

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE**

**ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
ARBAOUI ABDALLAH**

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

OPTION : Conception Des Ouvrages Hydrotechniques

THEME:

**ETUDE DE L'AVANT PROJET DETAILLE
DE L'EVACUATEUR DE CRUE DU BARRAGE D'OULDJA
(W. KHENCHELA)**

Présenté par:

M^r : ATOUB Mohand Ouali

Promotrice :

M^{me}: A.ADDOU

Devant le jury composé de :

Président: M^r : M.K.MIHOUBI

Examineurs : M^r : M.BACHIR CHERIF

M^{me} :A.HADJ SADOK

M^r : A.AMMARI

M^r : M.D.BENSALAH

Novembre 2011

Dedicace

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

- ✚ A ma mère qui est un être cher et qui est mon plus grand amour sur cette terre ;*
- ✚ A mon père qui m'a montré le sens du devoir et du dévouement envers ceux qui sont chères;*
- ✚ A mon oncle Sadék et ma tante Dalila qui sont comme les deuxièmes parents a mes yeux ;*
- ✚ A mes chers frères, au quels je retournerai ciel et terre : Tarik et Massinissa ;*
- ✚ A mes chères sœurs que je protégerai au péril de ma vie : Sonia, Katia, Baya, Lamia, et mon petit ange Loulouche ;*
- ✚ A tous mes, qui m'ont soutenu durant mon cursus universitaire.*

Md Ouali

Remercîment

- ✚ *Tout d'abord, je remercie le bon Dieu qui a illuminé ma route et qui m'a donné la force et le courage, ainsi que la bonne volonté pour achever ce modeste travail.*
- ✚ *Je ne serraî jamais comment exprimé ma gratitude envers mes parents qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie, mon père Madjid qui a tant sacrifier pour que j'arrive a ce jour, ma mère Linda qui m'a toujours soutenu et réconforté dans les moments difficiles, sans oublier mes frères et sœurs, mon oncle et ma tante, et que dieu aie pitié de l'âmes de mes grands pères et mes grandes mère.*
- ✚ *Ce ne sont pas quelques mots qui vont exprimer ma grande reconnaissance à l'égard de ma promotrice **M^{me} A. ADDOU**, pour l'aide, la disponibilité et les conseils précieux qu'elle a su m'offrir durant la réalisation de ce travail.*
- ✚ *Toute ma reconnaissance la plus sincère à mes professeurs et enseignants de l'Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique et autre, qui m'ont guidé tout au long de toutes les années passées à étudier, et mes respects les plus distingués aux membres de jury qui me feront l'honneur de valoriser ce travail.*
- ✚ *Enfin rien ne me fera oublier les instants passés au sein de l'ENSH surtout accompagner d'amis fideles et dévoués présents dans les moments opportuns, je tiens a les remercié en général et particulièrement : **M.ISSAD, S.ABOU F.BOULKARIA, M.OULD AMROUCHE, M.REBBAH, L.IDDIR, T.BEN MADJKOUNE, M.BEN AMARA, S.YAHIAOUI**, et pour tous les autres qui ont contribué de prêt ou de loin pour l'achèvement de ce travail.*

ملخص:

. الهدف من بناء سد شبابطة على واد مسكينة الربط بولاية أوم البواقي هو سقي الأراضي الفلاحية المجاورة هو عبارة عن سد من تراب متجانس مزود بجهاز لإلغاء الفيضانات موضوع في وسط السد بكمية استيعاب تقدر بحوالي 583م³ في الثانية. يبلغ ارتفاع السد 36 م حيث تبلغ قدرة التخزين لهذا السد 68 مليون م³.

هذا العمل يتضمن الدراسة المدققة لما قبل إنجاز جهاز إلغاء الفيضانات لسد شبابطة ، حيث أن دراسة الجدوى من المشروع قدمت من طرف مكتب دراسات سويسري (ستكي).

Résumé :

Le barrage d'Ouldja sur Oued El Arab dans la willaya de Khenchela est destiné à l'irrigation des terres agricoles avoisinantes. C'est un barrage en BCR et un évacuateur central incorporé dans la digue et permettant d'évacuer un débit de crues de prêt de 2551 m³/s. Le barrage a une hauteur de 72.4 m et un volume utile avoisinant les 32 Mm³.

Notre travail consiste à réaliser l'étude d'APD de l'évacuateur de crues de ce barrage dont l'étude de faisabilité a été faite par le bureau d'étude Suisse (STUKY.BG).

Abstract:

The dam of Ouldja on Oued El Arab in willaya of Khenchela is intended for the irrigation of the agricultural land adjacent. It is a dam on BCR allows evacuating a sale of raw equal to 2250.93 m³/s. The dam has a height of 72.4 m and a volume useful adjacent of 32 Mm³.

Our work involves the study of the priliminary detailed of the evacuator of raw of this dam, whose feasibility study has been made by the consulting firm of Suisse (STUKY.BG)

SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
PARTIE I.MEMOIRE DE SYNTHESE DE FAISABILITE	
I.1. Introduction.....	2
I.1.1.Présentation générale du projet.....	2
I.1.2. Généralités.....	3
I.2. Situation topographique, géologique et géotechnique	3
I.2.1. Topographie et morphologie du site.....	3
I.2.2 Géologie.....	4
I.2.3 Géomorphologie et tectonique.....	5
I.2.4. Travaux de reconnaissance effectuée.....	6
I.2.5 Géologie de la cuvette et du site du barrage.....	8
I.2.6. Synthèse des essais géotechniques.....	10
I.2.7 Matériaux de construction.....	12
I.2.8 Hydrogéologie.....	16
I.2.9 Sismicité du site.....	16
I.2.10 Conclusion sur la situation topographique, géologique et géotechnique.....	17
I.3 Conditions hydrologiques	18
I.3.1 Morphologie du bassin versant.....	18
I.3.2 Apports.....	18
I.3.3 Envasement.....	19
I.3.4 Evaporation.....	19
I.3.5 Crues du projet.....	19
I.3.6. Régularisation.....	20
I.4. Conception du barrage et des ouvrages annexes.....	21
I.4.1 Conception du barrage.....	21
I.4.1.1. Axe du barrage.....	21
I.4.1.2 Type de barrage.....	23
A /La variante choisie.....	23
B/Bibliographie sur la variante BCR	25
I.4.1.3. Coupe-type	28
I.4.2 Ouvrages annexes.....	29
I.4.2.1 Dérivation provisoire et phases de construction.....	29
I.4.2.2 Evacuateur de crue.....	30
I.4.2.3 Bassin amortisseur	31
I.4.2.4 Prises d'eau	31
I.4.2.5 Vidange de fond.....	32
I.4.3 Etanchéité de l'aménagement.....	33
I.4.3.1 Cuvette de la retenue.....	33
I.4.3.2 Barrage et fondations.....	33
I.4.3.3 Galeries et accès	34
I.5. Auscultation du barrage	34
I.6. Programme des travaux	35
I.7. Conclusion.....	35

PARTIE II

CHAPITRE I. ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction.....	37
I.1 Le bassin versant	37
I.1.1Caractéristiques physiques du bassin versant	37
A-caractéristiques géométriques	38
1. Surface du bassin versant.....	38
2-Périmètre du bassin versant.....	38
3 -Longueur du talweg principal.....	38
B-Caractéristiques hydromorphologiques	38
1 -Indice de compacité de Gravelius "Kc".....	38
2 -Coefficient d'allongement	39
3 - Rectangle équivalent.....	39
I.1.2. Hypsométrie du bassin versant	40
I.1.2.1 Le relief	40
A -Répartition et courbe hypsométrique	40
B -Altitude médiane	42
C -Altitude moyenne.....	42
I.1.2.2 Les indices.....	43
A -Indices de pente de ROCHE I_p	43
B -Indice de pente globale I_g :	44
C-Indice de pente moyenne I_{p_m}	44
D-Densité spécifique	44
C-Pente moyenne du bassin versant	45
I.1.3. Caractéristiques hydrographiques du bassin versant	45
I.1.3.1.Le réseau hydrographique	45
A -Densité de drainage	45
B -Densité du thalweg élémentaire.....	46
C-Coefficient de torrentialité	46
D-La longueur moyenne des versants	46
E - La pente moyenne de cours d'eau principale	46
F - Temps de concentration du bassin versant t_c	47
G - Vitesse de ruissellement	48
I.1.4. Profil en long de l'oued	49
I.2 Caractéristiques climatique du bassin versant	52
I.2.1 Température	52
I.2.2 Evaporation	53
I.2.3 Humidité relative.....	54
I.2.4 Vitesse du vent.....	54
I.2.5 Pluviométrie	55
I.2.5.1. Stations et données disponibles.....	55
I.2.5.2. Choix de la loi d'ajustement	56
I.2.5.3.Les pluies maximales journalières	57

1. Ajustement des pluies maximales journalières:.....	57
A- Ajustement a la loi de GUMBEL.....	57
B-Ajustement a la loi log normale:.....	59
2-Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences.....	62
I.3 Etudes des apports	66
I.3.1 Analogie avec la station de KHENGA S.N. (061801)	66
I.3.1.1 La Station Hydrométrique	66
I.3.2 Caractéristiques de l'écoulement	67
A - Module de l'écoulement	67
B - Module de l'écoulement relatif	67
C - Lamme d'eau écoulée :	68
D - Coefficient de l'écoulement.....	68
I.3.3 Les apports fréquentiels	68
I.3.3.1 Ajustement de la série des apportes à la loi log-normale	68
I.3.3.2 Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%... ..	70
I.3.4 Apport solide et l'estimation du volume mort	71
I.3.4.1 Apport solide en suspension	71
A - Formule de Fournier	71
B - Formule de Tixeront (1960)	71
I.4. Etude des crues	73
I.4.1 Hydrogramme de crue	73
I.4.1.1 Détermination des Hydrogramme de crues probables	73
a) Pour le temps de la montée.....	73
b) Pour la décrue.....	74
I.4.2 Choix de la crue de projet	78
I.4.3 Choix de la crue de chantier	79
I.5 Régularisation	80
I.5.1. Répartition mensuel de l'apport 80%	81
I.5.2. Répartition mensuel des besoins	81
I.5.3. Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces»	81
I.5.4. Calcul du volume utile	83
I.5.5. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	84
I.5.6. Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)	85
A -Pertes par évaporation	85
B -Pertes par infiltration :.....	85
I.5.7 Régularisation interannuelle	87
Conclusion	89

CHAPITRE II.LAMINAGE DES CRUES

Introduction	90
II.2.La méthode de step by step	90
II.2.1. Données de base.....	97
II.2.2. Principe de la méthode	97
II.3. Etude d'optimisation	114

