 \times 10^{-5} \times 1.15 \times 0.2$$

$$0.414 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s.m} \text{ soit } 0.36 \text{ m}^3/\text{j.m}$$

V.9. Epaisseur du tapis filtrant :

L'épaisseur du tapis filtrant sera telle que la capacité de filtre soit supérieure de deux fois la capacité qui traverse le batardeau, elle doit être suffisante pour rendre l'exécution possible sur le chantier :

$$e = \sqrt{\frac{q \cdot l}{K}} \dots\dots\dots (V-26)$$

L : largeur unitaire du tapis filtrant.

K : Coefficient de perméabilité du drain $K = 15.55 \text{ m/j}$ (matériaux de la zone B2).

q : Débit de fuite à travers le corps du barrage $q = 0.36 \text{ m}^3/\text{j.m}$

$$e = 0.15 \text{ m.}$$

Pour des raisons de sécurité et de construction il sera préférable d'avoir une épaisseur plus grande à fin de pouvoir évacuer les eaux provenant des nappes souterraines ainsi on prendra une épaisseur de 0.3 m.

chapitre . VI

Calcul de la stabilité

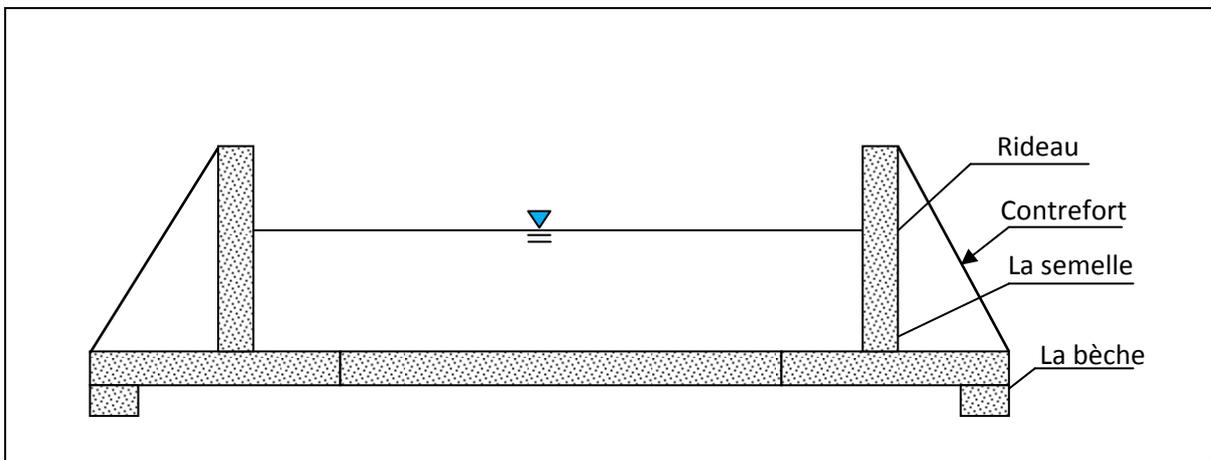
CHAPITRE VI : CALCULE DE LA STABILITE

Introduction :

Le calcul de la stabilité c'est une étape nécessaire pour connaitre si l'ouvrage est stable ou non durant tout leur délai de service pour ce la il faut avoir une stabilité des murs des canaux contre le glissement, le renversement et au poinçonnement plus la stabilité du corps de batardeau et le bassin de dissipation contre le glissement et le soulèvement respectivement

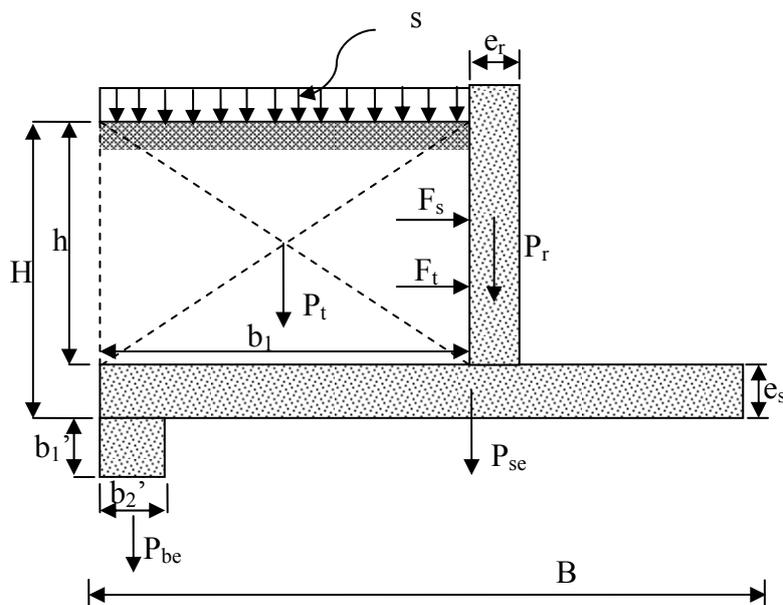
VI.1. Stabilité du canal d'amené :

Figure VI.1 : Schéma explicatif d'un canal en béton armé



VI.1.1. Les combinaisons des charges : [9]

Figure VI.2 Schéma explicatif de combinaison des charges



a) Les forces verticales :

✓ **Poids de terre derrière le mur :**

$$P_t = \gamma_t \cdot b_1 \cdot h \dots\dots\dots (VI-1)$$

γ_t : Poids volumique de la terre (1.73t/m³)

b_1, h : sont la largeur et la hauteur de la terre derrière le mur.

✓ **Poids de la surcharge (s) p_s :**

$$P_s = s \cdot b_1 \dots\dots\dots (VI-2)$$

s: surcharge (s=1t/m²)

✓ **Poids de la semelle:**

$$P_{se} = \gamma_b \cdot e_s \cdot B \dots\dots\dots (VI-3)$$

γ_b : Poids volumique du béton armé ($\gamma_b = 2.5t/m^3$).

e_s : épaisseur de la semelle.

B : la largeur de la semelle.

✓ **Poids de la bèche :**

$$p_{be} = \gamma_b \cdot b'_1 \cdot b'_2 \dots\dots\dots (VI-4)$$

γ_b : Poids volumique du béton armé ($\gamma_b = 2.5t/m^3$).

$b'_1 \cdot b'_2$: Se sont la largeur et la longueur de la bèche respectivement.

✓ **Poids du rideau :**

$$p_r = \gamma_b \cdot \frac{h \cdot (e_s + e_i)}{2} \dots\dots\dots (VI-5)$$

b) Les forces horizontales :

✓ **Forces dues à la pousse des terres :**

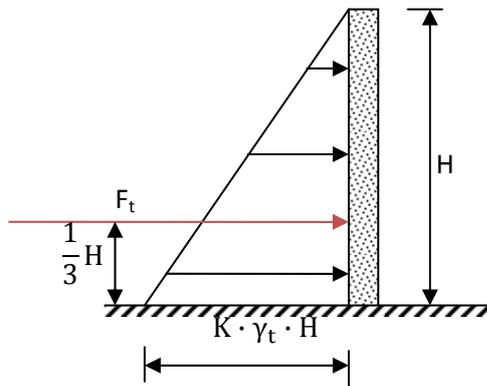
$$F_t = K \cdot \gamma_t \cdot H \cdot \frac{H}{2} = K \cdot \gamma_t \cdot \frac{H^2}{2} \dots\dots\dots (VI-6)$$

$$K = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \dots\dots\dots (VI-7)$$

γ_t : Poids volumique de la terre (1.73t/m³)

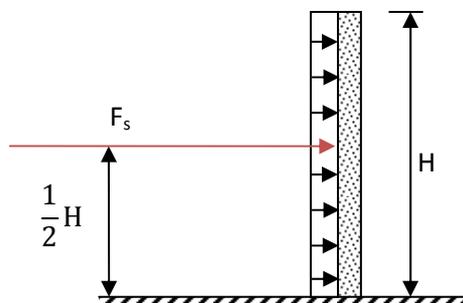
K : coefficient de poussée.

H.la hauteur du mur.



✓ **Force due a la poussée de la surcharge :**

$$F_s = K \cdot s \cdot H \dots\dots\dots (VI-6)$$



CHAPITRE VI : CALCULE DE LA STABILITE

Tableau VI. 1 Caractéristiques mécaniques du sol:

Poids volumique du sol.	$\gamma =$	1,73	t/m ³
Angle de frottement.	$\varphi =$	19	°
La cohésion du sol.	$C =$	0,35	bar
Contrainte admissible de sol.	$\sigma_{sol} =$	2	bar
Surcharge sur le mur.	$s =$	1	t/m ²

Le Prédimensionnement:

Tableau VI. 2 : le Prédimensionnement de canal d'amené:

Hauteur totale du rideau: h	5,00 m
épaisseur de la semelle: e_{se}	0,50m
Largeur de la semelle derrière le mur b_1	2,3m
Largeur total de la semelle: B	3.3m
Epaisseur inférieur du rideau: e_i	0,50m
Epaisseur supérieur du rideau: e_s	0,50m
Epaisseur du contrefort: b_o	0,25m
Dimensions de la bêche: $b'_1 \cdot b'_2$	0,35x0.35m
Distance entre contreforts: L	3,50m

VI.1.2. Calcule des forces :

Les forces verticales par 1 m de longueur.

Pt 15.57 t

Ps 2.7 t

Pse 4.125 t

Pbe 0.225 t

Pr 6.25 t

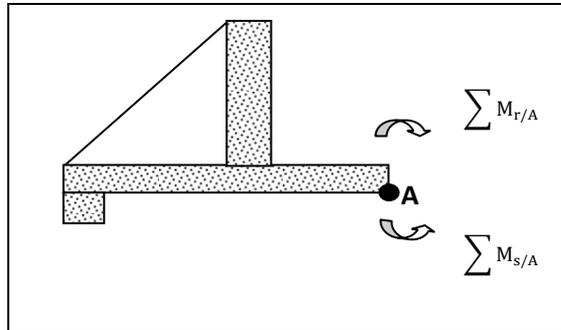
Les forces horizontales

Ft 11.00 t

Fs 2.54 t

VI.1.3. 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



$$\frac{\sum M_{s/A}}{\sum M_{r/A}} \geq Z \dots\dots\dots (VI-7)$$

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

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

Z : coefficient de sécurité (z=1.5)

$\frac{\sum M_{s/A}}{\sum M_{r/A}} = 2.15 > 1.5$ Donc la stabilité au renversement et vérifier.

VI.1.4. Stabilité au poinçonnement : [10]

Il faut vérifier que sous l'effet de tout les forces extérieures les contraintes qui s'exercent à la base du mur sont inferieurs a la contrainte admissible de sole de fondation

(σ_1 et $\sigma_2 < \sigma_{sol}$)

Position de la résultante des charges verticales:

$$x = \frac{\sum Ms/A}{\sum Fv} \dots\dots\dots (VI-8)$$

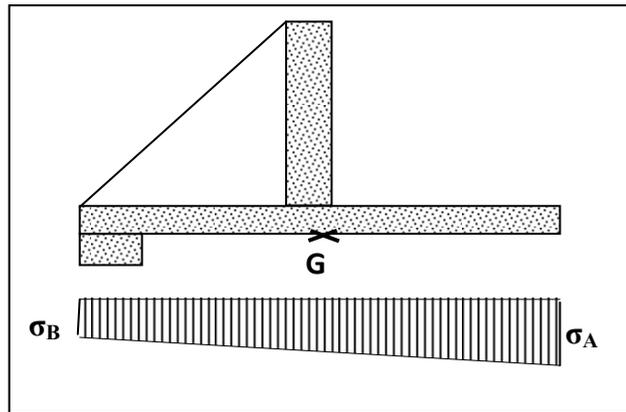
$$e_0 = \left| x - \frac{B}{2} \right| \dots\dots\dots (VI-9)$$

e_0 : c'est l'excentricité

Il faut que (e_0) soit inferieur à (B/6)

$X=2.04 \Rightarrow e_0 = 0.39 < (B/6=0.55)$

CHAPITRE VI : CALCULE DE LA STABILITE



$$\sigma_A = \frac{N}{S} + 6 \frac{M/G}{b \cdot B^2} \dots\dots\dots (VI-10)$$

$$\sigma_B = \frac{N}{S} - 6 \frac{M/G}{b \cdot B^2} \dots\dots\dots (VI-11)$$

σ_A et σ_B : les contraintes appliques au sol.

M/G : La somme des moments autour de point G.

N : la somme des forces verticales.

S : section de la semelle.

b : longueur de la semelle ($b = 1 \text{ ml}$).

B : la largeur de la semelle.

Détermination du moment due aux forces verticales par rapport au centre de gravité de la semelle

$$\Sigma M/G = F_s \cdot \frac{H}{2} + F_t \cdot \frac{H}{2} - e_0 \cdot \Sigma F_V \dots\dots\dots (VI-12)$$

F_s : force de surcharge.

F_t : force de pousse de la terre.

H ; la hauteur de mur.

e_0 : excentricité.

F_v : les forces verticales.

Donc :

$$\sigma_A = \mathbf{19.40 \text{ t/m}^2}$$

$$\sigma_B = \mathbf{-2.04 \text{ t/m}^2}$$

$$\sigma_{\text{réf}} = (3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}})/4 \dots\dots\dots (VI-13)$$

$$\sigma_{\text{réf}} = \mathbf{14.04 \text{ t/m}^2}$$

CHAPITRE VI : CALCULE DE LA STABILITE

En remarque que les deux contraintes sont inferieure au contrainte admissible de sol ($20t/m^2$)

VI.1.5. Stabilité au glissement :

Le principe est de vérifier que sous l'action des forces existantes le mur ne glisse pas.

$$F_h \leq \frac{F_v \cdot \tan\phi + B \cdot C}{\gamma} \dots\dots\dots (VI-14)$$

F_h : la somme des forces horizontales.

F_v : la somme des forces verticales.

ϕ : angle de frottement (19°).

B : la largeur de la semelle (12m).

C : cohésion de sol (0.35bar).

γ : coefficient de sécurité ($\gamma = 1.5$).