II.3.1 La revanche	114
A-Formule de Stevenson.....	114
B-Formule de Molitor	115
C-Formule de Mallet-paquant.....	115
II.3.2. La largeur en crête	115
II.3.4. Calcul du volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes... ..	116
II.3.5. Calcul du coût de l'évacuateur de crues	117
II.3.6. Coût du déversoir	117
II.3.7. Coût du coursier.....	118
II.4 laminage pour un déversoir de largeur $b=210$ m	120
Conclusion	123

CHPITRE III.CHOIX ET DIMENSIONNEMENT DE L'EVACUATEUR

III.1.Le choix de la variante	124
III.1.1.Introduction	124
III.1.2. Classification des évacuateurs de crues	124
III.1.3. Critères de choix de l'évacuateur de crue	124
III.1.4. Choix du type de l'évacuateur de crues	125
III.1.5. Conclusion	126
III.2.Dimensionnement des variantes	127
Introduction.....	127
III.2.1. Evacuateur de crue a déversoir profilé	127
III.2.1.1. Généralité	127
III.2.1.2.but	127
III.2.1.3. Données de départ	127
III.2.1.4.Canal d'amenée.....	127
III.2.1.5. Le déversoir	128
III.2.1.6.ouvrage de raccordement du bief Aval	130
III.2.1.6.1.bassin de dissipation	130
III.2.1.6.2.calcul des paramètres du bassin de dissipation	130
III.2.1.6.2.1.La première méthode	131
III.2.1.6.2.2.Deuxième méthode.....	132
a) Conception.....	132
b) Dimensionnement.....	132
III.2.1.7.calcul de l'épaisseur du bassin de dissipation.....	134
III.2.1.8.Dimensionnement des blocs de chute	135
III.2.1.9. Dimensionnement du seuil denté.....	135
III.2.1.10. Hauteurs des murs bajoye.....	135
III.2.1.11.calcul de risberme.....	136
III.2.2. Evacuateur de crue à un déversoir en escalier	136
III.2.2.1 Méthodologie.....	136
III.2.2.2.Le déversoir	136
III.2.2.2.1.La définition de la forme de la crête du déversoir.....	136
III.2.2.2.2 Choix de la hauteur des marches	138

III.2.2.2.3. Les caractéristiques hydrauliques du courant sur le coursier	139
III.2.2.2.3.1. Contrôle pour l'occurrence du « skimming flow »	139
III.2.2.2.3.2. Calcul de la longueur L_i de la zone de courant non-aéré	140
III.2.2.2.3.3. Distance de début du courant uniforme	141
III.2.2.2.3.4 Caractéristiques hydrauliques à la fin du coursier	141
III.2.2.3. Détermination de la hauteur des bajoyers du coursier	142
III.2.2.4. Bassin d'amortissement	142
III.2.2.5. calcul de l'épaisseur du bassin de dissipation	145
III.2.2.6. Dimensionnement du seuil denté	145
III.2.2.7. La hauteur des murs bajoyers sur le bassin de dissipation	145
III.2.8 calcul de risberme.....	146
III.2.3. Choix de la variante la plus favorable	146
Conclusion	148

CHAPITRE IV. ETUDE GENIE CIVIL

IV.1. Etude de stabilité du barrage	149
Introduction	149
IV.1.1. Principes de calcul des actions et des effets des actions	149
IV.1.1.1 Actions permanentes	149
A. Poids propre	149
B. Poussée des sédiments	149
IV.1.1.2. Actions variables	150
A. Poussée hydrostatique amont	150
B. Poussée hydrostatique aval	151
C. Action des sous-pressions	151
IV.1.1.3. Actions accidentelles	152
A. Séisme	152
B. Poussées hydrostatiques exceptionnelles	153
IV.1.2. Géométrie du barrage	153
IV.1.2.1. Les cas de calcul stabilité	153
IV.1.2.2. Les forces agissant sur le barrage (profil courante)	154
a) Poids propre du déversoir	155
b) sous pression hydrostatique	155
c) Poussée Hydrostatique Aval	155
d) Poussée hydrostatique à l'amont	156
e) Poussée des sédiments	156
IV.1.2.3. Calcul de la charge sismique.....	156
a) Une force horizontale vers l'aval	156
b) Une verticale vers le bas	157
c) un supplément de poussée hydrostatique	157
IV.1.2.4. Calcul de stabilité.....	157
A. Calcul de la stabilité dans les conditions normales.....	157
1- Stabilité au renversement	157
2- Stabilité au glissement	158

3- Stabilité au soulèvement	158
B.calcul de la stabilité dans les conditions exceptionnelle.....	158
1- Stabilité au renversement	158
2- Stabilité au glissement	159
3- Stabilité au soulèvement.....	159
C.Calcul de la stabilité dans les conditions extrêmes.....	159
1- Stabilité au renversement	159
2- Stabilité au glissement.....	160
3-Stabilité au soulèvement.....	160
Conclusion	160
IV.2.Stabilité de l'évacuateur.....	161
Introduction.....	161
IV.2.1.Les organes de l'évacuateur des crues	161
IV.2.2. Etude de stabilité	162
IV.2.2.1. Stabilité du déversoir	162
1. détermination des forces qui agissent au tour du déversoir.....	162
A) Poids du déversoir.....	162
B) force hydrostatique amont.....	163
C) force hydrostatique aval.....	163
D) force des sous pressions	163
E) Poussée des sédiments	163
2. stabilité au glissement.....	163
3. stabilité au renversement.....	164
4. stabilité au soulèvement.....	164
IV.2.2.2. Stabilité des murs bajoyers du coursier	165
a- forces verticales :.....	165
b- forces horizontales.....	165
IV.2.2.3.Stabilité des murs bajoyers du bassin d'amortissement	169
a)Les forces verticales.....	169
b) Les forces horizontales	170
1. stabilité au renversement.....	170
2. stabilité au poinçonnement.....	171
3. stabilité au glissement.....	172
IV.2.3. Ferrailage	172
IV.2.3.1. Ferrailage des murs bajoyers.....	172
IV.2.3.2 Ferrailage des contreforts	177
IV.2.3.3 Ferrailage de la semelle de bassin de dissipation	179

CHAPITRE V.ORGANISATION DE CHANTIERS

Introduction	181
V.1 Organisation technique de préparation	181
V.2 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise	181
V.2.1 Installations destinées au personnel	181
V.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux	181

V.2.3 Installations destinées à la réparation des engins	181
V.2.4 Installation destinée pour la préfabrication	182
V.3 Travaux de réalisation :	182
V.3.1 Travaux de terrassements	182
V.3.2 Travaux d'excavations	182
V.3.4 Travaux secondaires.....	182
V.4 les moyens de chantier.....	182
A- Les moyens humains	183
B - Les engins de terrassement	183
C- Le matériel de bétonnage	183
D - Le matériel spécifique	183
V.5 Terrassement au niveau des installations de chantier	183
a)- Exécution des voies d'accès	183
b)- Détermination des engins nécessaires	183
V.6 Programme des travaux	184
V.7 Le devis estimatif	185
V.8. Planification	185
V.8.1 Définition	185
V.8.2 Techniques de la planification	185
V.8.2.1 Méthodes basées sur le réseau	186
V.8.2.1.1 Définition du réseau :	186
V.8.2.1.2. Construction du réseau	186
V.8.2.2 Méthode C.P.M (Méthode du Chemin Critique)	186
V.8.2.2.1 les étapes de la planification	186
V.8.2.2.2 collection des informations	186
V.8.2.2.3 décomposition du projet	187
V.8.2.4 relations entre les tâches	187
V.8.2.5 les paramètres de la méthode C.P.M	187
V.8.2.6 Chemin critique (C.C)	187
V.8.2.7 Attribution des durées de chaque opération	187
V.9 Les plannings	188
V.9.1 Plan du travail au plus tôt	188
V.9.2 Plan de travail au plus tard (PTPP)	188
V.9.3 Plan de travail intermédiaire	188
V.10. Délai de construction et programme des travaux	188
V.10.1. Symboles des différentes opérations	189
V.10.2 Détermination des chemins critiques par la méthode du tableau	190
Conclusion	190

CHAPITRE VI.PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

Introduction	193
VI.1 Causes des accidents de travail	193
VI.1.1 : Causes humaines	193
VI.1.2 Causes techniques	193

VI.2 .Les actions et conditions dangereuses	193
VI.2.1 Mesures préventives	194
VI.3 Organisation de la prévention des accidents du travail	194
VI.4 Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation du tunnel	195
VI.4.1 Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation.....	196
A - Etude et dimensionnement du réseau de ventilation	196
1. La méthode dynamique	196
2. Méthode d'équi-friction	196
B.Calcul du diamètre des canalisations	197
Conclusion	197
CONCLUSION GENIRALE.....	198

Liste des Tableaux

PAGES

PREMIERE PARTIE

Mémoire de synthèse de faisabilité

Tableau I.01 : les coordonnées de l'axe du barrage (Lambert).....	2
Tableau I.02 : Situations et profondeurs des sondages.....	6
Tableau I.03 : synthèse des essais géotechniques du rocher de la fondation.....	11
Tableau I.04 : synthèse des essais géotechniques des puits (matériaux fins).....	13
Tableau I.05 : synthèse des essais géotechniques des puits (matériaux grossiers).....	14
Tableau I.06 : synthèse des essais géotechniques des sondages de la carrière.....	15
Tableau I.07 récapitulatif des essais LA et MDE.....	15
Tableau I.08 : Variation du niveau de la nappe (du 14.04.2005 au 14.11.2005)	16
Tableau I.09 : Répartition mensuelle des apports.....	18
Tableau I.10 : Crues de projet.....	19
Tableau I.11 : Modulation mensuelle des besoins.....	20
Tableau I.12: Les variantes de barrage.....	24
Tableau I.13 : Valeurs clés des calculs de rétention.....	30

DEUXIEME PARTIE

CHAPITRE I. Etude hydrologique

Tableau I.01 : Coordonnées de la courbe hypsométrique.....	41
Tableau I.02 : détermination de la pente Roche Ip.....	43
Tableau I.03: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief).....	44
Tableau I.04 : récapitulatif de mesures des longueurs des courbes de niveaux :.....	45
Tableau I.05 : Récapitulatif du temps de concentration.....	48
Tableau I.06 : la longueur de cours d'eau principale en chaque altitude.....	50
Tableau I.07 :Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant du barrage d'Ouldja.....	51
Tableau I.08 : Températures Moyennes Mensuelles (°C) A KHENCHELA.....	52
Tableau I.09 : Evaporation Moyenne Mensuelle.....	53
Tableau I.10 : Répartition mensuelle de l'humidité relative.....	54
Tableau I.11 : répartition des vitesses de vent.....	54
Tableau I.12 : Données disponibles des stations situées a proximité de la zone d'étude.....	55
Tableau I.13 : Station pluviométrique.....	55
Tableau I.14 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle	56
Tableau I.15 : Les paramètres statistiques de l'échantillon.....	57
Tableau I.16. Ajustement à la loi de GUMBEL.....	59
Tableau I.17. Ajustement a la loi log normale.....	60
Tableau I.18. Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton et de l'échantillon.....	61
Tableau I.19 Pluies de courtes durées et leur intensité	63
Tableau I.20 : Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station :	66
Tableau I.21: Répartition mensuelle de l'apport moyen du site	66
Tableau I.22 : résultat de l'ajustement a la loi log-normale	68
Tableau I.23. Comparaison des caractéristiques de la loi log-normale et de l'échantillon	69
Tableau I.24 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.....	70
Tableau I.25 : récapitulatif de Volume annuel moyen.....	72
Tableau I.26 : Débits fréquentiels calculés	73
Tableau I.27 : Coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue δ	74
Tableau I.28 : les valeurs de débits de crues en fonction de temps	75

Tableau I.29 : La répartition mensuelle de l'apport 80%	81
Tableau I.30 : Répartition mensuelle des besoins en eau	81
Tableau I.31 : Courbe topographiques et volumétriques	82
Tableau I.31. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm ³).....	84
Tableau I.32 : Les volumes des pertes dans la retenue	86
Tableau I.33: Régularisation saisonnière on tenant compte des pertes en (Mm ³).....	86
Tableau I.34 : Répartition mensuelle de l'apport moyen du site	87
Tableau I.35 : Tableau de Radkovitch $r = f(M_0)$:.....	88

CHAPITRE II. Laminage des crues

Tableau II.01 : Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE	91
Tableau II.02 : Détermination de H_0 et Q en fonction de b	92
Tableau II.03 : Débits déversants en fonction de h et b et le volume de crue	93
Tableau II.04 : récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.....	94
Tableau II.05: résultats de calcul de la méthode step by step.....	98
Tableau II.06 : Récapitulatif des résultats de la méthode de STEP BY STEP.....	114
Tableau II.07: les différents résultats de la revanche.....	115
Tableau II.08 : les hauteurs du barrage pour différentes charges déversées.....	116
Tableau II.09 : volume et coût de la digue pour différentes largeurs déversantes.....	117
Tableau II.10 : Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs.....	118
Tableau II.11 : Récapitulatif des coûts du coursier pour différentes largeurs déversantes.....	119
Tableau II.12 : récapitulatif des prix totaux pour les différentes largeurs déversantes.....	119
Tableau II.13 : les volumes et les débits déversant.....	121
Tableau II.14 : caractéristiques du barrage.....	123

CHAPITRE III. Choix et dimensionnement de l'évacuateur de crue

Tableau III.01: Les coordonnées du profil de déversoir.....	130
Tableau III.02 : Les coordonnées du profil de déversoir.....	137
Tableau III.03 : longueur L_i de la zone de courant non aéré pour débits différents.....	141
Tableau III.04 : la longueur d'eau non aérée sur le coursier.....	141
Tableau III.05 : caractéristiques hydraulique a la fin de coursier.....	142
Tableau III.06: Autres caractéristiques hydrauliques à la fin de coursier.....	142
Tableau III.07 : principaux résultats de bassin de dissipation.....	144
Tableau III.08 : Présentation des résultats de calcul hydraulique.....	147

CHAPITRE IV. Etude génie civil

Tableau IV.01: récapitulatif des résultats da la section des aciers de rideau.....	175
Tableau IV.02: Tableau récapitulatif des résultats de ferraillement de rideau	176

CHAPITRE V. Organisation de chantier

Tableau V.01 : devis estimatif :.....	185
Tableau V.02 : symboles des opérations et leurs durées.....	189
Tableau V.03 Résultats de calcul pour la méthode du tableau.....	190

CHAPITRE VI. Protection et sécurité de travail

Tableau VI.01 : vitesse de l'air dans les différentes canalisations.....	194
--	-----

Liste des figures

PREMIERE PARTIE

Figure I.01 : Extrait de la carte routière de la région du site d'OULDJA.....	3
Figure I.02 : Situation du barrage d'Ouldja.....	4
Figure I.03 : Emplacement des forages de reconnaissance de la phase APD.....	7
Figure I.04 : Carte géologique de la cuvette.....	8
Figure I.05 : Carte géologique du site.....	10
Figure I.02 : Vue en plan du sens de déplacement de l'axe du barrage.....	22
Figure I.03: Coût total de l'aménagement.....	25
Figure I.07: Coupe-type du barrage.....	29

DEUXIEME PARTIE

Figure I.01: Rectangle équivalent.....	40
Figure I.02 :Répartition et courbe hypsométrique.....	42
Figure I.03. : Le réseau hydrographique du bassin versant.....	49
Figure I.04 : Profil en long du cours d'eau principal.....	50
Figure I.05 : La répartition mensuelle des températures.....	52
Figure I.06 : répartition mensuelle de l'évaporation.....	53
Figure I.07. : Répartition mensuelle de l'humidité relative.....	54
Figure I.08. : Répartition des vitesses de vent en fonction des mois.....	55
Figure I.09 : Répartition mensuelle des précipitations.....	56
Figure I.10.Ajustement a la loi de GUMBEL.....	59
Figure I.11.Ajustement a la loi log normale.....	61
Figure I.12 : Courbe des pluies à courtes durées.....	64
Figure I.13.Courbe des intensités fréquentielles.....	65
Figure I.14 : Répartition mensuelle de l'apport moyen	67
Figure I.15 : Représentation graphique de la loi log-normale.....	69
Figure I.16 : Répartition mensuelle des apports 80%.....	70
Figure I.17 :L'Hydrogramme des crues probables en fonction de temps	77
Figure I.18 : L'Hydrogramme de la crue de projet a une période de retour 1000.....	79
Figure I.19 : L'Hydrogramme de la crue de chantier.....	80
Figure I.20 : Courbe capacité hauteur et surface hauteur.....	83
Figure II.01 : Courbes de $H = f(Q, q)$	95
Figure II.02 : COURBES $V = f(Q, q)$	96
Figure II.03 : Courbe d'optimisation.....	120
Figure II.04 : Courbe des débits déversants.....	122
Figure.III.01 : Coupe d'un seuil déversant.....	128
Figure.III.02 : Les paramètres du profil d'un déversoir.....	129
Figure.III.03 : Les rayons de raccordement de la partie amont de déversoir.....	129
Figure.III.05 : Différents paramètres du bassin de dissipation.....	131
Figure.III.04 : Profil de cadran aval de déversoir.....	130

Figure.III.06 : Dissipateur à ressaut hydraulique.....	133
Figure .III.07 : Bassin de dissipation type III.....	134
Figure III.08: Evacuateur de crue ; profil de déversoir (WES-GREAGER).....	137
Figure III.09 : Profil de Greager du déversoir.....	138
Figure III.10 : Evacuateur de crue en marche d'escalier.....	139
Figure III.11 : Evacuateur de crue ; limite entre (nappe flow et skimming flow).....	140
Figure III.12 : Schéma du bassin de dissipation de l'evacuateur en marche escalier..	143
Figure III.13 : Schéma du ressaut hydraulique.....	145
Figure IV.01 : Diagramme indicatif des sous-pressions	152
Figure IV.02 : Diagramme indicatif des sous-pressions.....	154
Figure IV.03 : Présentation des forces qui agissent sur le déversoir.....	162
Figure IV.04: Schéma de calcul	165
Figure IV.05 : Les contraintes exercées sur le BCR.....	168
Figure IV.06: Schéma explicatif de combinaison des charges.....	169
Figure IV.07: représentation des forces qui agissent sur le mur bajoyer.....	172
Figure IV.08: Représentation de l'allure des moments en travée et en appuis.....	173
Figure IV.09: Diagramme des force qui agissent sur le contrefort et le mur bajoyer..	177
Figure IV.10 : Schéma statique des sous pression sur les contre fort.....	177
Figure V.01: Réseau à nœuds.....	189

INTRODUCTION GENERALE

L'Algérie est un pays qui possède des très grandes ressources en eau et pour arriver à satisfaire les besoins de la population, l'état a mis en œuvre un programme qui consiste à la réalisation de nombreux barrages, dont le barrage d'Ouldja.

Un barrage comprend une digue et des ouvrages annexes qui ont pour rôle de faciliter l'exploitation. L'évacuateur de crues est l'ouvrage annexe le plus important, car il sert à assurer la sécurité du barrage contre les crues et d'assurer la continuité du cours d'eau en cas de remplissage de la retenue de barrage, sans faire de dégâts.

Ce mémoire de fin d'études, comprendra l'étude détaillée de deux variantes de l'évacuateur de crues du barrage d'Ouldja, le premier est un évacuateur central posé sur la fondation à déversoir profilée (Profil Greager) et le second un évacuateur central à déversoir en marches d'escalier.

Tout dimensionnement d'un barrage s'articule sur une étude hydrologique détaillée. Celle-ci consiste essentiellement à la détermination des différents apports hydriques et solides permettant le dimensionnement hydrotechnique du barrage et de ses ouvrages annexes.

La détermination des apports est précédée par une étude morphologique précise et une analyse statistique des données climatologiques ; principalement les données de séries pluviométriques et de température. Les différents facteurs, coefficients et paramètres trouvés sont importants pour l'analyse qui suit.

Ainsi, dans cette phase d'étude nous allons procéder à l'étude de l'A.P.D du bassin versant du site précédemment cité en l'occurrence le bassin versant du barrage d'Ouldja sur l'Oued El Arab dans la Wilaya de Khenchela.

Le projet sera finalisé par une étude technico-économique par la détermination de la variante à réaliser et l'estimation grossière du coût de réalisation.

Le bureau d'étude STUKY un bureau d'étude Suisse qui a déjà fait une étude de faisabilité pour ce barrage.

Nous allons consacrer la première partie de notre travail à résumer le rapport de synthèse établi par ce bureau d'étude

Partie N°01.
Mémoire de synthèse de faisabilité

I.1. Introduction

L'Agence Nationale des Barrages (ANB) a confié au groupement d'études STUCKY & BONNARD - GARDEL les études de faisabilité de trois sites de barrages de l'Est algérien, BARIKA, OULDJA et CHEBABTA.