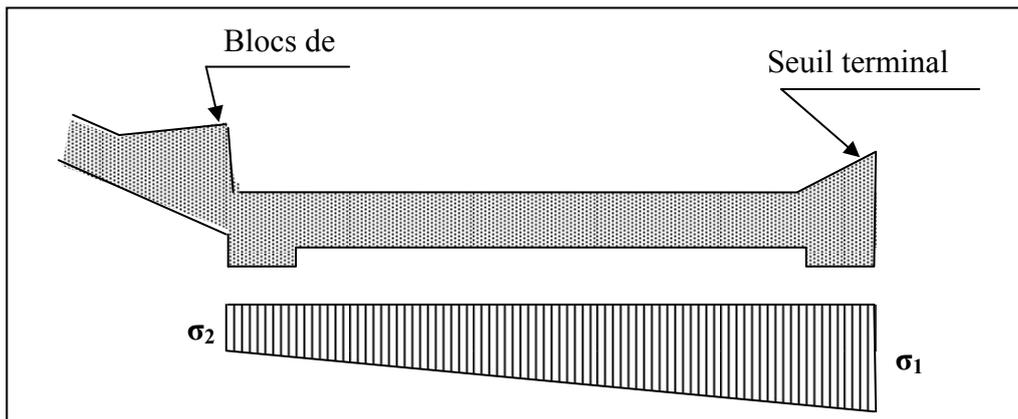
$$\sum F_v = 28.64t$$

$$\sum F_h = 13.54t$$

$$\frac{F_v \cdot \tan\phi + B \cdot C}{\gamma} = 14.27 > 13.54$$

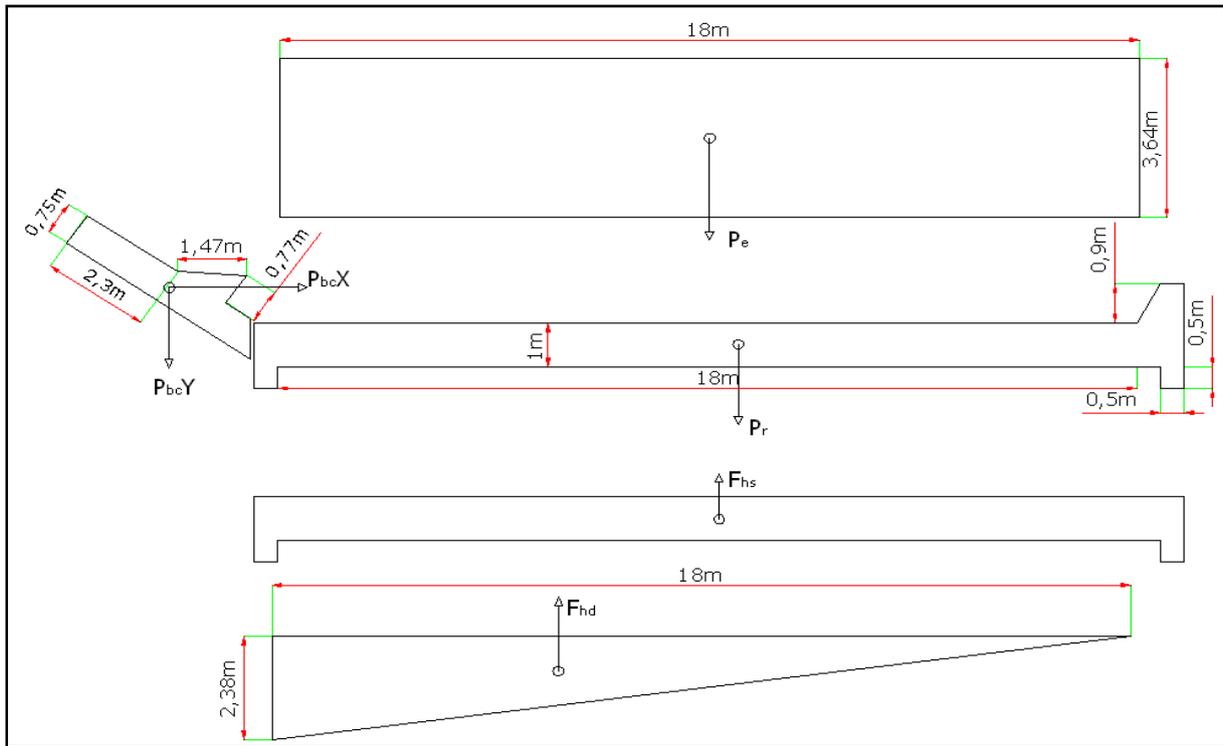
Donc la condition de non glissement est vérifiée.

V.2. Stabilité de bassin de dissipation au poinçonnement :



CHAPITRE VI : CALCULE DE LA STABILITE

Figure VI. 3 : La combinaison des forces sur le bassin de dissipation.



✓ **Poids de l'eau au dessus de radier de bassin de dissipation :**

$$P_e = \gamma_e S_e \dots \dots \dots (VI-15)$$

γ_e : Poids volumique de l'eau ($1t/m^3$)

S_e : Section occupé par l'eau ($S_e = L_{bass} \cdot b$; $b=1ml$)

✓ **Poids de radier de bassin de dissipation :**

$$P_r = \gamma_b S_r \dots \dots \dots (VI-16)$$

γ_b : Poids volumique de béton armé ($2.5t/m^3$)

S_r : Section de radier de bassin de dissipation ($S_r = L_{bass} \cdot b$; $b=1ml$)

✓ **Poids des blocs de chutes :**

$$P_{bc} = \gamma_b S_{bc} \dots \dots \dots (VI-17)$$

S_{bc} : Section du seuil terminal ($S_{bc} = \frac{L_{bc} \cdot h_{bc}}{2} \cdot b$) le point d'application c'est $1/3 \cdot h_{bc}$

Cette force divise en deux forces partielles :

$$F_{bcX} = P_{bc} \cos \alpha \dots \dots \dots (VI-18)$$

CHAPITRE VI : CALCULE DE LA STABILITE

$$F_{bcy} = P_{bc} \sin \alpha \dots \dots \dots (VI-20)$$

α : Angle d'inclinaison des blocs de chutes par rapport au radier de bassin de dissipation (38°)

✓ **Force hydrostatique :**

$$F_{hs} = \gamma_e \cdot S_r \dots \dots \dots (VI-21)$$

γ_e : Poids volumique de l'eau (1t/m³)

S_r : Section de radier de bassin de dissipation

✓ **Force hydrodynamique :**

$$F_{hd} = \gamma_e \cdot S_{hs} \dots \dots \dots (VI-22)$$

γ_e : Poids volumique de l'eau (1t/m³)

S_r : Section de l'épure de force hydrodynamique ($S_r = \frac{L_{bass} \cdot h_x}{2} \cdot b$).

h_x est déterminé par le digramme de sou-pression de BLIGH

$$h_x = \frac{H \cdot L_x}{L_c} \dots \dots \dots (VI-23)$$

L_c : Longueur de contour souterraine (430m)

h_x : Pression de filtration (sous pression) au point considéré

l_x : longueur de bassin de dissipation (18m)

H : Charge hydraulique (51.64m)

Tableau VI. 3 : résultats des forces

forces	Valeur
P_e	65.52t
P_r	51.67t
P_{bcx}	5.62t
P_{bcy}	9.73t
Fsh	20t
Fhd	21.33t

Selon les formules (VI-8) et (VI-9) en trouve :

$$\sigma_1 = 5.25 \quad t/m^2$$

$$\sigma_2 = 3.17 \quad t/m^2$$

CHAPITRE VI : CALCULE DE LA STABILITE

Les deux valeurs sont inférieure a $15t/m^2$ Donc le bassin de dissipation est stable au poinçonnement

VI.3. Stabilité des talus de batardeau.

VI.3.1. Définitions générales.

La stabilité d'un talus est définie par la valeur du coefficient de sécurité. Cette valeur exprime la magnitude dans laquelle on peut réduire la résistance au cisaillement du sol pour que le glissement se produise le long de la surface la plus défavorable. Le résultat final du coefficient de sécurité dépend de:

- a. Les paramètres mécaniques du sol, obtenus pour l'investigation géotechniques, représentant les états de charge nécessaires à étudier tout en concevant le talus.
- b. La méthode de calcul de stabilité.
- c. L'approximation avec laquelle on définissent les valeurs des pressions interstitielles (Pressions des pores) et leur mode d'utilisation dans la méthode d'analyse de la stabilité choisie.

Le calcul de stabilité du talus est effectué dans le but de déterminer le coefficient de sécurité minimal qui garantie le bon fonctionnement de l'ouvrage et qui reste le plus économique. La formule générale pour le calcul est posée comme suit:

$$\left\{ \begin{array}{ll} K_{ss} = \frac{\sum c \cdot dl + \sum (N_n - P) \operatorname{tg} \varphi}{\sum T_n} \geq K_{ss \min} & \text{sans seisme} \\ K_{as} = \frac{\sum c \cdot dl + \sum (N_n - P) \operatorname{tg} \varphi}{\sum T_n + \sum \frac{a \cdot G_n d_n}{R}} \geq K_{as \min} & \text{avec seisme} \end{array} \right. \dots\dots\dots (VI-24)$$

N_n : Composant normal.

L : Longueur de tranche.

T_n : Composant tangentiel.

P : Pression interstitielle.

φ : Angle de frottement interne du matériau.

C : Cohésion du matériau.

a : Accélération sismique

d_n : distance entre le centre de gravité du tranche et le centre de cercle de glissement.

R : Rayon du cercle de glissement.

G_n : poids de la tranche.

CHAPITRE VI : CALCULE DE LA STABILITE

Parmi toutes les méthodes possibles, les méthodes des tranches à base non circulaire (JANBU, 1954); la méthode de la Cale ou glissement plan (COULOMB); les solutions approximatives (BISHOP et MORGENSTEM, 1955) on utilise le plus souvent la méthode grapho-analytique (Méthode de FELLENIUS1936) dite « méthode des tranches », qui est basé sur le calcul de rupture circulaire; etc. Dans le cas des digues en terre, on recommande la méthode des tranches à base circulaire. La stabilité des talus est analysée pour les états de charge suivants ou étapes de réalisation de l'ouvrage:

1. Fin de construction.
2. Opération ou exploitation.
3. Vidange rapide.

Pour chacun des états de charge, il est nécessaire d'obtenir les paramètres de résistance au cisaillement des sols (C et ϕ) à partir d'essais de laboratoire adéquats qui reproduisent l'état de charge auquel est soumis l'ouvrage durant sa réalisation et exploitation. On peut dire que les essais de cisaillements directs sont assez suffisants pour la conception de ce type d'ouvrages, à l'exception de certains cas où les caractéristiques complexes de l'ouvrage ou de la fondation requièrent l'utilisation des essais triaxiaux pour obtenir une plus grande précision

Tableau VI. 4 : Coefficients de sécurité admissibles pour le calcul de stabilité des talus.

Conditions de travail	catégorie de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Normaux	1,35 – 1,25	1,25-1,15	1,20-1,10	1,15-1,10
Extraordinaires	1,15-1,10	1,15-1,10	1,10-1,05	1,05

VI.3.2. Ordre de calcul (Méthode de FONDEUV) : [8]

1. Tracer à l'échelle le profil en travers de la digue.
2. Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle 85° par rapport à la ligne du talus.

3. Tracer les arcs des cercles de rayons R_1 et R_2 avec :

$$R_1 = K_1 H_b.$$

$$R_2 = K_2 H_b.$$

H_b : Hauteur totale de la digue.

(K_1 - K_2) : sont déterminés en fonction de pentes de talus.

CHAPITRE VI : CALCULE DE LA STABILITE

Tableau VI. 5 : les coefficients (k_1) et (k_2) en fonction de la pente de talus (m)

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1/Hb$	0,75	0,75	1,0	1,5	2,2	3
$K_2 = R_2/Hb$	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5.5

Le centre des rayons étant le point « B »

L'intersection des rayons R_1 ; R_2 avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles .On trace à la suite un courbe rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c.à.d. entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à coté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o »

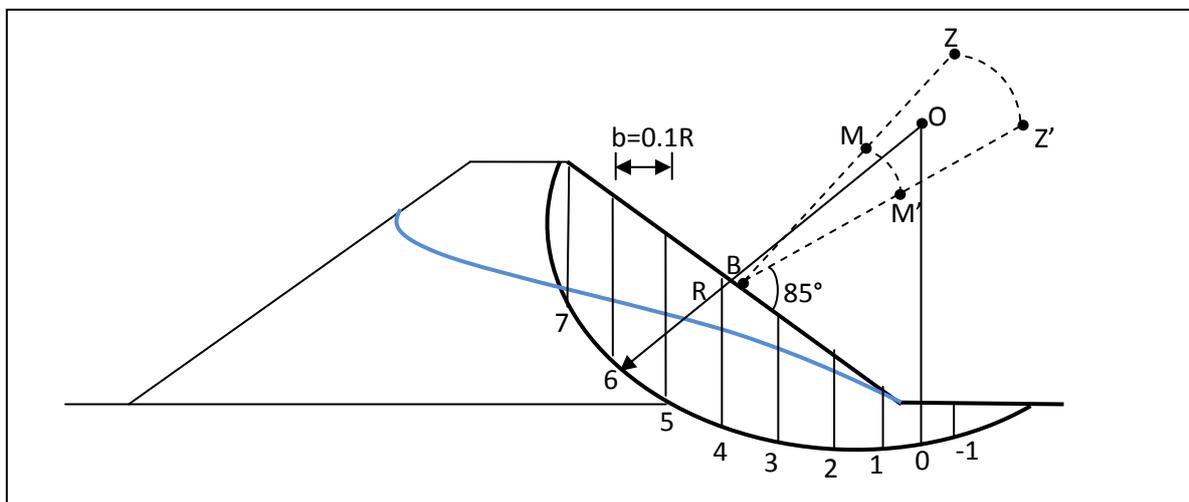
On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur $b=0.1R$, on marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites par des chiffres négatifs en commençant de la partie « zéro » sous le centre de glissement (projection). Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

1. Poids de la tranche « G ».
2. Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
3. Forces de pressions interstitielles.
4. Forces de Cohésion.
5. L'effort du séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

- Composante normale (forces stabilisatrices) : $N = G_n \cos \alpha$
- Composante périphérique (forces déstabilisatrices) : $T = G_n \sin \alpha$

α : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.



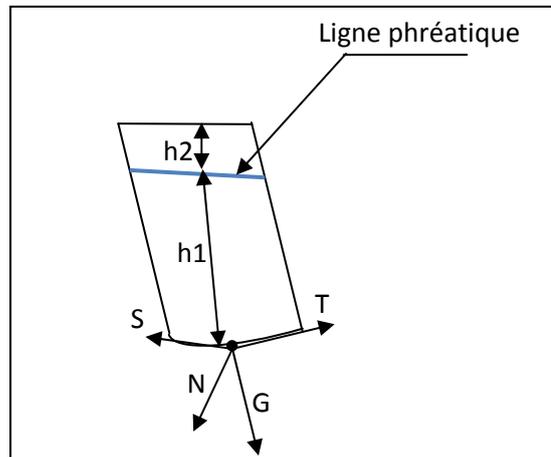
CHAPITRE VI : CALCULE DE LA STABILITE

VI.3.3. Les caractéristiques géotechniques des sols :

Tableau VI. 6 : Les caractéristiques géotechniques des sols.

Paramètres	Unité	Corps du barrage
φ	Degré (°)	19
C	bar	0.35
γ_{sat}	T/m ³	2.08
γ_d	T/m ³	1.73

VI.3.4. Calcul des forces appliquées à chaque tranche :



VI.3.4.1. Les combinaison des forces

✓ **Force de pesanteur :**

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche.

La formule s'écrit :

$$G_n = b (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2) \dots\dots\dots (VI-25)$$

h_1, h_2 : hauteurs des tranches.

γ_1 : masse volumique de la zone du massif située au dessus de la ligne de saturation. (γ_d : densité sèche).

γ_2 : masse volumique de la zone du massif située au dessous de la ligne de saturation. (γ_{sat} : densité du matériaux de construction à l'état saturé).

b : largeur de la tranche.

CHAPITRE VI : CALCULE DE LA STABILITE

Cette force là a deux composantes :

$$\begin{cases} N_n = G_n \cdot \cos\alpha \\ T_n = G_n \cdot \sin\alpha \end{cases} \dots\dots\dots (VI-26)$$

N_n : Force normale stabilisatrice.

T_n : Force déstabilisatrice tangentielle au cercle de glissement.

Avec :

$$\sin \alpha = \frac{\text{numéro d'ordre de la tranche}}{\text{nombre total des tranches}} \dots\dots\dots (VI-27)$$

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha} \dots\dots\dots (VI-28)$$

Pour le cas d'une vidange rapide on utilise pour le calcul du poids de la tranche la densité déjaugée $\gamma' = (\gamma_{\text{sat}} - 1)$.

✓ **Forces de pression interstitielles :**

Dans le cas ou le réservoir est plein la force de pression interstitielle se calcule comme suit :

$$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl \dots\dots\dots (VI-29)$$

U : pression interstitielle.

dl : longueur en arc de la tranche.

γ_w : poids volumique de l'eau $\gamma_w=1\text{KN/m}^3$.

h : hauteur de la tranche.

✓ **Forces de cohésion :**

$$F_c = c \cdot dl \dots\dots\dots (VI-30)$$

C : Cohésion du sol considéré.

✓ **Forces dues au séisme :**

Ces forces sont considérées horizontales, appliquées aux centres des tranches et sont dues à l'accélération du mouvement provoqué par le séisme.

$$T = a G_n \dots\dots\dots (VI-31)$$

a : Coefficient d'accélération ($a=0,15$).

G_n : Poids de la tranche.

VI.3.5. Classement des forces :

On peut classer toutes ces forces comme suit :

VI.3.5.1. Les forces stabilisatrices :

✓ **Force de frottement :**

$$F_1 = Nn \operatorname{tg} \varphi - U \operatorname{dl} \operatorname{tg} \varphi \dots\dots\dots(\text{VI-32})$$

φ : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

✓ **Force de cohésion :**

$$F_c = c \operatorname{dl} \dots\dots\dots (\text{VI-33})$$

Avec :

$$\operatorname{dl} = \frac{b}{\cos \alpha} \dots\dots\dots (\text{VI-4})$$

b : largeur de la tranche.

Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M_s = [(Nn - U \operatorname{dl}) \operatorname{tg} \varphi + c \operatorname{dl}] R \dots\dots\dots(\text{VI-35})$$

R : rayon de la courbe de glissement.

VI.3.5.2. Les forces déstabilisatrices (motrices):

Les forces motrices sont caractérisées par la composante tangentielle au cercle de glissement, elle tend à faire glisser la tranche du talus vers le bas.

Le moment de ces forces par rapports au centre du cercle de glissement est donné par :

$$M = R \sum T_n \dots\dots\dots (\text{VI-36})$$

Dans le cas d'un séisme il y a une force particulière supposée horizontale qui tend à faire vibrer la tranche du talus. Le moment de cette force est :

$$M_T = a G_n d_n \dots\dots\dots (\text{VI-37})$$

Remarque: Les moments de toutes ces forces sont calculés par rapport au centre du cercle de glissement.

CHAPITRE VI : CALCULE DE LA STABILITE

Tableau VI. 7 : calcule de la stabilité (fin de construction) talus amont et aval. R=13.16 m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	0.31	0.14	0	-0.29	0.96	0.08	-0.02	0.07	0.32	1.13	0.34	0.02	0.00	0.00	0.00	11.20	0.13
-3	1.31	0.63	0	-0.21	0.98	1.43	-0.31	1.39	1.34	4.69	0.34	0.48	0.00	0.00	0.00	11.20	2.40
-2	1.31	1.34	0	-0.14	0.99	3.04	-0.43	3.01	1.32	4.63	0.34	1.03	0.00	0.00	0.00	11.20	5.10
-1	1.31	2.19	0	-0.07	1.00	4.96	-0.35	4.95	1.31	4.60	0.34	1.70	0.00	0.00	0.00	11.20	8.34
0	1.31	2.91	0	0.00	1.00	6.59	0.00	6.59	1.31	4.59	0.34	2.27	0.00	0.00	0.00	11.20	11.08
1	1.31	3.50	0	0.07	1.00	7.93	0.57	7.91	1.31	4.60	0.34	2.72	0.00	0.00	0.00	11.20	13.33
2	1.31	3.96	0	0.14	0.99	8.97	1.28	8.88	1.32	4.63	0.34	3.06	0.00	0.00	0.00	11.20	15.08
3	1.31	4.24	0	0.21	0.98	9.61	2.06	9.39	1.34	4.69	0.34	3.23	0.00	0.00	0.00	11.20	16.14
4	1.31	4.44	0	0.29	0.96	10.06	2.87	9.64	1.37	4.78	0.34	3.32	0.00	0.00	0.00	11.20	16.90
5	1.31	4.44	0	0.36	0.93	10.06	3.59	9.40	1.40	4.91	0.34	3.24	0.00	0.00	0.00	11.20	16.90
6	1.31	4.24	0	0.43	0.90	9.61	4.12	8.68	1.45	5.07	0.34	2.99	0.00	0.00	0.00	11.20	16.14
7	1.31	3.78	0	0.50	0.87	8.57	4.28	7.42	1.51	5.29	0.34	2.55	0.00	0.00	0.00	11.20	14.39
8	1.31	2.95	0	0.57	0.82	6.69	3.82	5.49	1.60	5.59	0.34	1.89	0.00	0.00	0.00	11.20	11.23
9	0.63	1.49	0	0.64	0.77	1.62	1.04	1.24	0.82	2.88	0.34	0.43	0.00	0.00	0.00	11.20	2.73
somme							22.53			62.09		28.95			0.00		149.90

Kss= 4.04

Kas= 2.68

Tableau VI. 8 : calcule de la stabilité (fin de construction) talus amont et aval. R=11.12 m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	0.16	0.07	0	-0.286	1.0	0.0	0.0	0.0	0.2	0.6	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	9.3	0.0
-3	1.11	1.01	0	-0.214	1.0	1.9	-0.4	1.9	1.1	4.0	0.3	0.7	0.0	0.0	0.0	9.3	2.7
-2	1.11	1.84	0	-0.143	1.0	3.5	-0.5	3.5	1.1	3.9	0.3	1.2	0.0	0.0	0.0	9.3	4.9
-1	1.11	2.55	0	-0.071	1.0	4.9	-0.3	4.9	1.1	3.9	0.3	1.7	0.0	0.0	0.0	9.3	6.8
0	1.11	3.16	0	0.000	1.0	6.1	0.0	6.1	1.1	3.9	0.3	2.1	0.0	0.0	0.0	9.3	8.5
1	1.11	3.71	0	0.071	1.0	7.1	0.5	7.1	1.1	3.9	0.3	2.4	0.0	0.0	0.0	9.3	9.9
2	1.11	4.04	0	0.143	1.0	7.8	1.1	7.7	1.1	3.9	0.3	2.6	0.0	0.0	0.0	9.3	10.8
3	1.11	4.31	0	0.214	1.0	8.3	1.8	8.1	1.1	4.0	0.3	2.8	0.0	0.0	0.0	9.3	11.6
4	1.11	4.45	0	0.286	1.0	8.5	2.4	8.2	1.2	4.1	0.3	2.8	0.0	0.0	0.0	9.3	11.9
5	1.11	4.45	0	0.357	0.9	8.5	3.1	8.0	1.2	4.2	0.3	2.7	0.0	0.0	0.0	9.3	11.9
6	1.11	4.39	0	0.429	0.9	8.4	3.6	7.6	1.2	4.3	0.3	2.6	0.0	0.0	0.0	9.3	11.8
7	1.11	3.91	0	0.500	0.9	7.5	3.8	6.5	1.3	4.5	0.3	2.2	0.0	0.0	0.0	9.3	10.5
8	1.11	3.23	0	0.571	0.8	6.2	3.5	5.1	1.4	4.7	0.3	1.8	0.0	0.0	0.0	9.3	8.7
9	0.92	2.05	0	0.643	0.8	3.3	2.1	2.5	1.2	4.2	0.3	0.9	0.0	0.0	0.0	9.3	4.6
somme							20.62			54.00		26.55			0.0		114.67

Kss= 3.91

Kas= 2.60

CHAPITRE VI : CALCULE DE LA STABILITE

Tableau VI. 9 : calcule de la stabilité (fin de construction) talus amont et aval. R=10.21 m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	0.39	0.38	0	-0.29	0.96	0.26	-0.07	0.25	0.41	1.42	0.34	0.08	0.00	0.00	0.00	8.48	0.33
-3	1.02	1.27	0	-0.21	0.98	2.24	-0.48	2.19	1.04	3.65	0.34	0.75	0.00	0.00	0.00	8.48	2.85
-2	1.02	2.05	0	-0.14	0.99	3.62	-0.52	3.58	1.03	3.61	0.34	1.23	0.00	0.00	0.00	8.48	4.60
-1	1.02	2.67	0	-0.07	1.00	4.71	-0.34	4.70	1.02	3.58	0.34	1.62	0.00	0.00	0.00	8.48	5.99
0	1.02	3.27	0	0.00	1.00	5.77	0.00	5.77	1.02	3.57	0.34	1.99	0.00	0.00	0.00	8.48	7.34
1	1.02	3.73	0	0.07	1.00	6.58	0.47	6.57	1.02	3.58	0.34	2.26	0.00	0.00	0.00	8.48	8.37
2	1.02	4.08	0	0.14	0.99	7.20	1.03	7.13	1.03	3.61	0.34	2.45	0.00	0.00	0.00	8.48	9.16
3	1.02	4.24	0	0.21	0.98	7.48	1.60	7.31	1.04	3.65	0.34	2.52	0.00	0.00	0.00	8.48	9.52
4	1.02	4.37	0	0.29	0.96	7.71	2.20	7.39	1.06	3.73	0.34	2.54	0.00	0.00	0.00	8.48	9.81
5	1.02	4.49	0	0.36	0.93	7.92	2.83	7.40	1.09	3.82	0.34	2.55	0.00	0.00	0.00	8.48	10.08
6	1.02	4.27	0	0.43	0.90	7.53	3.23	6.81	1.13	3.95	0.34	2.34	0.00	0.00	0.00	8.48	9.58
7	1.02	3.93	0	0.50	0.87	6.93	3.47	6.01	1.18	4.12	0.34	2.07	0.00	0.00	0.00	8.48	8.82
8	1.02	3.28	0	0.57	0.82	5.79	3.31	4.75	1.24	4.35	0.34	1.64	0.00	0.00	0.00	8.48	7.36
9	0.77	2.12	0	0.64	0.77	2.82	1.82	2.16	1.01	3.52	0.34	0.74	0.00	0.00	0.00	8.48	3.59
somme							18.55			50.17		24.79			0.00		97.40

Kss= 4.04

Kas= 2.67

Tableau VI. 10 : calcule de la stabilité (fonctionnement normal) talus aval. R=13.16 m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	0.31	0.14	0	-0.29	0.96	0.09	-0.03	0.09	0.32	1.13	0.34	0.03	0.14	0.05	0.02	11.20	0.15
-3	1.31	0.63	0	-0.21	0.98	1.72	-0.37	1.68	1.34	4.69	0.34	0.58	0.63	0.84	0.29	11.20	2.88
-2	1.31	1.34	0	-0.14	0.99	3.65	-0.52	3.61	1.32	4.63	0.34	1.24	1.34	1.77	0.61	11.20	6.13
-1	1.31	2.19	0	-0.07	1.00	5.97	-0.43	5.95	1.31	4.60	0.34	2.05	2.19	2.88	0.99	11.20	10.03
0	1.31	2.91	0	0.00	1.00	7.93	0.00	7.93	1.31	4.59	0.34	2.73	2.91	3.81	1.31	11.20	13.32
1	1.31	3.50	0	0.07	1.00	9.54	0.68	9.51	1.31	4.60	0.34	3.28	3.50	4.60	1.58	11.20	16.02
2	1.31	3.96	0	0.14	0.99	10.79	1.54	10.68	1.32	4.63	0.34	3.68	3.96	5.24	1.80	11.20	18.13
3	1.31	4.24	0	0.21	0.98	11.55	2.48	11.28	1.34	4.69	0.34	3.89	4.24	5.69	1.96	11.20	19.41
4	1.31	4.33	0.11	0.29	0.96	12.05	3.44	11.55	1.37	4.78	0.34	3.98	4.33	5.92	2.04	11.20	20.24
5	1.31	4.30	0.15	0.36	0.93	12.06	4.31	11.26	1.40	4.91	0.34	3.88	4.30	6.03	2.08	11.20	20.26
6	1.31	4.24	3.58	0.43	0.90	19.67	8.43	17.77	1.45	5.07	0.34	6.12	4.24	6.15	2.12	11.20	33.04
7	1.31	3.78	0	0.50	0.87	10.30	5.15	8.92	1.51	5.29	0.34	3.07	3.78	5.72	1.97	11.20	17.30
8	1.31	2.95	0	0.57	0.82	8.04	4.59	6.60	1.60	5.59	0.34	2.27	2.95	4.71	1.62	11.20	13.50
9	0.63	1.49	0	0.64	0.77	1.95	1.26	1.50	0.82	2.88	0.34	0.51	1.49	1.23	0.42	11.20	3.28
somme							30.53175			62.09		37.299			18.809		193.7

Kss= 2.6392

Kas= 1.7808

CHAPITRE VI : CALCULE DE LA STABILITE

Tableau VI. 11 : calcule de la stabilité (fonctionnement normal) talus aval. R=11.12 m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	0.16	0.07	0	-0.29	0.96	0.02	-0.01	0.02	0.17	0.58	0.34	0.01	0.07	0.01	0.00	9.31	0.03
-3	1.11	1.01	0	-0.21	0.98	2.33	-0.50	2.28	1.14	3.98	0.34	0.78	1.01	1.15	0.40	9.31	3.26
-2	1.11	1.84	0	-0.14	0.99	4.25	-0.61	4.20	1.12	3.93	0.34	1.45	1.84	2.06	0.71	9.31	5.93
-1	1.11	2.55	0	-0.07	1.00	5.89	-0.42	5.87	1.11	3.89	0.34	2.02	2.55	2.84	0.98	9.31	8.22
0	1.11	3.16	0	0.00	1.00	7.30	0.00	7.30	1.11	3.89	0.34	2.51	3.16	3.51	1.21	9.31	10.19
1	1.11	3.71	0	0.07	1.00	8.57	0.61	8.54	1.11	3.89	0.34	2.94	3.71	4.13	1.42	9.31	11.96
2	1.11	4.04	0	0.14	0.99	9.33	1.33	9.23	1.12	3.93	0.34	3.18	4.04	4.53	1.56	9.31	13.03
3	1.11	4.31	0	0.21	0.98	9.95	2.13	9.72	1.14	3.98	0.34	3.35	4.31	4.90	1.69	9.31	13.90
4	1.11	4.40	0.06	0.29	0.96	10.27	2.94	9.85	1.16	4.05	0.34	3.39	4.40	5.10	1.75	9.31	14.35
5	1.11	4.37	0.09	0.36	0.93	10.26	3.67	9.59	1.19	4.16	0.34	3.30	4.37	5.19	1.79	9.31	14.33
6	1.11	4.39	0	0.43	0.90	10.14	4.34	9.16	1.23	4.30	0.34	3.15	4.39	5.39	1.86	9.31	14.15
7	1.11	3.91	0	0.50	0.87	9.03	4.51	7.82	1.28	4.49	0.34	2.69	3.91	5.01	1.73	9.31	12.61
8	1.11	3.23	0	0.57	0.82	7.46	4.26	6.12	1.35	4.73	0.34	2.11	3.23	4.37	1.50	9.31	10.41
9	0.92	2.05	0	0.64	0.77	3.92	2.52	3.00	1.20	4.20	0.34	1.03	2.05	2.46	0.85	9.31	5.48
somme							24.78421			54		31.919			17.441		137.85

Kss= 2.7631

Kas= 1.8418

Tableau VI. 12 : calcule de la stabilité (fonctionnement normal) talus aval. R=10.21 m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	0.39	0.38	0	-0.29	0.96	0.31	-0.09	0.30	0.41	1.42	0.34	0.10	0.38	0.15	0.05	8.48	0.39
-3	1.02	1.27	0	-0.21	0.98	2.69	-0.58	2.63	1.04	3.65	0.34	0.91	1.27	1.33	0.46	8.48	3.43
-2	1.02	2.05	0	-0.14	0.99	4.35	-0.62	4.30	1.03	3.61	0.34	1.48	2.05	2.11	0.73	8.48	5.53
-1	1.02	2.67	0	-0.07	1.00	5.66	-0.40	5.65	1.02	3.58	0.34	1.95	2.67	2.73	0.94	8.48	7.21
0	1.02	3.27	0	0.00	1.00	6.94	0.00	6.94	1.02	3.57	0.34	2.39	3.27	3.34	1.15	8.48	8.82
1	1.02	3.73	0	0.07	1.00	7.91	0.57	7.89	1.02	3.58	0.34	2.72	3.73	3.81	1.31	8.48	10.07
2	1.02	4.08	0	0.14	0.99	8.66	1.24	8.57	1.03	3.61	0.34	2.95	4.08	4.20	1.45	8.48	11.01
3	1.02	4.24	0	0.21	0.98	9.00	1.93	8.79	1.04	3.65	0.34	3.03	4.24	4.43	1.52	8.48	11.44
4	1.02	4.30	0.06	0.29	0.96	9.23	2.64	8.84	1.06	3.73	0.34	3.05	4.30	4.58	1.58	8.48	11.74
5	1.02	4.40	0.09	0.36	0.93	9.49	3.39	8.87	1.09	3.82	0.34	3.05	4.40	4.80	1.65	8.48	12.08
6	1.02	4.27	0	0.43	0.90	9.06	3.88	8.19	1.13	3.95	0.34	2.82	4.27	4.82	1.66	8.48	11.52
7	1.02	3.93	0	0.50	0.87	8.34	4.17	7.22	1.18	4.12	0.34	2.49	3.93	4.63	1.59	8.48	10.61
8	1.02	3.28	0	0.57	0.82	6.96	3.98	5.71	1.24	4.35	0.34	1.97	3.28	4.08	1.40	8.48	8.85
9	0.77	2.12	0	0.64	0.77	3.40	2.18	2.60	1.01	3.52	0.34	0.90	2.12	2.13	0.73	8.48	4.32
somme							22.27623			50.17		29.783			16.233		117.02