Nous allons consacrer la première partie de notre travail pour résumer le rapport de synthèse de faisabilité du barrage de OULDJA sur l'OUED EL-ARAB dans la Wilaya KHENCHELA, établi par ce bureau d'étude. Il s'agit de l'étude hydrologique et de régularisation de la retenue, de l'étude géologique et géotechnique ainsi que l'étude technico-économique des variantes d'ouvrage et présenter la solution finalement adoptée.

Objectif : l'objectif principal de cette étude était initialement l'analyse des possibilités de créer un barrage sur l'oued el arab pour mobiliser les ressources naturelles et créer une capacité de stockage des eaux de l'oued,

Le présent mémoire de synthèse fait partie de l'étude d'APD du barrage. Il a pour objectif la description générale de l'aménagement et la présentation d'un exposé justificatif et explicatif de la solution adoptée.

I.1.1. Présentation générale du projet

Le site du barrage d'EL OULDJA se trouve sur l'oued EL ARAB à environ 80 km au sud ouest de KHENCHELA, chef lieu de Wilaya. Il porte le nom d'une petite localité située à environ 2 km plus au sud.

On accède au site :

✓ **Par le nord**, depuis KHENCHELA en prenant la route menant vers BABAR, on passe par le barrage du même nom sur sa rive gauche et ensuite par le petit village de TABERDGA. On continue vers EL OULDJA par une route sinueuse. A environ 500 m avant le village d'EL OULDJA, on emprunte à droite vers le nord une piste très rocailleuse sur environ 2 km qui mène sur la rive gauche du site légèrement à l'aval de l'axe.

✓ **Par le sud**, on quitte la route contournant les AURES à la localité de KHANGA SIDI NADJI et on remonte la vallée sur une vingtaine de kilomètres jusqu'au village d'EL OULDJA. A l'entrée du village, prendre sur la droite la route qui monte en direction de TABERDGA. Après 500 m environ, suivre une piste très rocailleuse, partant sur la gauche, sur environ 2 km qui mène sur la rive gauche du site légèrement à l'aval de l'axe.

Le site est reporté sur la carte au 1/500 000. Il est repéré par les coordonnées Lambert ci-dessous :

Tableau I.01 : les coordonnées de l'axe du barrage (Lambert)

X	862'750
Y	188'800
Z	326 (lit de l'Oued)

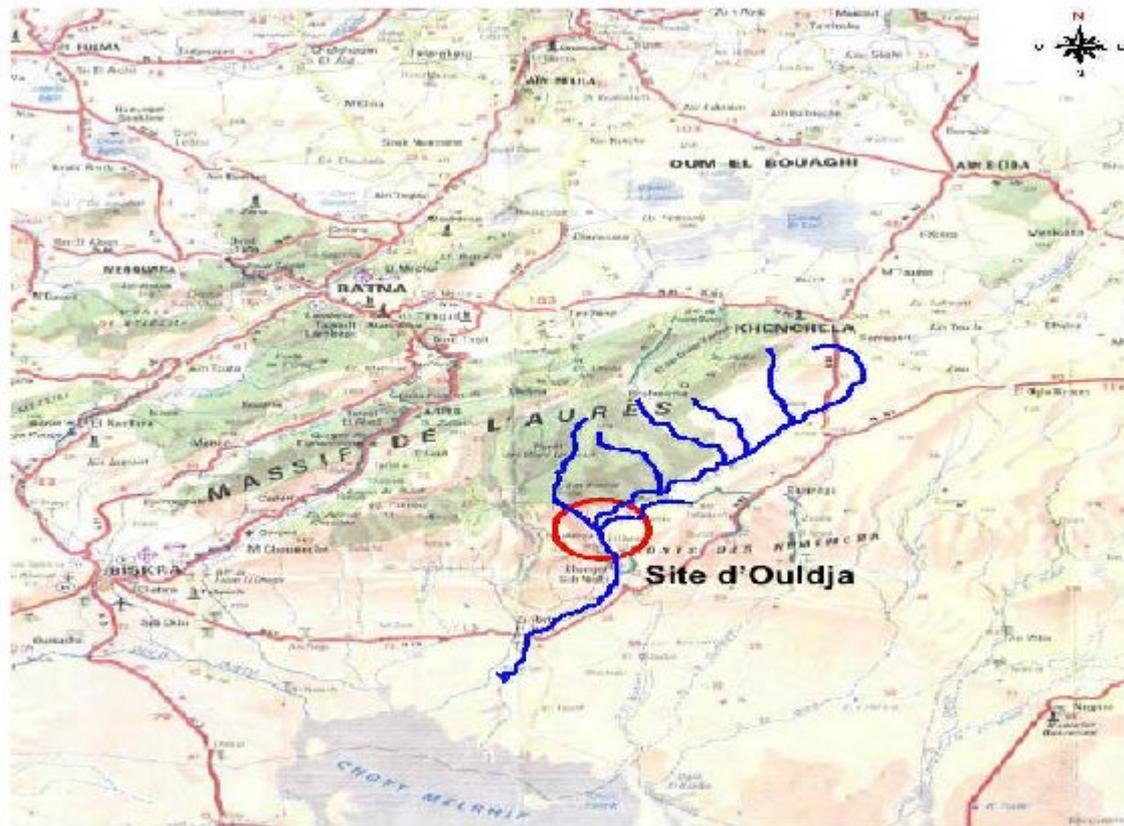


Figure I.01 : Extrait de la carte routière de la région du site d'OULDJA

I.1.2. Généralités

Dans ce chapitre, nous exposons le résumé des études préliminaires élaborés lors de l'étude de faisabilité : l'étude topographique, géologique, géotechnique et hydrologique. Dans l'étude topographique, nous trouvons trois points : la topographie du bassin versant, de la vallée de la rivière, du site du barrage et de la retenue. Pour l'étude géologique et géotechnique, un programme de reconnaissance géologique complémentaire doit être lancé dans cette étude. En fin pour l'étude hydrologique, nous montrons les caractéristiques physiques du bassin versant, les apports et les crues.

I.2. Situation topographique, géologique et géotechnique : [1]

I.2.1. Topographie et morphologie du site

Les relevés topographiques ont été faits à grande échelle sur une surface suffisamment étendue. Des mesures plus denses complètent et affinent les connaissances topographiques sur une zone plus restreinte autour de l'axe du futur barrage. Cependant, pour une étape ultérieure des études, une campagne complémentaire est à prévoir en extrémité droite de l'axe du barrage. Au site du barrage l'oued forme un large « S » inversé avec, d'amont en aval, une grande courbe tournant à droite suivie d'une autre à gauche. Les deux courbes présentent de bonnes similitudes morphologiques puisqu'elles sont toutes les deux dominées par de hautes falaises sur le côté extérieur alors que l'intérieur abrite de larges terrasses alluviales.

Au site, la vallée est assez large. Le lit actuel de l'oued est dominé par une vaste terrasse alluviale en rive droite qui s'étale sur ~ 320 m. La cuvette est très vaste, avec des pentes assez accusées parfois à parois verticales localement en surplomb.

Dans la cuvette il n'existe aucune habitation. A l'exception d'un forage en rive droite dans le lit alluvial à 1 km à l'amont de l'axe, pas d'infrastructure notable. Des ruines romaines (ancienne huilerie d'après les habitants d'EL OULDJA) ont été trouvées à environ 500 m en amont du site.

Emplacement du barrage est représentées sur la figure I.02 a l'échelle : 1/ (50000).

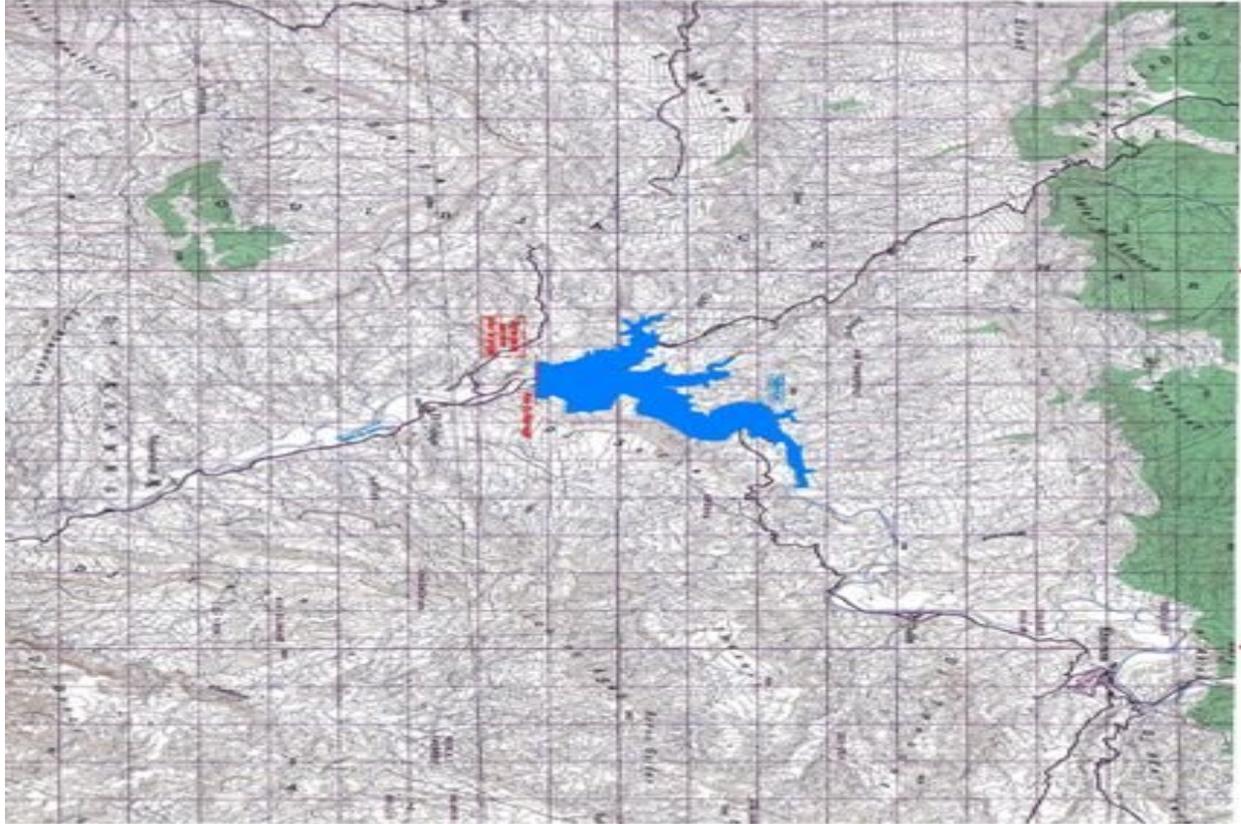


Figure I.02 : Situation d barrage d'Ouldja

I.2.2 Géologie

Le site du barrage D'EL OULDJA fait partie intégrante du flanc sud du grand anticlinal de TOUBOUNT. Les terrains d'assises qui affleurent aussi bien sur le site que dans la cuvette sont caractérisés par une structure monoclinale avec un léger pendage vers le sud-sud-ouest,

Des failles avec un rejet considérable n'existent ni dans la cuvette ni dans le site. Le fond rocheux de la retenue est principalement constitué de marnes bleues-grises localement gypseuses alternant avec des calcaires plus ou moins marneux et calcaires durs du crétacé supérieur. ces sédiments du crétacé supérieur de direction E-O ont un pendage sud variant de 10 à 20°.