Kss= 2.8603

Kas= 1.8886

CHAPITRE VI : CALCULE DE LA STABILITE

Tableau VI. 13 : calcule de la stabilité (abaissement rapide de plans d'eau) talus amont. R=13.16 m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	0.31	0	0.14	-0.29	0.96	0.05	-0.01	0.04	0.32	1.13	0.34	0.02	0.14	0.05	0.02	11.20	0.08
-3	1.31	0	0.63	-0.21	0.98	0.89	-0.19	0.87	1.34	4.69	0.34	0.30	0.63	0.84	0.29	11.20	1.50
-2	1.31	0	1.34	-0.14	0.99	1.90	-0.27	1.88	1.32	4.63	0.34	0.65	1.34	1.77	0.61	11.20	3.18
-1	1.31	0	2.19	-0.07	1.00	3.10	-0.22	3.09	1.31	4.60	0.34	1.06	2.19	2.88	0.99	11.20	5.21
0	1.31	0	2.91	0.00	1.00	4.12	0.00	4.12	1.31	4.59	0.34	1.42	2.91	3.81	1.31	11.20	6.92
1	1.31	0	3.50	0.07	1.00	4.95	0.35	4.94	1.31	4.60	0.34	1.70	3.50	4.60	1.58	11.20	8.32
2	1.31	0	3.96	0.14	0.99	5.60	0.80	5.55	1.32	4.63	0.34	1.91	3.96	5.24	1.80	11.20	9.41
3	1.31	0	4.24	0.21	0.98	6.00	1.29	5.86	1.34	4.69	0.34	2.02	4.24	5.69	1.96	11.20	10.08
4	1.31	0	4.44	0.29	0.96	6.28	1.79	6.02	1.37	4.78	0.34	2.07	4.44	6.07	2.09	11.20	10.55
5	1.31	0	4.44	0.36	0.93	6.28	2.24	5.87	1.40	4.91	0.34	2.02	4.44	6.23	2.14	11.20	10.55
6	1.31	0.27	3.58	0.43	0.90	5.68	2.43	5.13	1.45	5.07	0.34	1.77	3.58	5.19	1.79	11.20	9.54
7	1.31	1.4	1.91	0.50	0.87	5.88	2.94	5.09	1.51	5.29	0.34	1.75	1.91	2.89	0.99	11.20	9.87
8	1.31	2.4	0.32	0.57	0.82	5.89	3.37	4.84	1.60	5.59	0.34	1.66	0.32	0.51	0.18	11.20	9.90
9	0.63	1.49	0	0.64	0.77	1.62	1.04	1.24	0.82	2.88	0.34	0.43	0.00	0.00	0.00	11.20	2.73
somme							14.51			59.21		18.34			15.75		95.10

Kss= 4.25

Kas= 2.84

Tableau VI. 14 : calcule de la stabilité (abaissement rapide de plans d'eau) talus amont. R=11.12 m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	0.16	0	0.07	-0.29	0.96	0.01	0.00	0.01	0.17	0.58	0.34	0.00	0.07	0.01	0.00	9.31	0.02
-3	1.11	0	1.01	-0.21	0.98	1.21	-0.26	1.18	1.14	3.98	0.34	0.41	1.01	1.15	0.40	9.31	1.69
-2	1.11	0	1.84	-0.14	0.99	2.21	-0.32	2.18	1.12	3.93	0.34	0.75	1.84	2.06	0.71	9.31	3.08
-1	1.11	0	2.55	-0.07	1.00	3.06	-0.22	3.05	1.11	3.89	0.34	1.05	2.55	2.84	0.98	9.31	4.27
0	1.11	0	3.16	0.00	1.00	3.79	0.00	3.79	1.11	3.89	0.34	1.30	3.16	3.51	1.21	9.31	5.29
1	1.11	0	3.71	0.07	1.00	4.45	0.32	4.44	1.11	3.89	0.34	1.53	3.71	4.13	1.42	9.31	6.21
2	1.11	0	4.04	0.14	0.99	4.84	0.69	4.79	1.12	3.93	0.34	1.65	4.04	4.53	1.56	9.31	6.76
3	1.11	0	4.31	0.21	0.98	5.17	1.11	5.05	1.14	3.98	0.34	1.74	4.31	4.90	1.69	9.31	7.22
4	1.11	0	4.45	0.29	0.96	5.33	1.52	5.11	1.16	4.05	0.34	1.76	4.45	5.15	1.77	9.31	7.45
5	1.11	0	4.45	0.36	0.93	5.33	1.91	4.98	1.19	4.16	0.34	1.72	4.45	5.29	1.82	9.31	7.45
6	1.11	0	4.39	0.43	0.90	5.26	2.26	4.75	1.23	4.30	0.34	1.64	4.39	5.39	1.86	9.31	7.35
7	1.11	0.77	2.86	0.50	0.87	4.91	2.45	4.25	1.28	4.49	0.34	1.46	2.86	3.67	1.26	9.31	6.85
8	1.11	1.8	0.92	0.57	0.82	4.56	2.61	3.74	1.35	4.73	0.34	1.29	0.92	1.24	0.43	9.31	6.37
9	0.92	2.05	0	0.64	0.77	3.26	2.10	2.50	1.20	4.20	0.34	0.86	0.00	0.00	0.00	9.31	4.56
somme							12.06			49.79		16.29			15.10		70.00

Kss= 4.22

Kas= 2.77

CHAPITRE VI : CALCULE DE LA STABILITE

Tableau VI. 15 : calcule de la stabilité (abaissement rapide de plans d'eau) talus amont. R=10.21 m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang θ	N*tang θ	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang θ	dn	a*Gn*dn
-4	0.39	0	0.38	-0.29	0.96	0.16	-0.05	0.15	0.41	1.42	0.34	0.05	0.38	0.15	0.05	8.48	0.20
-3	1.02	0	1.27	-0.21	0.98	1.40	-0.30	1.37	1.04	3.65	0.34	0.47	1.27	1.33	0.46	8.48	1.78
-2	1.02	0	2.05	-0.14	0.99	2.26	-0.32	2.24	1.03	3.61	0.34	0.77	2.05	2.11	0.73	8.48	2.87
-1	1.02	0	2.67	-0.07	1.00	2.94	-0.21	2.93	1.02	3.58	0.34	1.01	2.67	2.73	0.94	8.48	3.74
0	1.02	0	3.27	0.00	1.00	3.60	0.00	3.60	1.02	3.57	0.34	1.24	3.27	3.34	1.15	8.48	4.58
1	1.02	0	3.73	0.07	1.00	4.11	0.29	4.10	1.02	3.58	0.34	1.41	3.73	3.81	1.31	8.48	5.23
2	1.02	0	4.08	0.14	0.99	4.49	0.64	4.45	1.03	3.61	0.34	1.53	4.08	4.20	1.45	8.48	5.72
3	1.02	0	4.24	0.21	0.98	4.67	1.00	4.56	1.04	3.65	0.34	1.57	4.24	4.43	1.52	8.48	5.94
4	1.02	0	4.30	0.29	0.96	4.74	1.35	4.54	1.06	3.73	0.34	1.56	4.30	4.58	1.58	8.48	6.03
5	1.02	0	4.40	0.36	0.93	4.85	1.73	4.53	1.09	3.82	0.34	1.56	4.40	4.80	1.65	8.48	6.17
6	1.02	0	4.27	0.43	0.90	4.70	2.02	4.25	1.13	3.95	0.34	1.46	4.27	4.82	1.66	8.48	5.98
7	1.02	0.47	3.18	0.50	0.87	4.33	2.17	3.75	1.18	4.12	0.34	1.29	3.18	3.75	1.29	8.48	5.51
8	1.02	1.8	0.92	0.57	0.82	4.19	2.39	3.44	1.24	4.35	0.34	1.18	0.92	1.14	0.39	8.48	5.33
9	0.77	2.12	0	0.64	0.77	2.82	1.82	2.16	1.01	3.52	0.34	0.74	0.00	0.00	0.00	8.48	3.59
somme							10.72			46.65		15.12			14.18		59.08

Kss= 4.44

Kas= 2.88

chapitre . VIII

Le ferrailage

Introduction :

Nous connaissons que le béton résiste bien au compression mais les armateurs résiste au traction donc l'assemblage de ces deux élément donne une résistance a ces deux sollicitation.

VII.1. Ferrailage des éléments du canal :

VII.1.1. Ferrailage du mur :

Le mur est calculé comme une dalle simplement appuyée sur les appuis (contrefort) et soumise a la résultante due aux pressions des terres et de la surcharge (en utilisant les coefficients de sécurité)

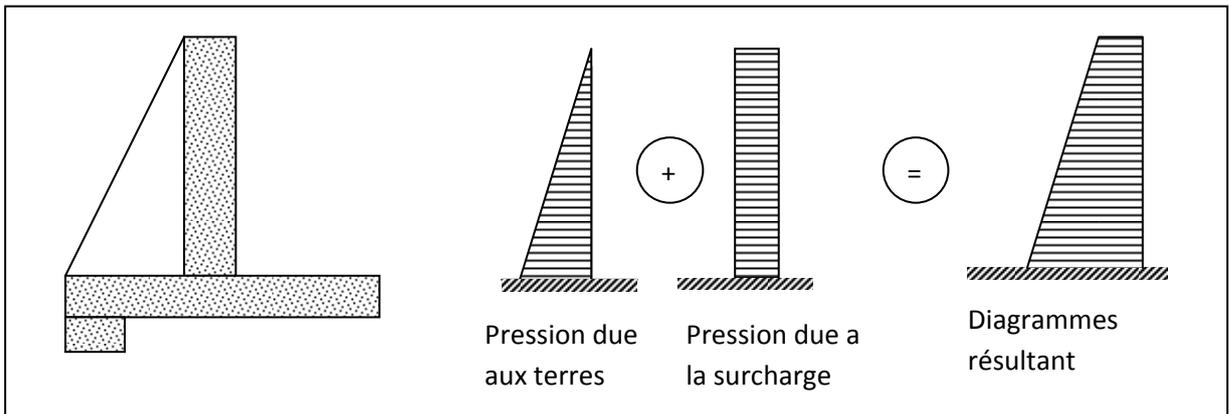


Figure : représentation des force qui agissent sur le mur de canal d'amené
 Pour simplifier les calcules, le mur se divise en plusieurs tranches de 1m de hauteur

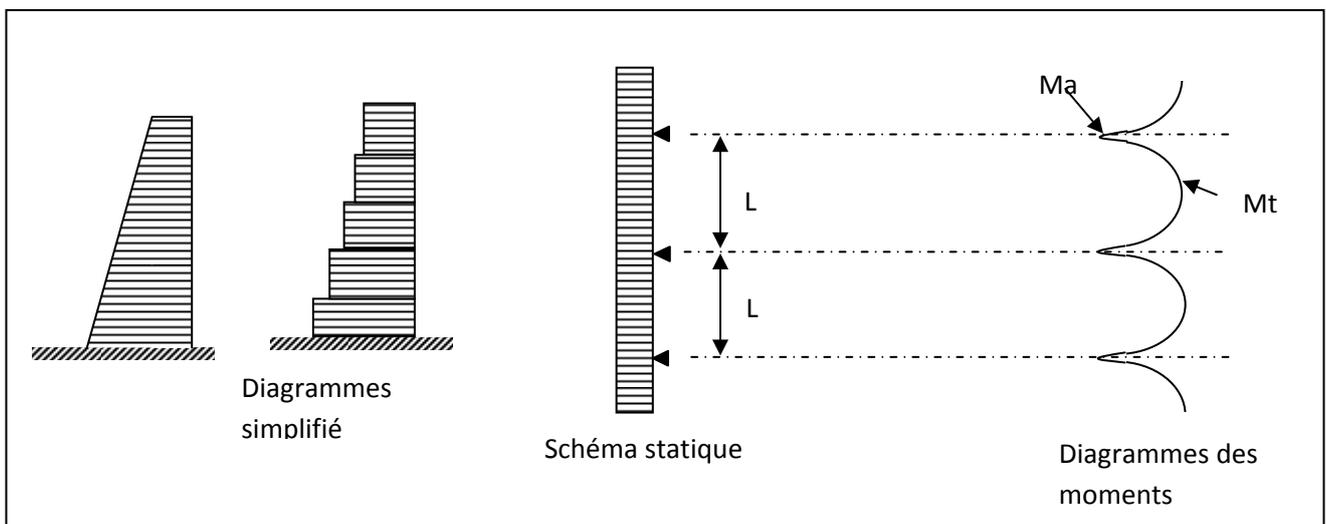


Figure : représentation de l'allure des moments en travée et en appuis

CHAPITRE VII : CALCULE DE FERRAILLAGE

$$Ma = \frac{pl^2}{16} \dots\dots\dots (VII-1)$$

$$Mt = \frac{pl^2}{10} \dots\dots\dots (VII-2)$$

Ma : moment en appuis.

Mt : moment en travée.

P : pression des forces agissent sur le mur à chaque 1m de hauteur.

L : distance entre les contreforts (l=3.5m)

$$p=1.35Ft+1.5Fs \dots\dots\dots (VII-3)$$

1.35 et 1.5 sont des coefficients de majoration (sécurité).

Ft : force due au poussé de la terre.

Fs : force due au poussé de la surcharge.

les donne de base :

$$\sigma_{\text{béton}}=25\text{mpa}$$

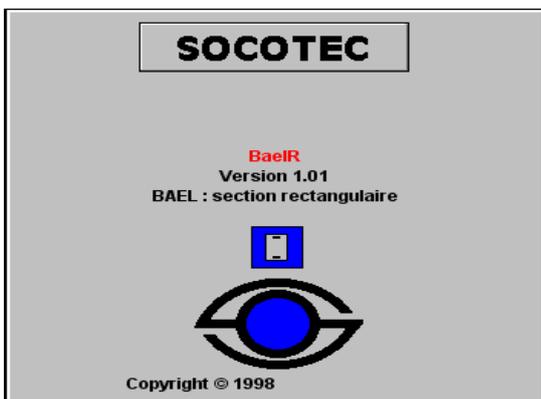
$$\sigma_{\text{arm}}=400\text{mpa}$$

Tableau VII. 1 : résultat des forces et des moments par chaque 1 m de hauteur.

Tranches	Hi	P (t/m)	Ma (t.m)	Mt (t.m)
1	0.5	0.98	1.20	0.75
2	1.5	2.93	3.59	2.24
3	2.5	4.88	5.98	3.74
4	3.5	6.83	8.37	5.23
5	4	7.81	9.56	5.98

• **Calcul de la section des armateurs :**

En fait les calcule à laide de logiciel SOCOTEC



CHAPITRE VII : CALCULE DE FERRAILLAGE

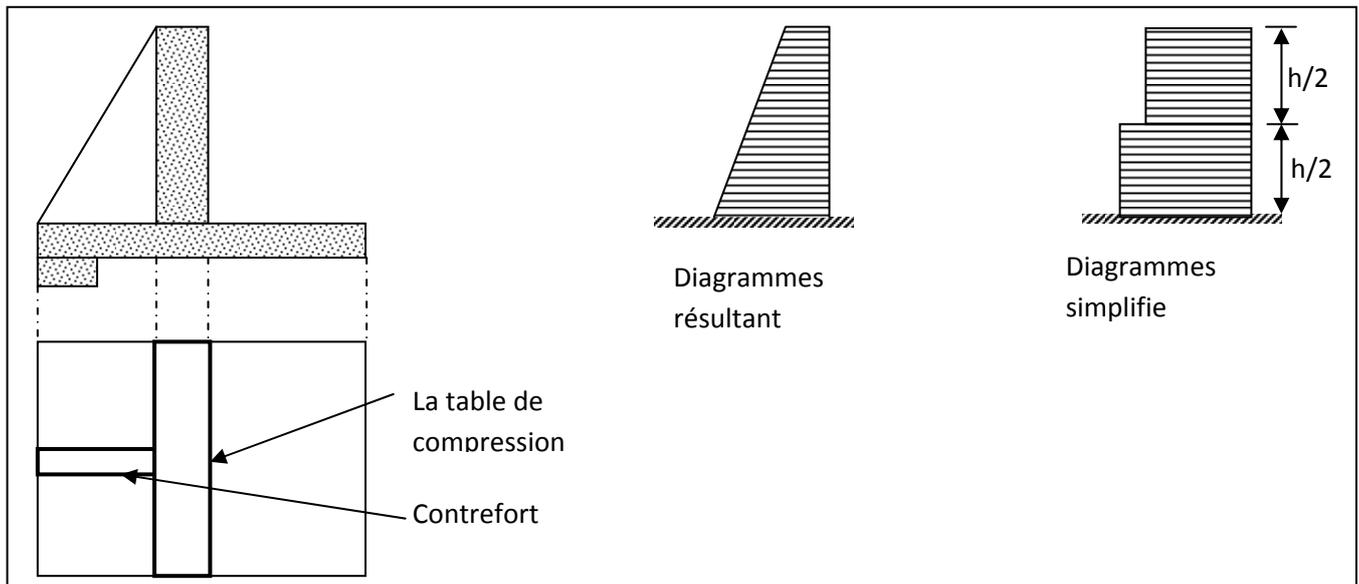
Tableau VII. 2 : Ferrailage adopté:

Tranche	En travée		En appui	
	Arm. Principale.	Arm. Répartition.	Arm. Principale.	Arm. Répartition.
01	T12/20	T14/15	T12/20	T14/15
02	T14/15	T14/15	T14/15	T14/15
03	T16/15	T14/15	T16/15	T14/15
04	T20/10	T14/15	T20/10	T14/15
05	T20/10	T14/15	T20/10	T14/15

VII.1.2.Ferrailage des contreforts :

Les contreforts travaillent comme des consoles verticales, encastrées dans la semelle est soumise aux efforts transmis par le rideau.

La section de calcul est une section en "T" dont le mur représente la table de compression.



La force qui agisse sur le contrefort est comme celui qui agisse sur le mur (VII-3)

$$p = 1.35F_t \cdot \frac{H^2}{2} + 1.5F_s \cdot H = 18.67 \text{ t/m}$$

- Le moment :

$$M = P \cdot \frac{H}{2} \cdot \frac{H}{3} \dots\dots\dots (VII-4)$$

M=77.79t.m

- Ferrailage adopté :

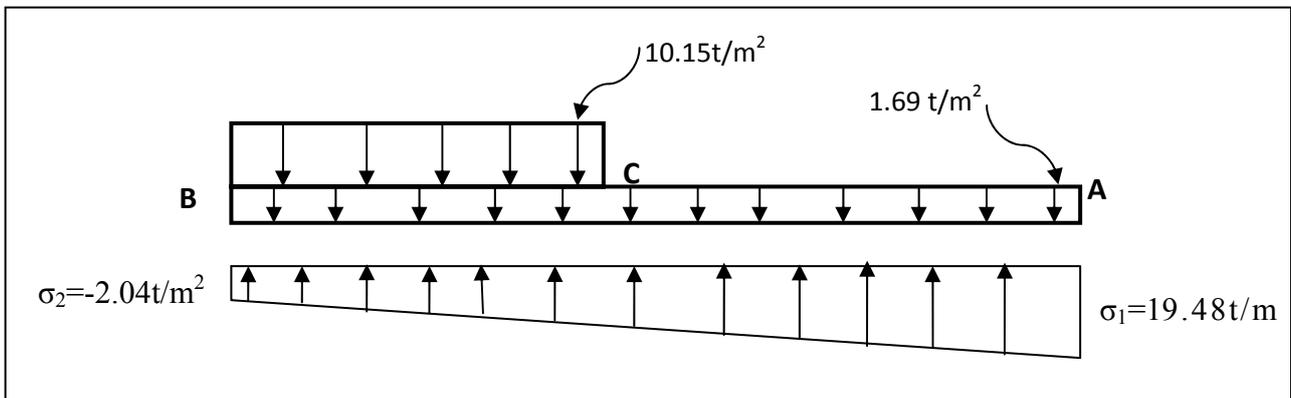
La section des armatures est : A = 5.62 cm² soit 3T16

Pour le reste du ferrailage du contrefort, on opte pour des T12/15 comme armature longitudinale, et des cadres en T10/15 comme armatures transversales sur 2,00 m de hauteur puis T8/15 sur le reste.

VII.1.3. Ferrailage de la semelle :

La semelle est soumise a :

- ✓ La réaction de sol qui représente une répartition trapézoïdale d’après des résultats de calcul de la stabilité $\sigma_1=19.4t/m^2$ $\sigma_2=-2.04t/m^2$
- ✓ A son poids propre réparti uniformément sur AB (1.69t/m²)
- ✓ Aux poids du mur et de terres reparti uniformément de B en C (pt et pr =10.15t/m²)



Calcul de résultante des contraintes

σ_{moy}	2.94	t/m ²
σ_{droit}	17.72	t/m ²
σ_{gouche}	13.88	t/m ²
$\sigma_{droit} - \sigma_{moy}$	10.94	t/m ²
$\sigma_{moy} - \sigma_{gouche}$	14.77	t/m ²

Donc $\sigma_c = |14.77 - 10.94| = 3.83t/m^2$

La résultante des charges sur chacune des parties de la semelle:

Vers le haut : $(\sigma_c + \sigma_{gouche}) \cdot B/2 = 35.55t$

Vers le bas : $(\sigma_{droit} + 0) \cdot (B-L1)/2 = 6.94t$

B : la longueur total de la semelle

L1 : la longueur de la semelle derrière le mur

La formule donnant le moment M_x a l'abscisse x (charges trapézoïdales):

$$M_x = -p_1 \frac{x}{2} - \frac{p_2 - p_1}{l} \cdot \frac{x^3}{6} + (2p_1 + p_2) \frac{lx}{6} \dots\dots\dots (VII-5)$$

La valeur maximale du moment est obtenue pour x :

Dans notre cas :

$$x = \frac{l}{p_2 - p_1} \left(-p_1 + \sqrt{\frac{p_1^2 + p_2^2 + p_1 \cdot p_2}{3}} \right) \dots\dots\dots (VII-6)$$

$p_1 = 13.88 \text{ t/m}^2$

$p_2 = 0.00 \text{ t/m}^2$

$l = 3.3 \text{ m}$

D'au

$x = 1.39 \text{ m} \quad M_{\max} = 13.52 \text{ t.m}$

$A_s = 9.01 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 5T16/\text{ml}$

VII.1.4. Ferrailage de la bêche :

Détermination de la réaction R_b :

$\Sigma M/B = 0 \text{ d'au } 3.5 \cdot R_b - 3.5 \cdot (2/3) \cdot 4.63 - 0.45 \cdot 29.19$

$3.5R_b = 31.27 \text{ d'où } R_b = 9.48$

Poids propre de la bêche:

$c \times c \times 2,5 = 0.35 \cdot 0.35 \cdot 2.5 = 0.31 \text{ t/ml}$

La charge totale $q = 9.78 \text{ t/ml}$

Le moment en travée : $M_t = 7.06 \times 3,50^2/10 = 11.98 \text{ t.m}$

Le moment en appui : $M_a = 7.06 \times 3,50^2/16 = 7.49 \text{ t.m}$

$A_s = 7.41 \text{ cm}^2$

Le ferrailage retenu est: 4T16

VII.1.5. Ferrailage du débort:

Le debort c'est un Console encastrée dans la semelle

Moment d'encastrement:

$M_o = 19.55t.m$

$A_s = 13.99cm^2$ soit 7T16/ml

VII.2. Ferrailage de la galerie et la prise d'eau :

Le ferrailage de la galerie et le corps de la prise d'eau se fait à laide de logiciel SAP 2000

VII.2.1. Présentation du logiciel sap2000

A l'heure actuelle, il existe de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis, permettant le calcul automatique de structures diverses.

L'objective est de présenter les notions fondamentales du calcul automatique d'un point de vue purement physique tout en considérant le code de calcul SAP2000 dans son efficacité c'est-à-dire comme un outil destiné à un utilisateur professionnel.

VII.2.2. Description de SAP2000

SAP2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il offre de nombreuses possibilités de saisie graphique, d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé, charpente métallique, etc.

VII.2.3. Modélisation :

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargements de la structure,...) de façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les innombrables outils disponibles. Les éléments finis associés à une des bases graphiques de génération de schémas (treillis, portiques, dalles, poutres, voiles, coques) sont paramétrés

dans une bibliothèque des structures appelée " MODEL TEMPLATE".(voir la figure ci-après).

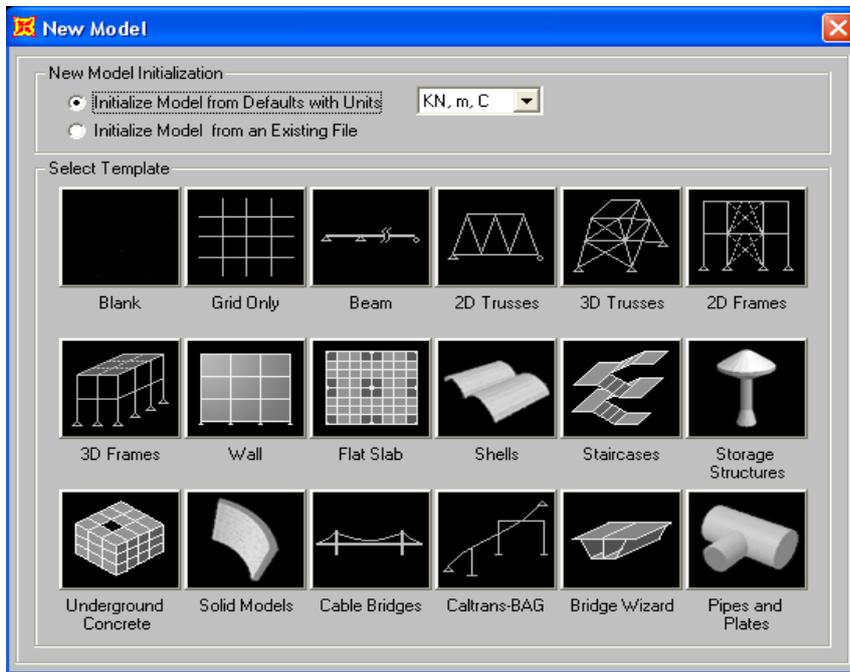


Figure VII. 1 : modèles de gabarits de structures

VII.2.4. L'analyse :

Le programme SAP2000, offre aussi les possibilités d'analyses suivantes :

- Analyse statique linéaire ;
- Analyse statique non linéaire ;
- Analyse dynamique.

VII.2.5. Le sous menu " MODEL TAMPLATE" :

C'est une bibliothèque spécialement adaptée permettant de réaliser le modèle de structures les plus complexes d'une manière optimale en vue d'un calcul statique ou dynamique.

Les donnes de base :

CHAPITRE VII : CALCULE DE FERRAILLAGE

$$\sigma_{\text{béton}}=25\text{ mpa}$$

$$\sigma_{\text{arm}}=400\text{ mpa}$$

Le séisme : Le séisme est défini par leur spectre comme indique la figure suivante :

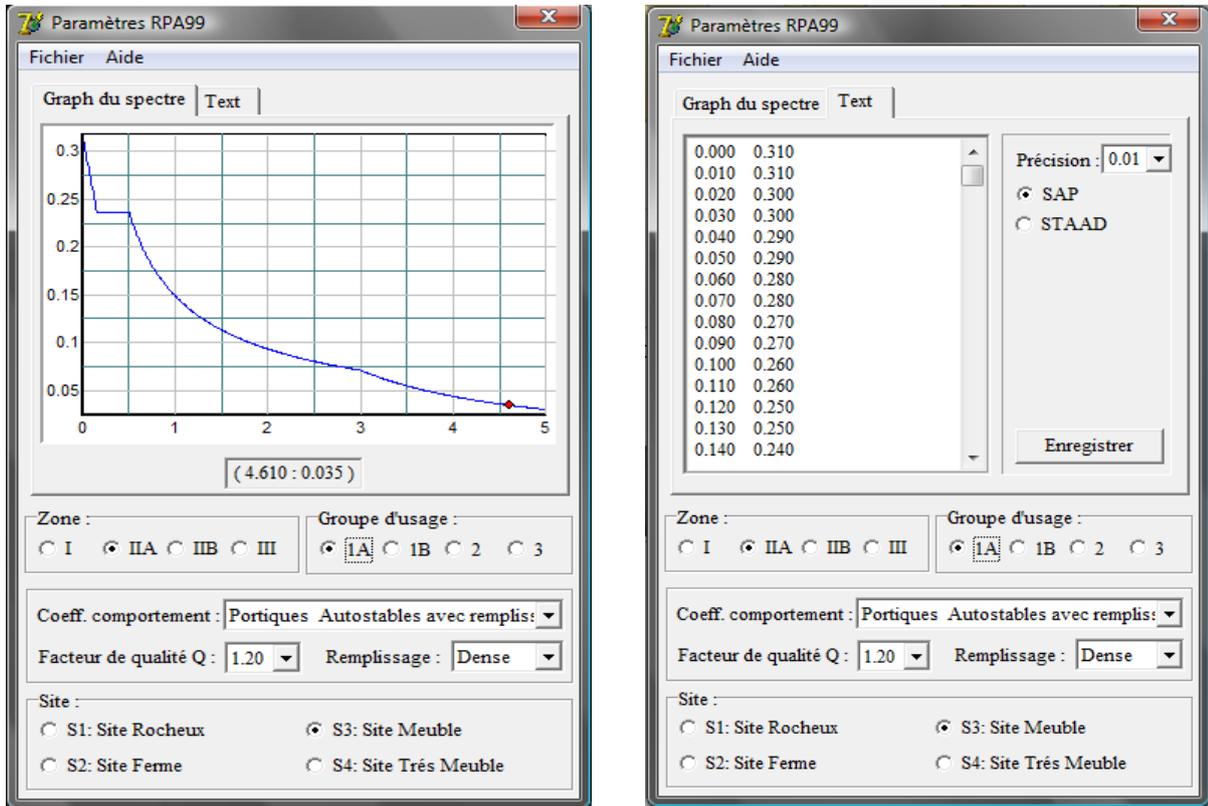


Figure VII. 2 : le spectre de séisme sous forme courbe ou texte.

a) Ferrailage de la galerie :

- La combinaison des charges sur la galerie:

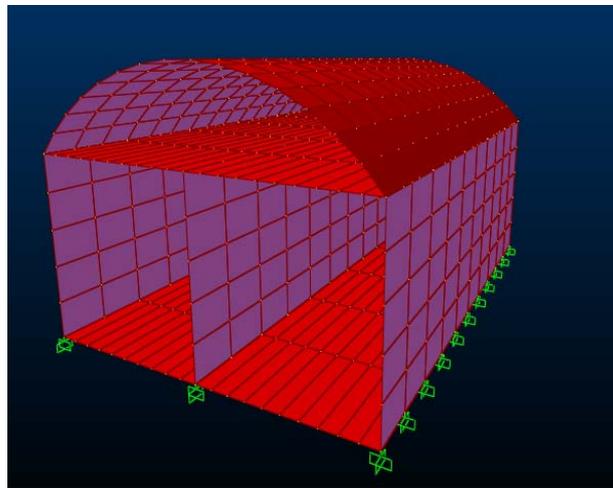
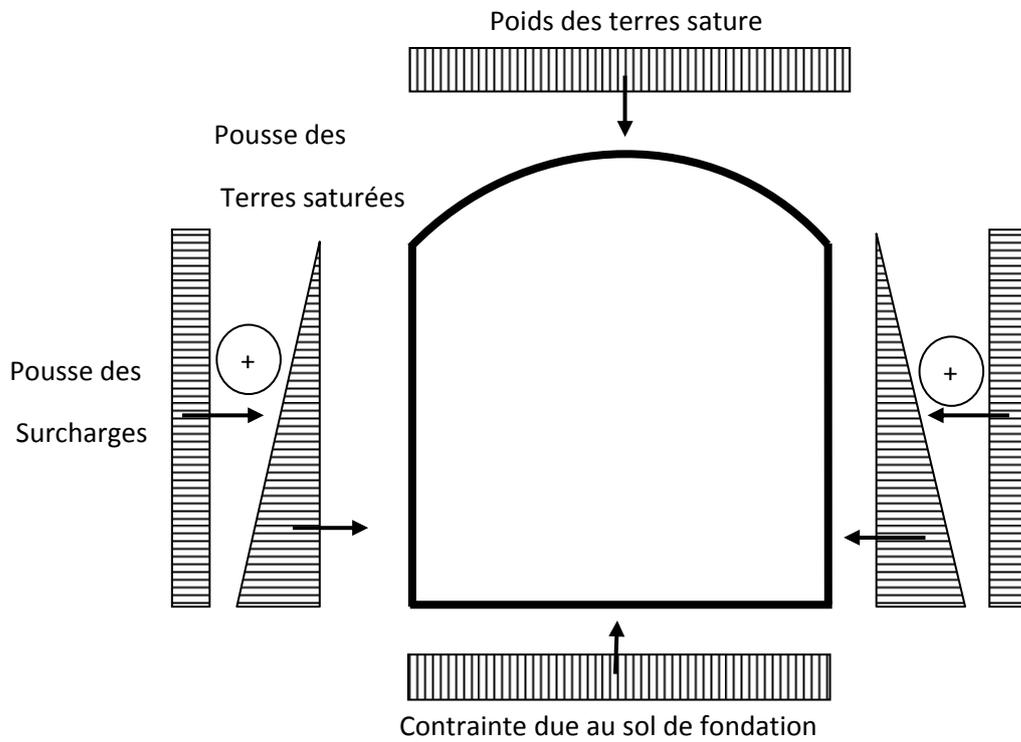


Figure VII. 3 : schème de la galerie prise de SAP 2000

- Calcul d'un mur en béton arme

Méthode des contraintes

$$\sigma_{1/2} = \frac{N_{\min}}{A} \pm \frac{M.Y}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{formule 01}$$

$$x = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} \cdot L \quad \text{formule 02}$$

$$F = |\sigma_2| \frac{a}{2} \cdot x \quad \text{formule 03}$$

$$A_v = \frac{F}{\sigma_e} + \frac{1}{2} \left(1,1 \frac{1,4T \cdot x}{\sigma_e} \right) \quad \text{formule 04}$$

- 1- Si σ_1 et σ_2 sont de signes positifs, la section est entièrement comprimée.
- 2- Si σ_1 et σ_2 sont de signes différents, la section est partiellement comprimée.
- 3- Dans le cas 2, on calcul la longueur de la zone tendue (formule 02).
- 4- La force de traction correspondante (Formule 03).
- 5- La section des armatures verticales sera donnée par (la formule 04).