Les terrains qui affleurent comme un vaste monoclinale sont repris ci-dessous :

Trias : Affleure en quelques îlots aux djebels AIDEL et TOUBOUNT, et aux environ de KHENCHELA, mais n'affleure ni au site ni dans la cuvette. Il est représenté par des roches détritiques carbonatées (dolomies, marnes) et des sédiments haloides (sel, gypse, etc.).

Crétacé inférieur : Caractérisé par des grès fins quartzeux en masses importantes au sommet du djebel AIDEL et par des grès, calcaires et marnes au sommet du djebel CHELIA.

Crétacé moyen : Affleure principalement sur le versant droit de la vallée de l'oued EL ARAB ; en région des djebels TOUBOUNT, TAOURIRT et TAQFIST. Ce sont des sédiments très variés formés de marnes, de calcaires marneux de calcaire et de grès.

Crétacé supérieur : Présente un faciès néritique à pélagique profond à peu profond caractérisé par des intercalations de marnes avec des bancs de calcaires marneux et de calcaire. Il est important de savoir que tout le fond rocheux de la retenue est formé par des marnes, calcaires marneux et calcaires du crétacé supérieur.

Eocène inférieur : Apparaît sous de faibles étendues aux djebels BERGA, TADLIST et ICH MERZOU. Il est formé de bancs de calcaires à sommet marneux dans lesquels s'observent des niveaux de rognons siliceux bruns ou noirs qui deviennent des marnes noires à la base.

Quaternaire : Formé par des alluvions anciennes et récentes, des terrasses et des éboulis de pentes.

I.2.3 Géomorphologie et tectonique

Le site d'EL OULDJA sur l'oued EL ARAB se présente par une morphologie assez prononcée. Au droit de l'axe, la vallée est large avec un fond plat et des pentes de rives parfois très raides, on y relève également des parois rocheuses à pentes subverticales.

L'oued, coulant du nord vers le sud, serpente entre des terrasses alluviales passant d'une rive à l'autre du talweg au gré de ses larges courbes. Les terrasses alluviales sont localement épaisses et de granulométrie souvent très grossière.

Au site du barrage l'oued forme un large « S » inversé avec, d'amont en aval, une grande courbe tournant à droite suivie d'une autre à gauche. Les deux courbes présentent de bonnes similitudes morphologiques puisqu'elles sont toutes les deux dominées par de hautes falaises sur le côté extérieur alors que l'intérieur abrite de larges terrasses alluviales.

Au site, la vallée est assez large, à une cote de 410 m (correspondant à un barrage haut de 80 m environ) la largeur de la vallée est d'environ 860 m. Le lit actuel de l'oued est d'environ 100 m de large, dominé par une vaste terrasse alluviale en rive droite qui s'étale sur 320 m.

La cuvette est très vaste, avec des pentes assez accusées parfois à parois verticales localement en surplomb. Localement, on trouve des graviers grossiers à des altitudes d'environ 350 à 450m interprétés comme étant les restes des anciennes terrasses épaisses (âge Pléistocène ?). Ces anciennes terrasses sont partiellement érodées ou couvertes par des éboulis plus jeunes ; c'est pour ça qu'elles ne forment plus un élément de la morphologie actuelle.

Dans la cuvette il n'existe aucune habitation. A l'exception d'un forage en rive droite dans le lit alluviale à 1 km à l'amont de l'axe, pas d'infrastructure notable. Des ruines romaines (ancienne huilerie d'après les habitants d'EL OULDJA) ont été trouvées à environ 500 m en amont du site.

L'histoire tectonique de cette partie de l'Atlas Saharien, formé d'une série de plis d'âge pyrénéen, correspond à une succession d'événements dont chacun a laissé sa trace sur la physionomie actuelle de la région. Elle englobe le massif des AURES, les Monts des OULEDS NAILS, le Djebel AMOUR, les Monts des KSOUR... . L'activité sismique y est plus réduite, elle est localisée en un certain nombre de foyers dans les monts du KSOUR, dans les ZIBANS et dans les AURES. Certains de ces séismes peuvent atteindre une grande énergie. De faible profondeur (< 70km), les séismes algériens peuvent atteindre des

magnitudes assez élevées et, par conséquent, entraîner des dégâts importants au voisinage de leur foyer.

I.2.4. Travaux de reconnaissance effectués

Pour reconnaître les conditions morphologiques, géologiques et géotechniques du site, les travaux de reconnaissance ci-dessous ont été effectués.

✓ Topographie

Un relevé topographique du site au 1/1000 a été effectué par le cabinet GEOCAT Alger (Commandé par l'Administration). Il porte sur une surface d'environ 134 ha.

Un relevé de la cuvette au 1/5000 a été également effectué par le même cabinet. Il porte sur environ 917 ha.

✓ Levé géologique

Sur la base des cartes topographiques, le Groupement d'Etudes a levé la géologie du site et de la cuvette.

✓ Sondages

Pour la fondation du barrage, 8 sondages carottés avec essais systématiques de perméabilité Lugeons au rocher ont été exécutés sur l'axe du barrage par l'entreprise HYDROTECHNIQUE (UTS) dans le courant de l'année 2005. Ils portent les N° F01, F02, F03, F04, F04bis, F05, F06 et F06bis.

Par ailleurs 6 sondages ont été réalisés pour étudier les zones d'emprunt :

- 2 F07 et F08 dans la carrière de calcaire en haut de la rive droite ;
- 2 F09 et F10 dans la terrasse alluviale à l'amont de l'axe en rive gauche ;
- 2 F11 et F12 dans la terrasse alluviale à la sortie sud de l'agglomération d'El OULDJA, en rive gauche de l'oued.

La situation ainsi que la profondeur de ces sondages sont données ci-dessous

Tableau I.02 : Situations et profondeurs des sondages.

N°	Désignation	Inclinaison	Profondeur	Situation
1	F01	Vertical	Prof = 70 m	Haut rive droite
2	F02	Vertical	Prof = 50 m	Mi-pente, rive droite
3	F03	Vertical	Prof = 34 m	Fond de vallée
4	F04	Incliné 30° N 100°	Long = 80 m	Haut rive gauche
5	F04 bis	Incliné 30° N 100°	Long = 35 m	Haut rive gauche (proche de la falaise)
6	F05	Vertical	Prof = 50 m	Fond de vallée, terrasse rive droite
7	F06	Vertical	Prof = 40,5 m	Haut rive gauche Amont F06bis
8	F06 bis	Vertical	Prof = 32 m	Haut rive gauche
9	F07	Vertical	Prof = 26 m	Carrière rive droite
10	F08	Vertical	Prof = 20 m	Carrière rive droite
11	F09	Vertical	Prof = 18 m	Terrasse amont (Zone d'alluvions)
12	F10	Vertical	Prof = 18 m	Terrasse amont (Zone d'alluvions)
13	F11	Vertical	Prof = 18 m	Terrasse en aval d'El Quldja
14	F12	Vertical	Prof = 20 m	Terrasse en aval d'El Quldja

✓ Inclinaison : 30° par rapport à la verticale

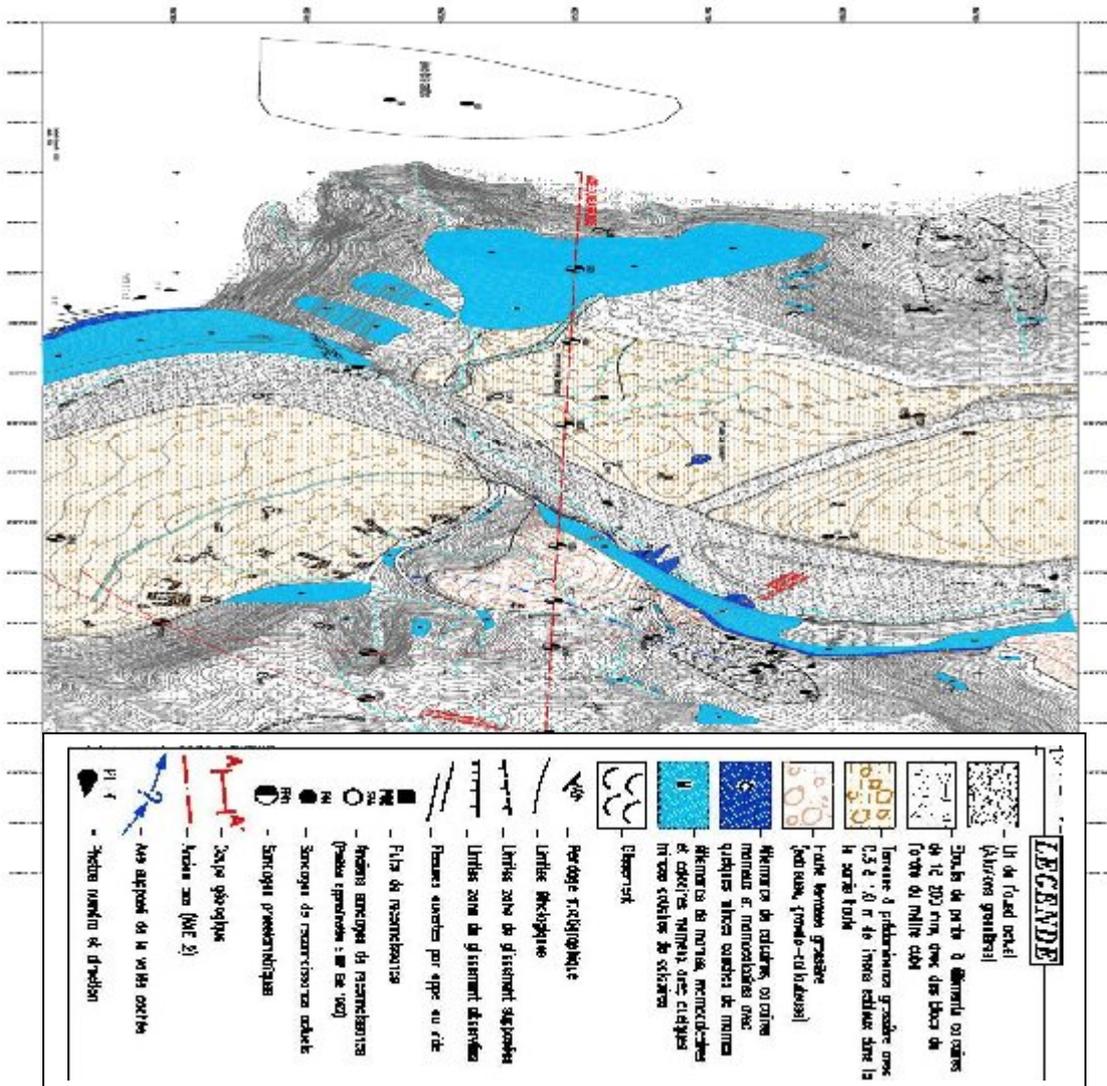


Figure I.03 : Emplacement des forages de reconnaissance de la phase APD

✓ Préssiomètres

Les sondages F01, F02, F03, F04 et F05 ont été doublés par des forages dans lesquels ont été réalisés des essais pressiométriques tous les deux mètres. Ces sondages pressiométriques sont numérotés : FP01, FP02, FP03, FP04 et FP05.