• **Calcul des armatures transversales :**

Longueur du mur "L " : 10m

Epaisseur du mur " a " : 1m

Hauteur du mur " h " : 7.5m

Section de béton du mur " A " : 10m²

L'inertie du mur " I " : 83.33m⁴

Distance à l'axe neutre Y: 0.5 m

Contrainte du béton f_{c28} : 2500t/m²

Contrainte des aciers f_e : 40000t/m²

• **Les efforts de sollicitant sur le mur:**

			F_Z (t)	M_Z (t.m)
QGZ	Combinaison	Max	1807.2967	15305.352
QGZ	Combinaison	Min	1807.2967	15305.352
0.8GZ	Combinaison	Max	1470.0614	10410.84
0.8GZ	Combinaison	Min	1470.0614	10410.84

CHAPITRE VII : CALCULE DE FERRAILLAGE

Tableau VII. 3 : résultats de ferrailage des murs de la galerie:

combo	charge		σ_1	σ_2	x	F	A_v	Amin	% armature	A adoptée
QGZ	Combinaison	Max	-88.894	-272.565	2.459	335.161	86.375	49.186	0.0035	351.22
QGZ	Combinaison	Min	-88.894	-272.565	2.459	335.161	85.618	49.186	0.0035	348.14
0.8GZ	Combinaison	Max	-84.539	-209.474	2.875	301.154	78.493	57.507	0.0027	272.99
0.8GZ	Combinaison	Min	-84.539	-209.474	2.875	301.154	90.781	57.507	0.0032	315.72

Tableau VII. 4 : Répartition du ferrailage adopte :

Zone d'about	Z. courante
2 x 6T32/10	2x 6T32/15

- **Ferrailage de la clef de voute :**

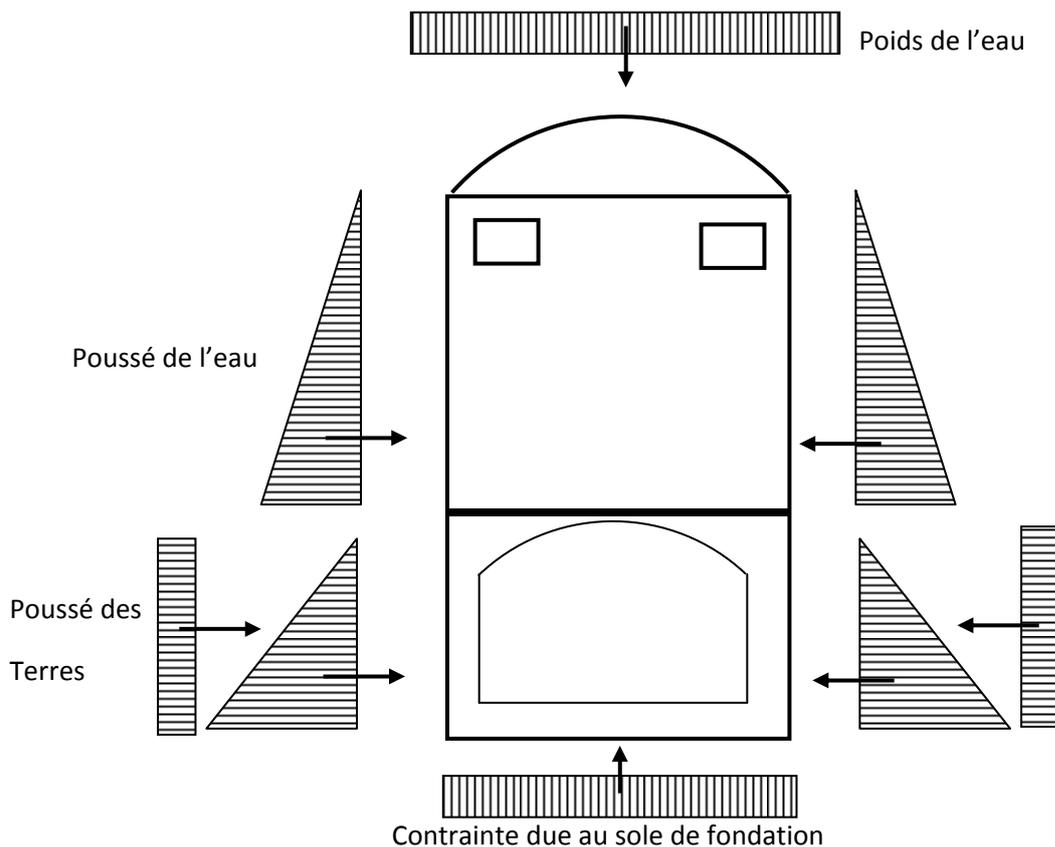
Selon les résultats du SAP 2000 en trouve que le M max=37.5 t.m

et selon le SOCOTEC en trouve $A_s=11.55\text{cm}^2$.

Donc le ferrailage adopté c est 2x6T16/15

b) Ferrailage de la prise d'eau :

- **La combinaison des charges sur la prise d'eau:**



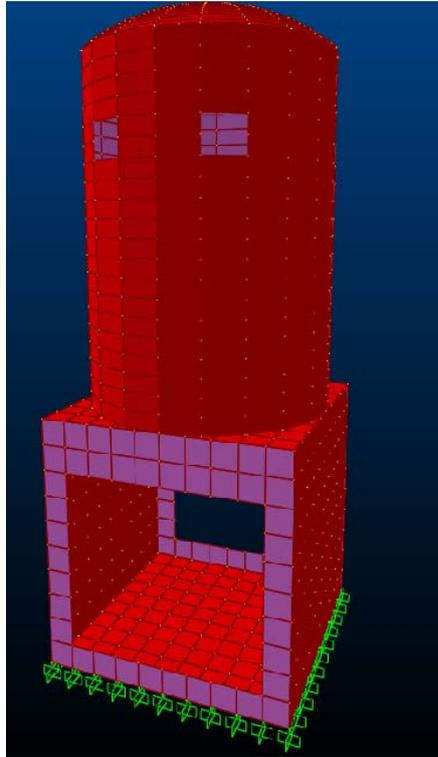


Figure VII. 4 : schéma de la prise d'eau prise de SAP 2000

- **Ferraillage de la coupole :**

$$M_{\max}=25 \text{ t.m} \Rightarrow A_s=7.65\text{cm}^2 \text{ soit } 2\text{xT14 /20}$$

- **Ferraillage des parois verticales de la prise d'eau :**

$$M_{\max}=35 \text{ t.m} \Rightarrow A_s=10.77\text{cm}^2 \text{ soit } 2\text{xT16/20}$$

Conclusion générale :

A travers cette étude nous avons essayé de traiter et d'étudier les principaux ouvrages annexes sauf l'évacuateur de crue du barrage Ramdane .D.

Les conditions topographique et géologique et les résultats géotechniques nous a permis de prédire l'emplacement des ouvrages annexes, tandis que notre dimensionnement a confirmé la stabilité et le bon fonctionnement de ces dernières.

A la fin, nous pensons avoir atteint notre objectif et nous souhaitons que cette étude soit fructueuse.

Bibliographie

- [1]. M^{ème} B.TOUAIBIA (ENSH).Manuel pratique d'hydrologie
- [2]. Procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages (ANBT).
- [3] B.REMMINI (université Saad Dahleb Blida).hydraulique appliquée.
- [4] Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale.
- [5] R. FRIHI .cours d'analyse numérique..
- [6] A. AMMARI .cours mécanique des fluides.
- [7] PHILIPPE FICHOU. mécanique des fluides
- [8] M.K.MIHOUBI., 1999. Guide de dimensionnement d'un barrage déversoir (cas d'une fondation non rocheuse). Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique. Blida.
- [9] Note de calcul C.T.C CHLEF.
- [10] M.HASSANE , 1998. Formulaire de calcul des aménagements. Ecole nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH). Blida.
- [11] N.SLAHDLI , 2008. Etude de faisabilité du barrage de Bounachi sur l'Oued Rabta (W. Tizi Ouzou). Mémoire de fin d'étude d'un ingénieur d'état en hydraulique. Ecole nationale supérieure de l'hydraulique (ENSH). Blida.
- [12]H DAHMANI 2007. Etude de faisabilité d'un barrage sur oued BAKH BAKH (W Stif.) Mémoire de fin d'étude d'un ingénieur d'état en hydraulique

Annexes

ANNEXE A

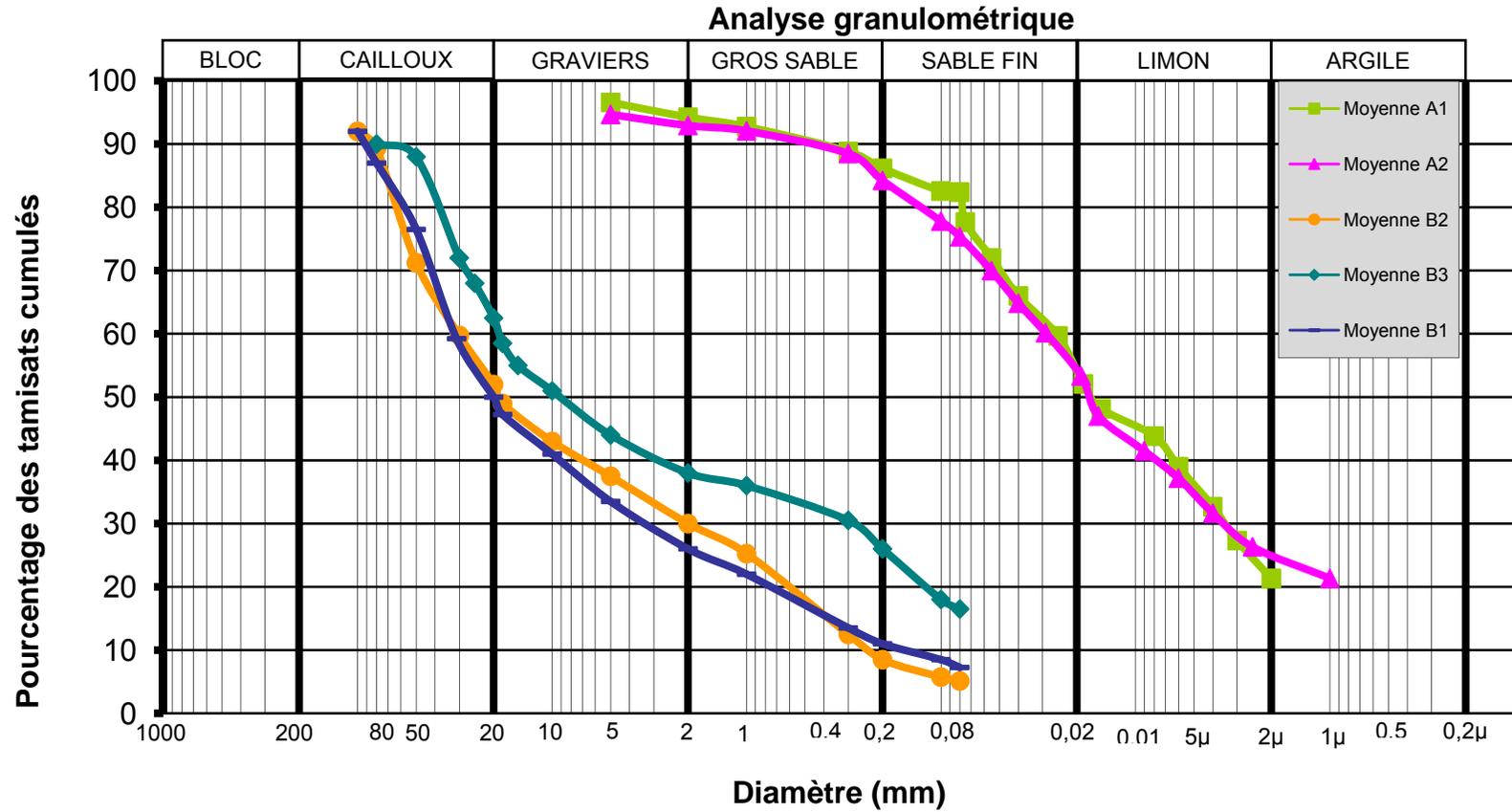


Figure 1 : analyse granulométrique des zones d'emprunts (A et B)

ANNEXE A

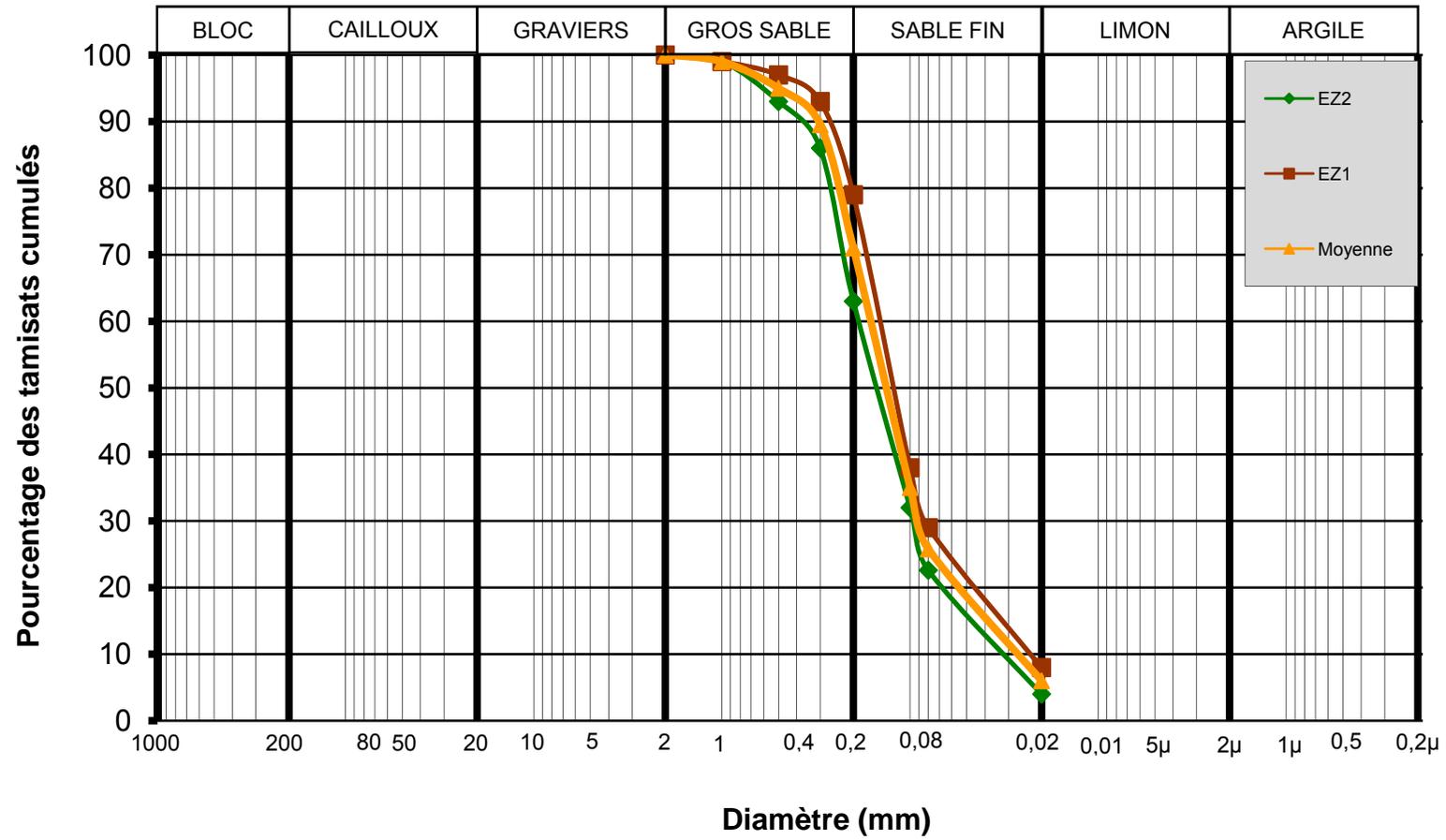


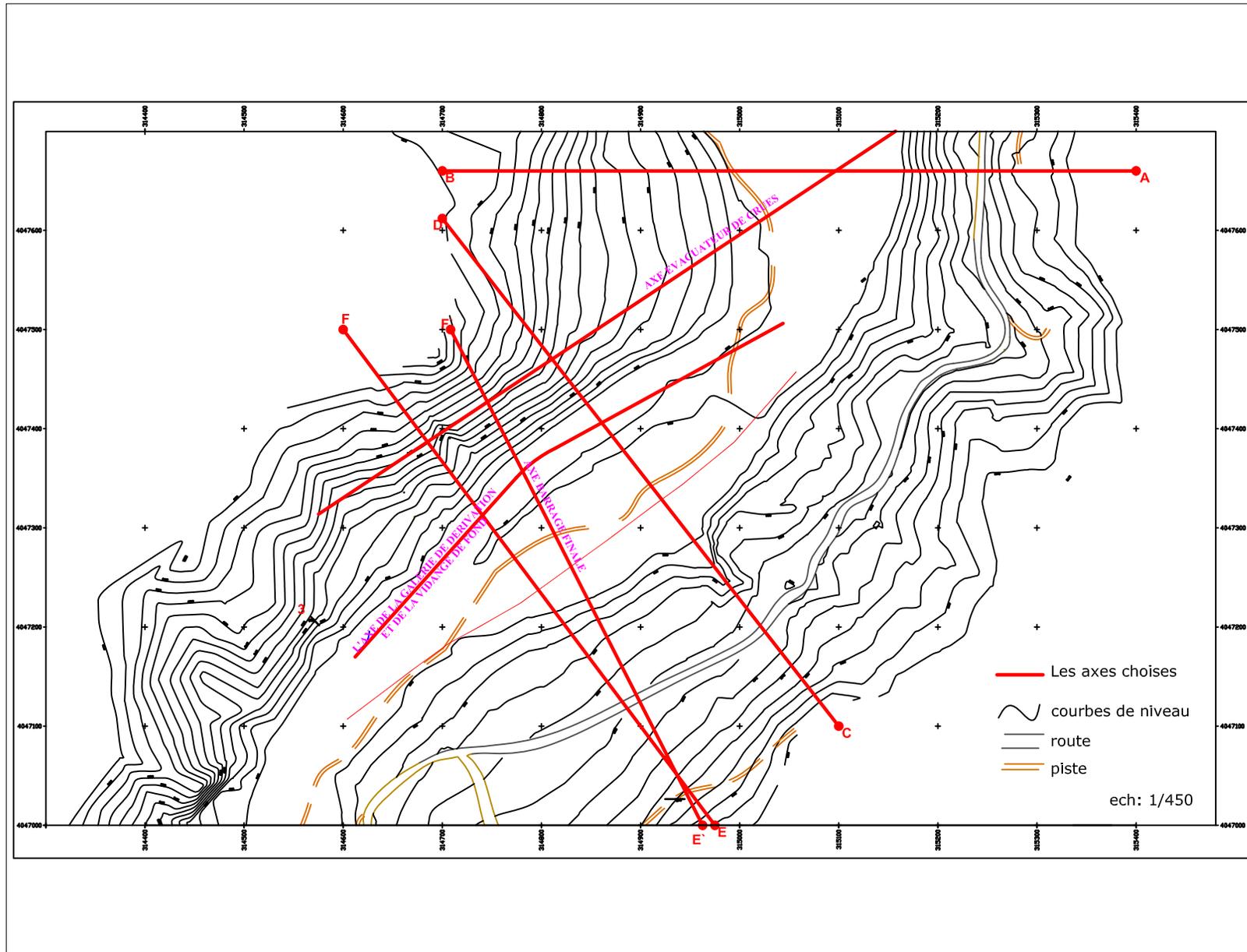
Figure 2 : Analyse granulométrique - Zone Zardezas

ANNEXE A

Tableau 1 : Résultats des essais de laboratoire (valeurs moyennes)

Types de matériaux	Zone d'emprunt	Teneur en eau nat et limites d'Atterberg			PROCTOR NORMAL		Oédometrie			Pérmeab	Cisaillement à la boîte				Analyses chimiques	
		W _{naturel}	W _L	I _p	W _{OPM}	γ _{d max}	P _c	C _c	C _g	K	UU		CU		Matières organiques	Carbonates
		%	%	%	%	g/cm ³	bar	%	%	cm/s	φ	c	φ'	c'		
											(°)	bar	(°)	bar	%	%
Matériaux argileux	Zone A ₁	18,20	64,83	33,17	15,8	1,73	3,21	15,44	3,30	3,78·10 ⁻⁸	8,42	1,01	19	0,35	0,39	14,19
	Zone A ₂	15,92	54,76	28,32	16,65	1,69	3,80	14,00	3,31	1,80·10 ⁻⁸	24,54	1,74	12,84	0,70	0,80	16,62
Alluvions	Zone B ₁				6,1	2,23				1,28·10 ⁻⁷						
	Zone B ₂				6,13	2,18				1,79·10 ⁻⁶						
	Zone B ₃				8,05	2,07				0,84·10 ⁻⁶						

ANNEXE A



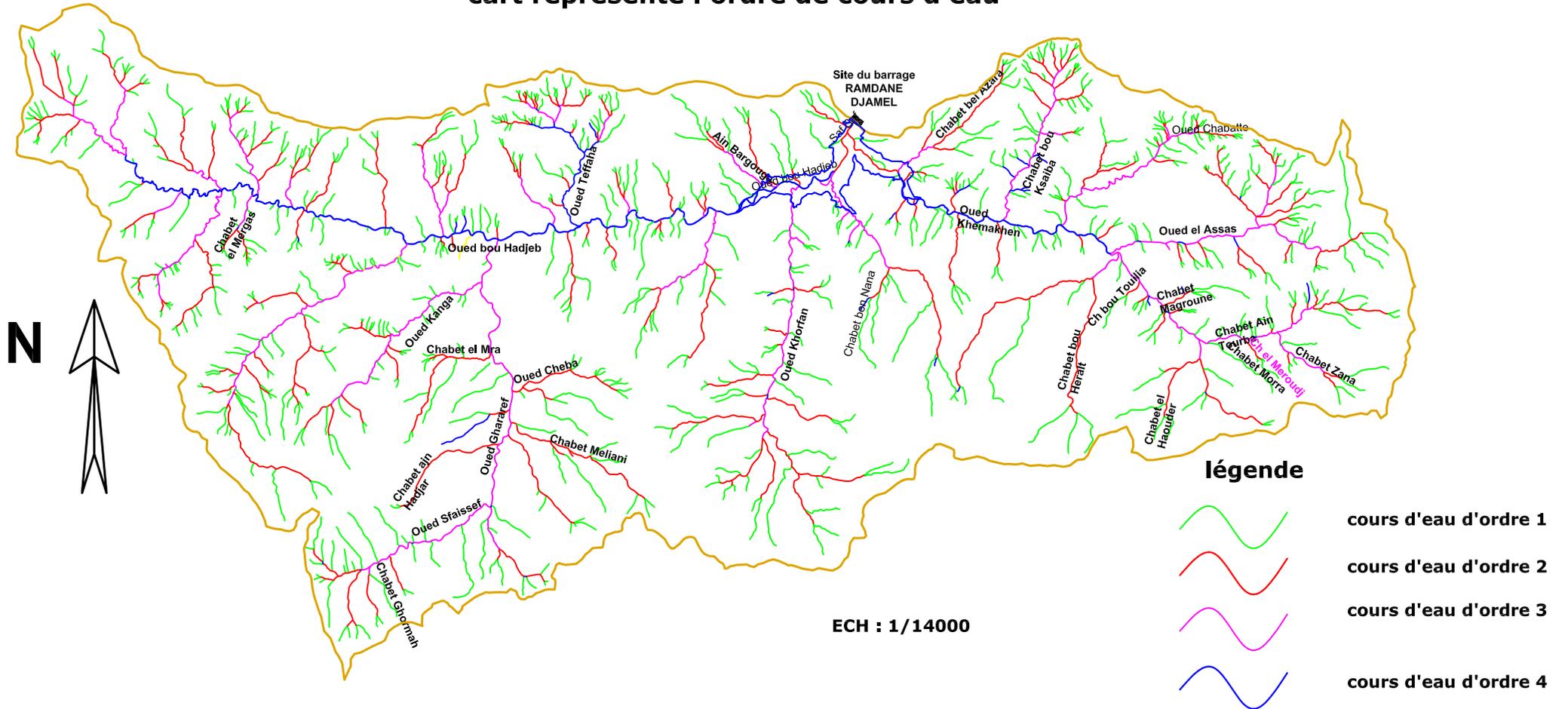
ANNEXE B

Tableau 2 : Pluies maximum journalier Station de zardezas Cod (030903)

année	Pmax.j	année	Pmax.j
1951	136.4	1978	174.3
1952	170.4	1979	80
1953	134.7	1980	161.7
1954	132.9	1981	126.5
1955	120.8	1982	194.5
1956	112.5	1983	271.7
1957	350.2	1984	452.5
1958	132.8	1985	118.5
1959	158.6	1986	164.5
1960	91.2	1987	77.9
1961	260.6	1988	204.8
1962	114.6	1989	148.2
1963	85.6	1990	169.5
1964	136.00	1991	152.2
1965	139.5	1992	292.7
1966	93.8	1993	196.6
1967	156.5	1994	117.7
1968	105	1995	242.5
1969	213.9	1996	89.3
1970	129.2	1997	151.8
1971	162.6	1998	223.3
1972	250.5	1999	178.3
1973	72.3	2000	152.6
1974	120.8	2001	109.3
1975	102.7	2002	256.5
1976	133.9	2003	190.1
1977	103.5	2004	231.4

ANNEXE B

cart represente l'ordre de cours d'eau



ANNEXE B

Tableau 3 : l'évapotranspiration de la zone d'étude (ramdane .d)

novembre	décembre	janvier	février	mars	avril	mai	juin	juillet	août	septembre	octobre
49.92	46.8	45.24	53.04	60.06	67.08	98.28	128.7	169.26	170.04	123.24	80.34

Tableau 4 : régularisation saisonnière sans tenir compte de perte.

régularisation saisonnière sans tenir compte de perte						1er consigne		
Mois	AEP(hm3)	AEI(hm3)	U80% (Hm3)	A (80%) Hm3	A (80%) -U80%	Vrf (Hm3)	Vri (Hm3)	S (Hm3)
Novembre	1.34	0.00	1.34	3.086	1.74	12.50	12.50	
Décembre	1.34	0.00	1.34	7.329	5.98	14.24	14.24	
Janvier	1.24	0.00	1.24	12.54	11.30	20.23	20.23	
Février	1.24	0.00	1.24	11.10	9.86	31.52	31.52	
Mars	1.24	1.10	2.34	7.44	5.10	41.38	36.35	5.03
Avril	1.34	2.20	3.54	4.24	0.69	41.45	36.35	5.10
Mai	1.34	3.30	4.64	2.07	-2.57	37.04	36.35	0.69
Juin	1.51	3.74	5.25	0.47	-4.78	33.78	33.78	
Juillet	1.60	3.74	5.34	0.11	-5.22	29.00	29.00	
Août	1.60	3.74	5.34	0.08	-5.25	23.78	23.78	
Septembre	1.60	3.30	4.90	0.27	-4.62	18.53	18.53	
Octobre	1.39	0.88	2.27	0.87	-1.41	13.90	13.90	
			Vs=	34.67	Hm³	12.50	12.50	10.81
			Vd=	23.85	Hm³			
			Vu=	23.85	Hm³			
			Vm=	12.50	Hm³			
			NNR	36.35	Hm³			

ANNEXE B

Tableau 5 : régularisation saisonnière en tenir compte des pertes 1^{ère} itération.

régularisation saisonnière en tenir compte des pertes						1er consigne			2eme consigne		
Mois	U80% (Hm3)	A (80%) Hm3	P _{evp} (Hm3)	P _{inf} (Hm3)	A (80%) - U80% -P	V _{rf} (Hm3)	V _{ri} (Hm3)	S (Hm3)	V _{rf} (Hm3)	V _{ri} (Hm3)	S (Hm3)
Novembre	1.34	3.09	0.063	0.067	1.61	12.50	12.50		4.75	4.75	7.8
Décembre	1.34	7.33	0.068	0.086	5.81	14.11	14.11		6.35	6.35	
Janvier	1.24	12.54	0.082	0.129	11.04	19.92	19.92		12.17	12.17	
Février	1.24	11.10	0.116	0.170	9.52	30.96	30.96		23.20	23.20	
Mars	2.34	7.44	0.144	0.182	4.74	40.48	37.82	2.69	32.72	32.72	
Avril	3.54	4.24	0.164	0.182	0.33	42.56	37.82	4.77	37.46	37.46	
Mai	4.64	2.07	0.233	0.175	-2.92	38.15	37.82	0.36	37.79	37.79	
Juin	5.25	0.47	0.284	0.157	-5.09	34.90	34.90		34.87	34.87	
Juillet	5.34	0.11	0.333	0.132	-5.49	29.80	29.80		29.77	29.77	
Août	5.34	0.08	0.303	0.106	-5.46	24.32	24.32		24.29	24.29	
Septembre	4.90	0.27	0.173	0.081	-4.79	18.86	18.86		18.82	18.82	
Octobre	2.27	0.87	0.096	0.066	-1.54	14.07	14.07		14.04	14.04	
			VS=	33.04	Hm³	12.53	12.53	7.8	12.50	12.50	7.8
			Vd=	25.29	Hm³						
			Vu=	25.29	Hm³						
			Vm=	12.50	Hm³						
			NNR	37.79	Hm³						

ANNEXE B

Tableau 6 : régularisation saisonnière en tenir compte des pertes 2^{ème} itération.