✓ Puits

18 puits ont été exécutés sur les zones identifiées pour les emprunts de matériaux de construction :

- 10 puits dans la plaine alluviale à l'aval de l'agglomération d'El OULDJA dans la zone de matériaux fins ;
- 8 puits à l'amont de l'axe pour reconnaître les alluvions grossières.

Les puits ont presque tous été poussés au-delà de 3 parfois 4 m de profondeur. Tous les puits ont été échantillonnés.

I.2.5 Géologie de la cuvette et du site du barrage

La cuvette : La figure ci dessous représente la carte géologique du site

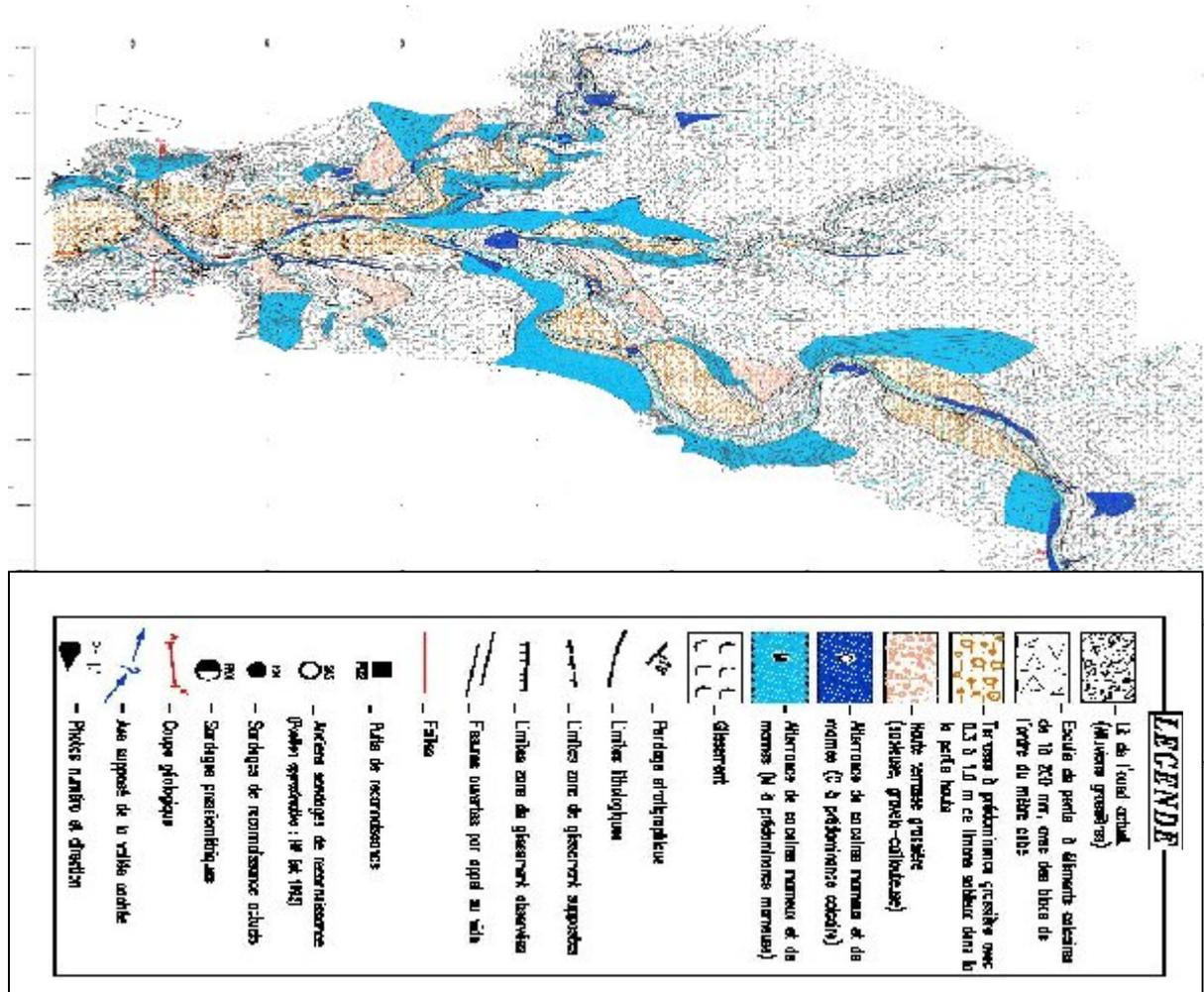


Figure I.04 : Carte géologique de la cuvette

La cuvette du barrage d'El OULDJA est longue, elle présente des flancs raides parfois sub-verticaux voire même en surplomb. Elle fait près de 479 ha à la cote 410 m. La géologie de la cuvette a été levée au 1/5000.

Le site du barrage ainsi que la cuvette font partie du grand anticlinal de TOUBOUNT dont la cuvette constitue le flanc sud. Celle-ci s'étale dans un massif à prédominance marneuse armée de bancs de calcaires marneux et de calcaire d'épaisseur variant du décimètre au mètre, atteignant parfois 2 à 3 m. L'épaisseur des faciès marneux varie du décimètre à une dizaine de mètres voire parfois plus.

La structure générale est monoclinale avec une direction des bancs vers le sud et un pendage général de l'ordre de 10-15° vers le sud.

L'altération des calcaires alimente des éboulis grossiers (du décimètre au mètre cube) qui recouvrent les pentes sur de grandes surfaces et qui donne à la région un aspect ruiniforme.

Dans la cuvette, on a relevé quelques failles locales à faibles rejets.

Quelques petites loupes de glissements, sont relevées localement. Elles sont de faible importance mettant en mouvement des masses de quelques centaines de mètres cube. Toutes ces instabilités se trouvent dans la partie basse du plan d'eau, proches du talweg.

Cependant les zones à très fortes pentes (falaises) sont souvent fissurées, fissures ouvertes par appel au vide. Ces falaises peuvent s'écrouler de façon instantanée dans le plan d'eau, pour des masses représentant jusqu'à quelques milliers de mètres cube.

Le site du barrage

Quant à l'axe du barrage, il a été localisé un peu plus à l'aval de l'axe des travaux de reconnaissance qui présentait des inconvénients majeurs, d'ordre géologique, trop importants. L'axe des travaux de ces reconnaissances correspond à l'axe du barrage choisi au terme de l'étude d'HYDROPROJET EST. La géologie de celui-ci n'avait pas été reconnue au cours de ces études antérieures.

Issus de l'étude d'HYDROPROJET EST, nous disposons ainsi d'une série de sondages (SA1, SA7, SA11, SA12, SA13 et SA14) qui, recoupent avec notre connaissance du terrain, nous a permis de reconstituer la coupe longitudinale à l'axe du barrage.

Sur la rive droite, le rocher (alternance de marnes, marno-calcaires et calcaires) est affleurant partout en dessous de la cote 405 m. De grandes fissures, ouvertes par appel au vide, n'existent pas.

Au fond de la vallée, la terrasse grossière n'est pas profonde, elle est posée directement sur le rocher.

Sur la rive gauche, l'épaisseur des terrains meubles est réduite. Environ entre 40 m et 100 m à l'est du sondage SA12, la coupe traverse la continuation de l'ancienne vallée remplie d'un mélange de graviers et d'éboulis. Cette vallée a été mise en évidence dans le rapport géologique.

Ni sa position exacte, ni sa profondeur et sa largeur ne sont connues en détail. Il est très probable que cette vallée a une continuation en direction sud-ouest. D'après la carte géologique, elle doit traverser la coupe géologique dans la région mentionnée. Pour un barrage, cette petite vallée ne pose pas, dans cette position, un problème majeur.

La figure ci dessous représente la carte géologique du site

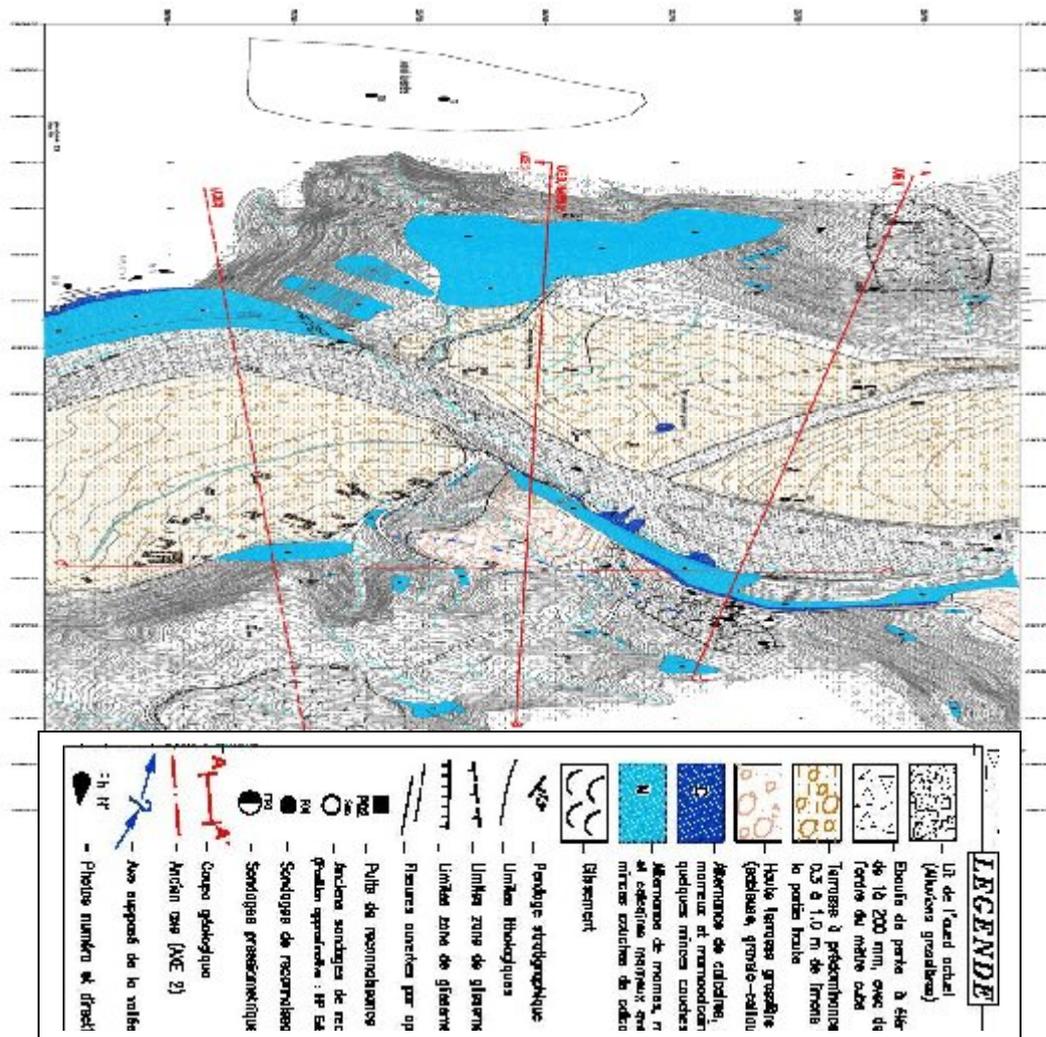


Figure I.05 : Carte géologique du site

I.2.6. Synthèse des essais géotechniques

(Voir annexe 1)

Dans tout le réservoir et au site du barrage, le fond rocheux est très monotone. Il est constitué d'une alternance de marnes, calcaires plus ou moins marneux et quelques bancs de calcaires. Ces sédiments du Crétacé supérieur plongent selon un pendage de 10 à 20 degrés vers le sud. La perméabilité de ces sédiments est moyenne à faible et ne diminue que peu avec la profondeur.

Dans la cuvette :

La vallée a la forme d'un U avec un fond assez plat et des rives raides parfois verticales. Ces falaises sont souvent très fissurées ; de grandes fissures parallèles aux falaises, et des ouvertures par appel au vide existent. La stabilité de ces falaises n'est localement pas assurée, des écroulements (quelques milliers de m³) sont possibles, mais ils ne mettent pas, ainsi que les petits glissements localisés dans la cuvette, en danger les ouvrages sur le site.

Dans tout le réservoir et au site du barrage, le fond rocheux est très monotone. Il est constitué d'une alternance de marnes, calcaires plus ou moins marneux et quelques bancs de calcaires.

La perméabilité de ce fond rocheux est faible à moyenne et de grandes failles avec un rejet important n'existent pas.

Au site du barrage :

L'emplacement retenu de l'axe du barrage est proche d'un des axes de reconnaissance de l'étude préliminaire d'HYDROPROJET EST (axe amont). Issus de cette étude, le BET dispose ainsi d'une série de sondages situés à proximité immédiate de l'axe. La monotonie de la géologie, le levé géologique de ces anciens forages (SA1, SA7, SA11, SA12, SA13 et SA14), les reconnaissances effectuées sur l'axe de reconnaissances et la localisation de l'ancienne vallée en rive gauche recoupées avec la connaissance du terrain a permis au BET de reconstituer la coupe géologique à l'axe du barrage.

Le futur ouvrage reposera sur une faible couche d'alluvions quaternaires qui peut atteindre quelques mètres d'épaisseur (moins de 12 m). Ces niveaux peuvent facilement être expurgés au moins sous le noyau d'un barrage en remblai ou sous la fondation d'un barrage en béton. Ceux-ci surmontent une alternance de calcaires marneux et de marnes tendres grises feuilletées très sensibles à la dessiccation.

A l'est du forage SA12, l'axe retenu traverse la suite de la vallée cachée. La phase APD aura pour mission de décider si les matériaux de remplissage de cette vallée, dont la profondeur est estimée à environ 20 m à cet endroit, doivent être excavés ou si on adopte un voile d'injection ou une paroi moulée pour assurer un écran étanche.

Les échantillons prélevés dans les sondages forés de la fondation rocheuse ont été soumis à des essais physiques et mécaniques. Des essais pressiométriques ont été également faits sur site. Le tableau ci-dessous, donne par faciès, les valeurs moyennes et extrêmes des différentes caractéristiques physiques et mécaniques. (1 bar = 0.1MPa).

Tableau I.03 : synthèse des essais géotechniques du rocher de la fondation

		densité		Résistance mécanique		
		γ_d	γ_s	$R_{c, nat}$	$R_{c, Sat}$	$R_{t, nat}$
		[t/m ³]	[t/m ³]	[bars]	[bars]	[bars]
Facies a prédominance marneuse	Valeur moy	2.48	2.69	167.3	273.5	7.2
	Valeur min	2.58	2.63	21.2	33.1	7.2
	Valeur max	2.62	2.73	468.6	521.5	7.2
Facies a prédominance calcaire	Valeur moy	2.50	2.69	334.9	318.7	19.6
	Valeur min	2.60	2.63	35.3	25.0	17.8
	Valeur max	2.55	2.73	620.4	768.0	21.3

Source ANBT

On note que les faciès à prédominance marneuses sont des marnes dures, grises, feuilletés ou compactes. Les faciès à prédominance calcaire sont les calcaires marneux, gris et compacts.

Les teneurs en eau sont basses. Les porosités sont en moyenne basses mais avec quelques valeurs très fortes. Les poids spécifiques secs γ_d mesurés paraissent trop bas pour être réalistes.

Nous pensons que ces valeurs ont été mal déterminées en laboratoire. Les valeurs théoriques sont obtenues à partir d'un calcul utilisant le poids spécifique γ_s et la porosité n .

Pour les faciès marneux, la présence de l'eau dans les vides de l'échantillon et sa faible perméabilité permettent à l'eau présente de développer une pression interstitielle "u" qui réduit la contrainte effective appliquée sur le squelette solide de l'échantillon. Ceci explique pourquoi les "Rc" mesurées sont plus élevées en cas saturé qu'en cas naturel.

Quant aux faciès calcaires, la présence des fissures éventuelles dans l'échantillon permet un drainage efficace de l'eau présente dans les vides, ce qui empêche la formation d'une telle pression interstitielle, et par suite, des valeurs de "Rc" comparables entre le cas naturel et le cas saturé.

Finalement, on peut dire que les valeurs des caractéristiques mentionnées dans les tableaux I.03 sont représentatives de ces matériaux.

Synthèse des essais SPT

Des essais SPT ont été exécutés sur tous les terrains meubles (colluvions, alluvions), et les résultats montrent que :

- Pour les alluvions F05 du fond d'oued le refus est très vite atteint. Ceci est conforme à leur nature grossière.

Pour les autres sondages F01, F02 et F04 qui sont dans les colluvions des rives les valeurs mesurées correspondent à des terrains moyennement compacts avec deux refus qui doivent correspondre à l'interception de blocs calcaire.

Synthèse des essais pressiométriques

Les valeurs obtenues en moyenne sont sensiblement équivalentes pour les alluvions et colluvions ($E = 2698.1$ bars et $PL = 44.7$ pour les colluvions et $E = 2479.2$ bars et $PL = 53.0$ pour les alluvions). Elles sont toujours élevées aussi bien en module, pression limite et en rapport (E/PL).

Pour les marnes et les calcaires marneux les valeurs sont nettement plus élevées ($E = 5316.5$ bars et $PL = 78.3$ pour les marnes et $E = 6479.0$ bars et $PL = 88.6$ pour les calcaires marneux), ce qui est normal pour ce type de matériau. Les niveaux franchement marneux donnant toujours les valeurs les plus basses.

D'après les résultats pressiométriques obtenus, on peut conclure que :

- Les terrains meubles sont surconsolidés et très serrés ($E/PL > 16$). Ils sont également compacts ($PL > 2.5\text{MPa}$) et peu déformables.

- Les roches de la fondation (calcaires et marnes) sont compactes et peu fracturées ($PL > 4.5$).

Il faut noter également que les basses valeurs de la moyenne des calcaires sont dues aux valeurs mesurées dans le calcaire de surface du sondage FP03, probablement très fracturé.

I.2.7 Matériaux de construction

Les matériaux fins ont été recherchés à l'aval de l'agglomération d'El OULDJA. Ils pourront être exploités par le moyen des pelles mécaniques et utilisés après séparation des éléments grossiers.

Ce sont des argiles sablo-limoneuses brunes, pouvant contenir des passes plus grossières, sur des épaisseurs dès 70 cm à plus que 4 m. La zone reconnue s'étale sur plusieurs kilomètres de long et 300 m de large. Avec une épaisseur moyenne de 5 m, on obtient un volume des matériaux fins de l'ordre de 3000000 m³.

Les deux sondages réalisés dans cette zone rencontrent respectivement 4,8 et 5 m de limons argileux; puis 5,5 et 9,2 d'alluvions grossières surmontant des marnes grises tendres.

Les extraits, ci-dessous, en donnent les valeurs extrêmes et moyennes.

Tableau I.04 : synthèse des essais géotechniques des puits (matériaux fins)

	Granulométrie [%]					W	Limites d'Atterberg			
	Sable g	Sable f	Limons	Argile	Totale		W _L	W _p	I _p	I _c
	2 ~ 0.2	0.2 ~ 0.02	0.02 ~ 22 μ	2 μ ~ 0.2 μ	<80 μ		[%]	[%]	[%]	[-]
Max.	33.00	32.00	33.00	61.00	96.00	19.04	66.00	33.50	35.6	1.84
Min.	2.00	9.00	7.00	9.00	21.00	7.46	48.00	23.66	24.34	1.29
Moy.	13.22	20.89	19.89	39.56	72.33	15.55	58.82	29.88	28.95	1.50

	Proctor			Cisaillement				Oédomètre			
	W _{opt}	γ_{dmax}	Sr	C _{uu}	ϕ_{uu}	C _{cu}	ϕ_{cu}	Pc	Cc	Cg	Cs
	[%]	[t / m ³]	[%]	[bars]	[degr]	[bars]	[d]	[bars]	[%]	[%]	[%]
Max.	22.20	1.85	82.90	1.97	12.09	1.86	3	4.30	12.00	2.86	0.26
Min.	12.40	1.55	75.72	1.04	6.60	0.48	1	2.12	8.33	1.02	0.00
Moy.	16.98	1.69	77.89	1.48	10.73	0.92	2	2.89	9.67	1.78	0.17

Matériaux grossiers pour remblai

Des sondages ont été foncés à la pelle mécanique dans les terrasses alluviales, répartis à l'amont de l'axe abandonné du barrage, en rive gauche et en rive droite de l'oued.