régularisation saisonnière en tenir compte de perte						1er consigne			2eme consigne		
Mois	U80% (Hm3)	A (80%) Hm3	P _{evp} (Hm3)	P _{inf} (Hm3)	A (80%) -U80% -P	Vrf (Hm3)	Vri (Hm3)	S (Hm3)	Vrf (Hm3)	Vri (Hm3)	S (Hm3)
Novembre	1.34	3.09	0.065	0.067	1.61	12.50	12.50		4.81	4.81	7.7
Décembre	1.34	7.33	0.103	0.085	5.81	14.11	14.11		6.42	6.42	
Janvier	1.24	12.54	0.088	0.127	11.04	19.92	19.92		12.23	12.23	
Février	1.24	11.10	0.123	0.172	9.51	30.97	30.97		23.27	23.27	
Mars	2.34	7.44	0.148	0.189	4.72	40.48	37.82	2.69	32.79	32.79	
Avril	3.54	4.24	0.165	0.189	0.32	42.54	37.82	4.75	37.51	37.51	
Mai	4.64	2.07	0.236	0.182	-2.93	38.14	37.82	0.35	37.82	37.82	
Juin	5.25	0.47	0.288	0.162	-5.10	34.89	34.89		34.89	34.89	
Juillet	5.34	0.11	0.344	0.135	-5.49	29.78	29.78		29.79	29.79	
Août	5.34	0.08	0.158	0.108	-5.47	24.29	24.29		24.29	24.29	
Septembre	4.90	0.27	0.185	0.082	-4.79	18.82	18.82		18.83	18.83	
Octobre	2.27	0.87	0.104	0.066	-1.54	14.04	14.04		14.04	14.04	
			VS=	33.02	Hm³	12.50	12.50	7.8	12.50	12.50	7.7
			Vd=	25.32	Hm³						
			Vu=	25.32	Hm³						
			Vm=	12.50	Hm³						
			NNR	37.82	Hm³						

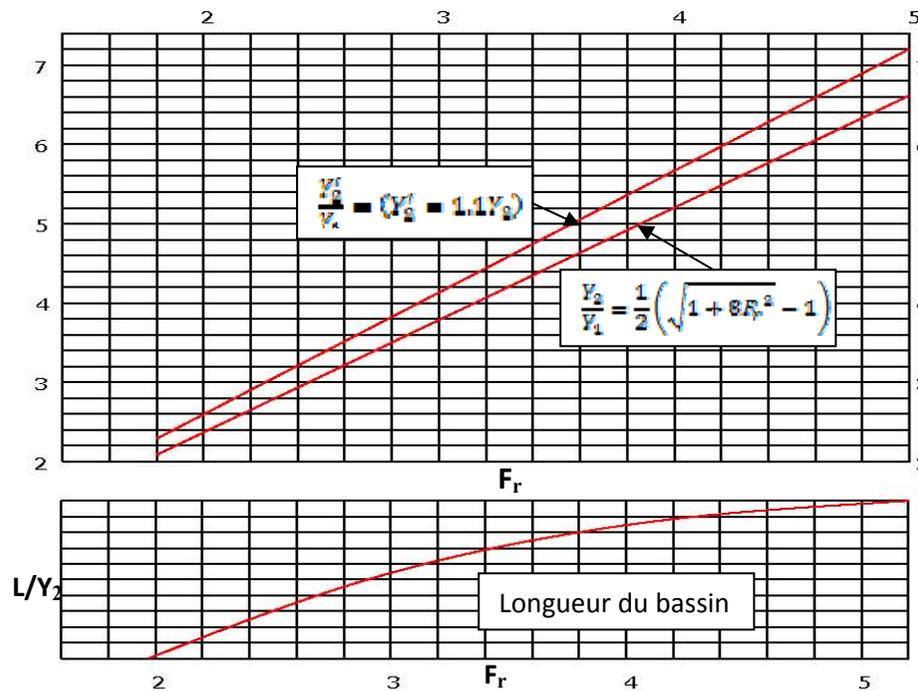
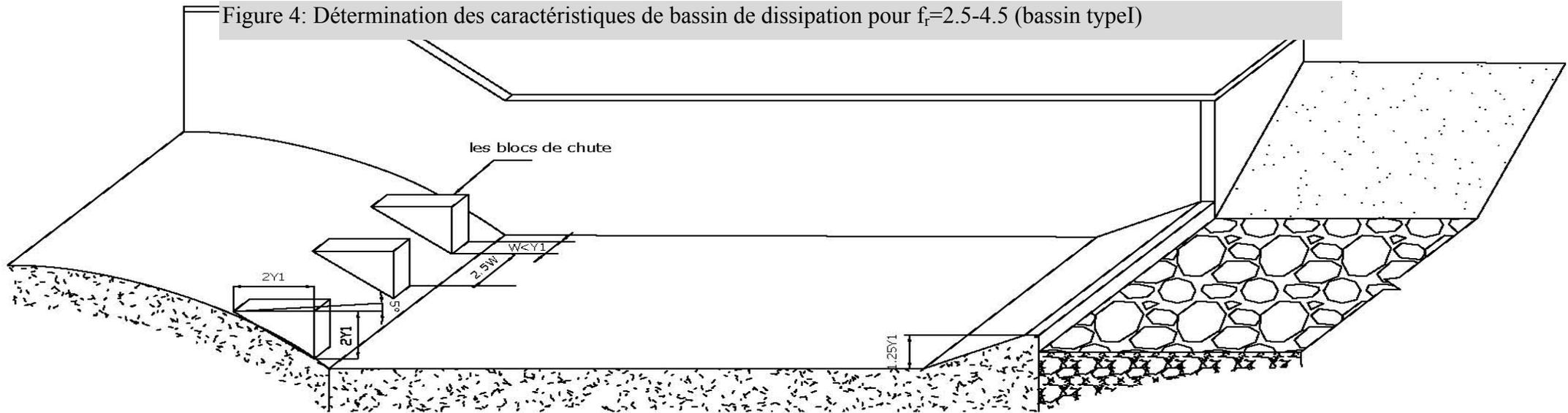
ANNEXE B

Tableau 7 : régularisation interannuelle

n	\sqrt{n}	Cv	Cs	F _{80%}	F _{70%}	F _{90%}	K _{80%} = (F _{80%} .Cv+1)	Z _{80%} =(α -K _{80%}).n	K _{70%}	Z _{70%}	K _{90%}	Z _{90%}
							$\alpha=0.8$		$\alpha=0.7$		$\alpha=0.9$	
1	1.00	0.430	0.430	-0.85	-0.58	-1.22	0.635	0.166	0.751	0.021	0.475	0.425
2	1.41	0.304	0.304	-0.85	-0.56	-1.23	0.742	0.117	0.830	-0.009	0.626	0.548
3	1.73	0.248	0.248	-0.85	-0.55	-1.25	0.789	0.033	0.863	-0.016	0.690	0.631
4	2.00	0.215	0.215	-0.85	-0.55	-1.25	0.817	-0.069	0.882	-0.018	0.731	0.675
5	2.24	0.192	0.192	-0.85	-0.54	-1.26	0.837	-0.183	0.896	-0.018	0.758	0.712
6	2.45	0.176	0.176	-0.85	-0.54	-1.26	0.851	-0.305	0.905	-0.018	0.779	0.727
7	2.65	0.163	0.163	-0.85	-0.54	-1.26	0.862	-0.433	0.912	-0.018	0.795	0.733
8	2.83	0.152	0.152	-0.85	-0.54	-1.26	0.871	-0.566	0.918	-0.018	0.808	0.732
9	3.00	0.143	0.143	-0.85	-0.54	-1.26	0.878	-0.703	0.923	-0.018	0.819	0.725
10	3.16	0.136	0.136	-0.85	-0.54	-1.26	0.884	-0.844	0.927	-0.017	0.829	0.713
11	3.32	0.130	0.130	-0.85	-0.54	-1.26	0.890	-0.988	0.930	-0.017	0.837	0.697
12	3.46	0.124	0.124	-0.85	-0.54	-1.26	0.894	-1.134	0.933	-0.017	0.844	0.677
13	3.61	0.119	0.119	-0.85	-0.54	-1.26	0.899	-1.282	0.936	-0.016	0.850	0.653
14	3.74	0.115	0.115	-0.85	-0.54	-1.26	0.902	-1.432	0.938	-0.016	0.855	0.627
15	3.87	0.111	0.111	-0.85	-0.54	-1.26	0.906	-1.584	0.940	-0.016	0.860	0.598
16	4.00	0.108	0.108	-0.85	-0.53	-1.26	0.909	-1.738	0.943	-0.015	0.865	0.567
17	4.12	0.104	0.104	-0.85	-0.53	-1.26	0.911	-1.893	0.945	-0.015	0.869	0.534
18	4.24	0.101	0.101	-0.85	-0.53	-1.26	0.914	-2.049	0.946	-0.015	0.872	0.499
							Z _{max} =	0.166	Z _{max} =	0.021	Z _{max} =	0.733
							V _{uint} =	10.04 Hm ³	V _{uint} =	1.29 Hm ³	V _{uint} =	44.50 Hm ³
							V _u =	35.04 Hm ³	V _u =	26.29 Hm ³	V _u =	69.50 Hm ³
							NNR	47.54 Hm ³	NNR	38.79 Hm ³	NNR	82.00 Hm ³

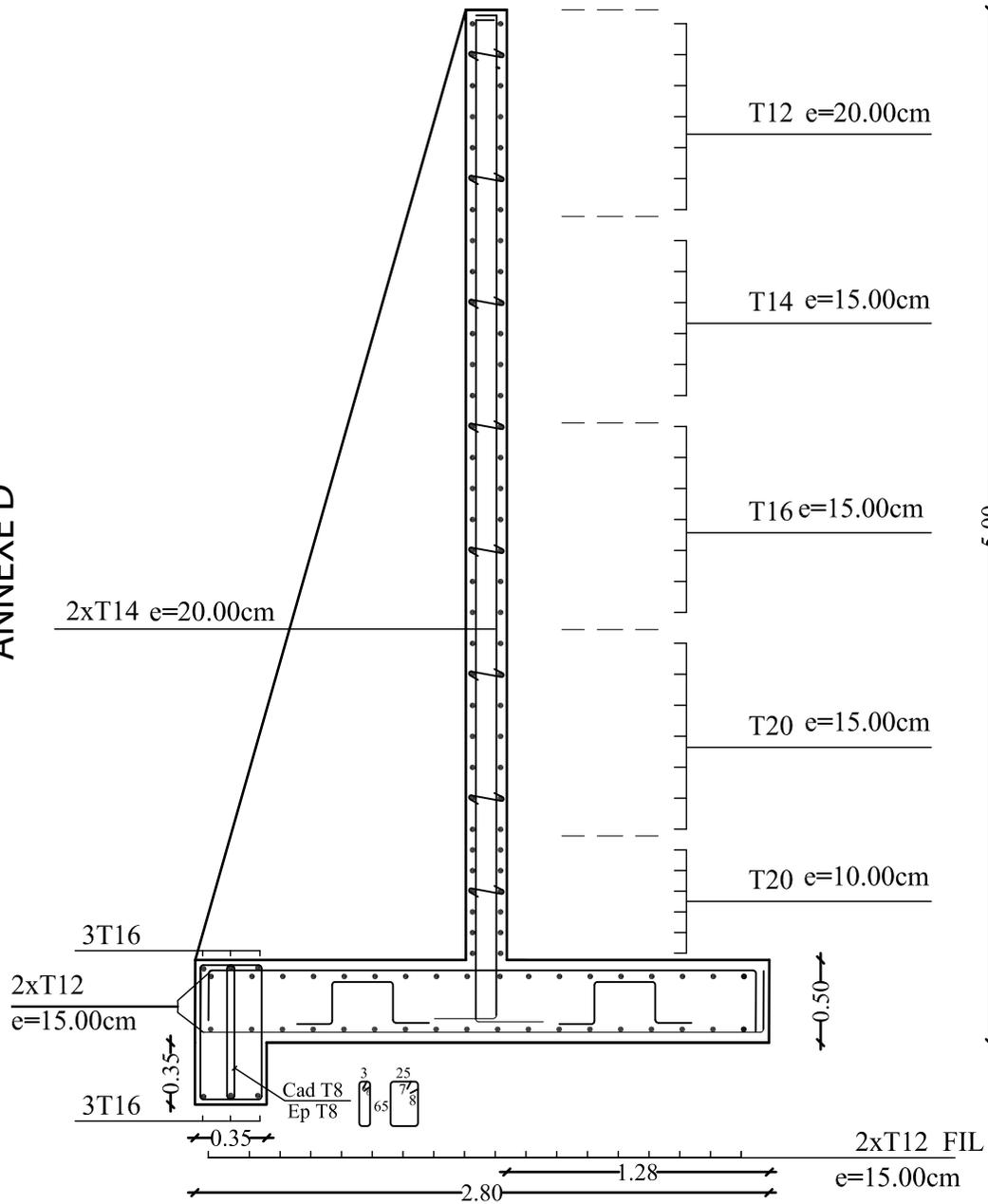
ANNEXE C

Figure 4: Détermination des caractéristiques de bassin de dissipation pour $f_r=2.5-4.5$ (bassin type I)

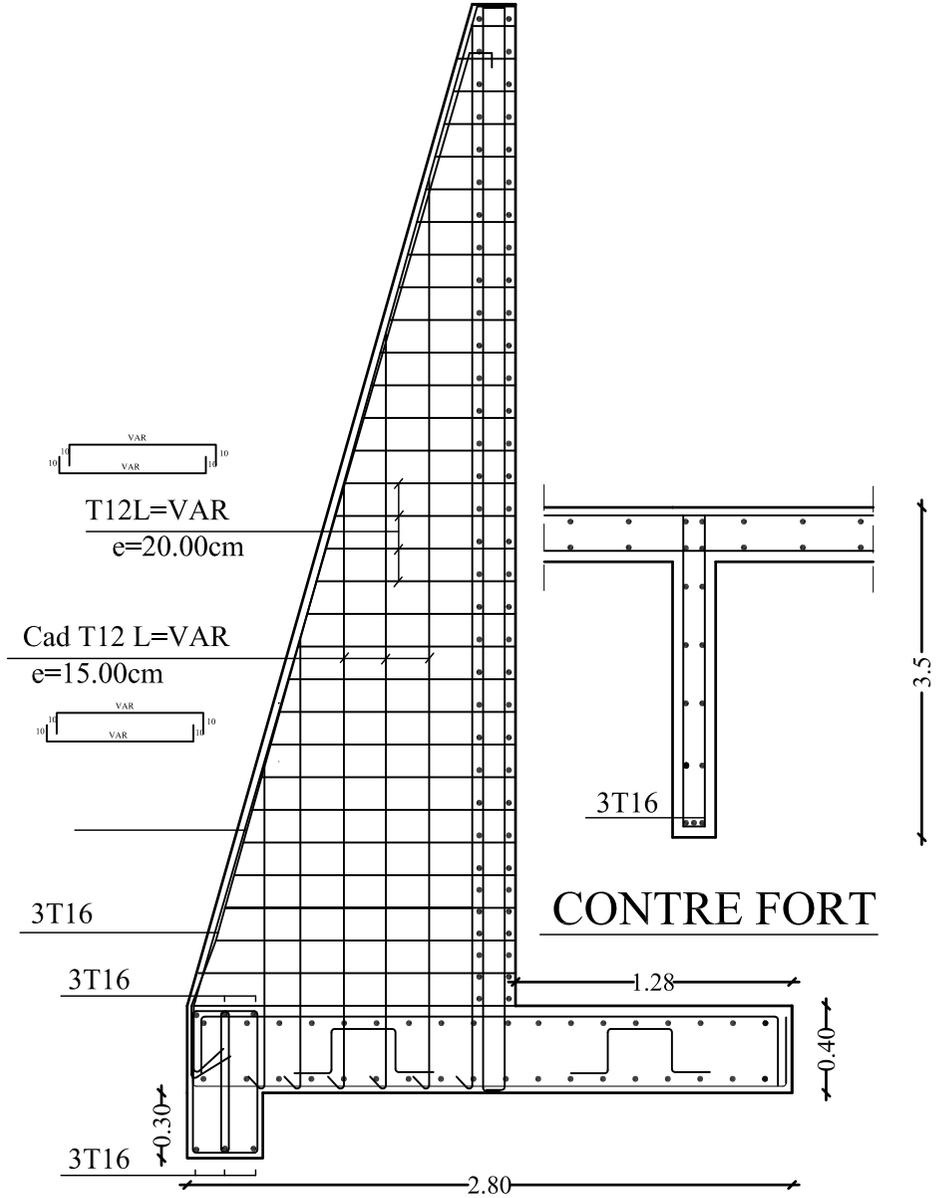


ferrailage du canal d'amené

ANNEXE D



DETAIL DU RIDEAU



DETAIL DE CONTRE FORT