Ces sondages rencontrent, en principe, un peu de terre végétale en surface (jusqu'à 40 cm) des limons sablo-graveleux couvrant des alluvions grossières. Le puits P15 montre des limons sablo-graveleux de la couverture sur toute la profondeur du puits avec des passes graveleuses plus grossières. Ces dépôts marbrés avec des passes plus ou moins fines ou grossières sont typiques des alluvions de rivière. Les passes fines correspondent à des périodes de dépôts où le courant d'eau était plus faible et les passes grossières à des périodes où l'oued avait plus de vigueur. Dans ce mélange interfèrent également les éboulis de pente, éléments de grosse taille qui n'ont pas été entraînés par l'eau.

Sur l'axe des reconnaissances, le forage F05 a montré que l'épaisseur de la terrasse alluviale avait jusqu'à près de 9 m d'épaisseur. L'observation des affleurements où l'oued a tranché la terrasse alluviale, relève des épaisseurs de plus de 5-6 m d'alluvions parfois très grossières avec beaucoup d'éléments supérieurs à 200 mm.

Deux sondages de 18 m de longueur ont été également forés environ 500 m à l'amont de l'axe des reconnaissances sur la terrasse rive gauche. Ils montrent que la terrasse alluviale, à cet endroit, respectivement 9,5 m et 11,6 m d'épaisseur. Les épaisseurs d'alluvions grossières rencontrées sont respectivement de 8 m et 10,1 m sous 1,5 m de limons sableux.

Ainsi, la zone reconnue s'étale sur une superficie de l'ordre de 40 ha, soit, si l'on admet une épaisseur moyenne des alluvions de l'ordre de 4 m d'épaisseur au moins, un volume reconnu de l'ordre de 1 600 000 m³. Il est clair que les réserves sont de l'ordre de plusieurs millions de m³ dans la cuvette et également à l'aval de celle-ci. On doit signaler que parfois ces alluvions renferment quelques blocs marneux très altérés qu'il faudrait expurger si on souhaite utiliser ces alluvions comme agrégats à béton. Ces matériaux seront extraits par le moyen des pelles mécaniques. Ils seront éventuellement criblés pour les séparer des matériaux fins. Les échantillons prélevés sur les puits ont été soumis à une série d'essais physiques et mécaniques dans. Les résultats sont consignés dans les tableaux suivant :

Tableau I.05 : synthèse des essais géotechniques des puits (matériaux grossiers)

	Granulométrie [%]					W [%]	Limites d'Atterberg			
	Sable g	Sable f	Limons	Argile	Total e		W _L	W _p	I _p	I _c
	2 ~ 0.2	0.2 ~ 0.02	0.02 ~ 22 μ	2 μ ~ 0.2 μ	<80 μ		[%]	[%]	[%]	[-]
Max.	27.00	25.00	13.00	28.00	62.00	12.4	42.00	21.03	21.13	1.56
Min.	10.00	11.00	0.00	0.00	8.00	12.4	30.90	16.69	14.21	1.30
Moy.	18.83	14.00	7.50	11.00	27.00	12.4	36.50	19.53	16.97	1.42

	Proctor			Cisaillement			
	Wopt	ydmax	Sr	Cuu	Øuu	Ccu	Øcu
	[%]	[t/m ³]	[%]	[bars]	[degr]	[bars]	[degr]
Max.	10.10	2.09	79.12	1.74	15.68	0.33	43.93
Min.	8.00	1.96	75.91	3.10	9.52	0.31	41.89
Moy.	8.70	2.04	77.38	1.94	13.01	0.31	39.59

On remarque que les matériaux sont en moyenne à forte composante grossière, avec une proportion d'éléments >0,2 mm en moyenne de l'ordre de 62.5 %. Ces matériaux se classent en catégorie GA (graves argileuses). La partie fine est toujours en catégorie CL à compressibilité et plasticité moyenne.

Au Proctor normal les densités obtenues sont moyennes à élevées pour des teneurs en eau faibles souvent supérieures à la teneur en eau naturelle. Les caractéristiques au cisaillement sont très élevées.

Matériaux pour enrochements, filtres et agrégats à béton

Une carrière à matériau pour enrochements et agrégats à béton a été identifiée à proximité immédiate du site du barrage. Elle est située au droit de l'axe, sur la rive droite, dans une

barre calcaire qui domine la vallée et qui présente souvent une paroi en surplomb. Deux sondages forés reconnaissent cette barre. Ils rencontrent respectivement, sous 9,4 et 6 m de colluvions, 16,6 et 14 m de calcaires compacts gris parfois blanchâtres avec quelques passées marneuses. L'épaisseur de calcaire compact, exploitable, est de l'ordre de 8 mètres et se situe dans la partie supérieure du banc.

Ces calcaires ont été soumis à une série d'essais géotechniques. Les résultats sont consignés dans les tableaux suivant :

Tableau I.06 : synthèse des essais géotechniques des sondages de la carrière

Sondage N°	Profondeur	Teneur en eau	Porosité(n)	Poids specif sec (γ_d)		Poids specif apparent (γ)	Poids specif (γ_s)	Rc Naturel
		[%]	[%]	[t/m ³]		[t/m ³]	[t/m ³]	[bars]
F07	12,50 - 12,88	0.44	8.88	1.32	2.46	2.42	2.70	406.65
	14,16 - 14,58	0.58	6.01	1.29	2.50	2.23	2.66	547.10
	17,01 - 17,35		18.47	1.18	2.25	2.36	2.76	268.60
	19,01 - 19,49	0.84	18.86	1.25	2.15	2.35	2.65	315.80
	24,65 - 24,94		8.45	1.35	2.49	2.28	2.72	984.60
F08	5,55 - 5,89	0.63	3.39	1.38	2.56	2.38	2.65	403.40
	7,57 - 7,99		5.24	1.39	2.53	2.67	2.67	197.50
	8,89 - 9,16	3.67	1.46	1.32	2.59	2.58	2.73	596.30
	10,50 - 10,78		18.31	1.25	2.23	2.29	2.73	211.60
	12,76 - 13,20	1.37	14.88	1.20	2.23	2.36	2.62	282.10
	14,00 - 14,29	1.65	17.30	1.20	2.20	2.40	2.66	176.35

Tableau I.07 récapitulatif des essais LA et MDE

SONDAGE	NATURE	LA%	MDE%
F07	Calcaire jaune	18.18	6.47
F08	Calcaire gris	12.13	6.86

Les valeurs de densité obtenues sont relativement faibles avec des porosités élevées pour ce type de matériaux. Les résistances à la compression simple sont dispersées mais en général moyenne.

L'essai Los Angeles donne des valeurs montrant que l'on peut obtenir des agrégats à béton de bonne qualité.

Cette carrière pourrait fournir des enrochements et des agrégats d'assez bonne qualité et en quantité très largement suffisante pour couvrir la totalité des besoins du barrage. Les sables pour filtres et drains seront produits par criblage et séparation à partir des matériaux extraits de la carrière.

I.2.8 Hydrogéologie

Le tableau suivant donne les résultats de ces essais par tranche de 10 à 48 essais de perméabilité du type Lugeons ont été effectués de façon systématique sur les sondages carottés par passes de 3 m en général. Les résultats complets de ces essais sont donnés en m de profondeur.

Tableau I.08 : Variation du niveau de la nappe (du 14.04.2005 au 14.11.2005)

Sondage	F01	F02	F03	F05	F06
Côte sondage	426.12	394.44	336.32	336.40	415.55
Côte nappe 01/10/05	395.62	374.94	329.16	331.90	399.75
Côte nappe 24/10/05	Sec	Sec	329.26	332.25	Sec

On a constaté que le niveau de la nappe sur la rive droite (sondages F01 et F02) passe respectivement de la cote 404,92 et 384,14 à 386,12 et 374,94 en l'espace de 2 semaines environ pour s'assécher à partir du début du mois d'octobre. Les cotes auxquelles s'assèchent ces sondages se situent presque à la limite du toit du rocher.

En rive gauche le niveau de la nappe (F06) passe de 399,75 à 386,25 en une semaine puis s'assèche. Ce sondage n'a pas été relevé suffisamment longtemps pour être sûr que c'est bien le niveau de la nappe que nous avons mesuré et non l'eau de forage.

Sans surprise les forages du fond d'oued (F03 et F05) donnent un niveau proche du niveau des eaux dans le lit de l'oued avec de faibles fluctuations.

Les résultats des mesures du niveau piézométrique ne reflètent pas ce que le BET attendait vis à vis le comportement de la nappe. Une décroissance progressive dans le niveau de l'eau est attendue par le BET dû probablement à des petits réservoirs qui se remplissent durant les pluies et se vident, ensuite, gentiment. Les observations ont montré, au contraire, une chute brusque du niveau à la fin de la période hivernale. Celle là peut être la cause d'une formation probable de bouchons de boue obstruant les trous dans les forages de mesure qui, sous la charge de la colonne d'eau, se sont débouchés subitement. Donc, on peut conclure qu'un tel comportement donne l'impression d'une présence d'une nappe perchée sur les rives. Un tel type de nappe n'existe pas réellement dans le site d'OULDJA.

I.2.9 Sismicité du site

Dans la région délimitée, soit entre Constantine au nord, N'GAOUS à l'ouest et la frontière tunisienne à l'est, 24 secousses ont été ressenties entre 1839 et ce jour.

L'examen des cartes des épacentres montre que la zone proche du site de barrage n'est pas directement affectée par une activité sismique, cependant, elle ressent parfois les secousses des régions avoisinantes au nord et au nord-ouest nettement plus actives (Constantine et Batna).

L'ensemble des considérations développées, ainsi que la carte d'iso-accélération pour une période de retour de 500 ans du CTC nous conduisent à estimer une valeur d'accélération au sol de 0,15.g pour le séisme de projet.

I.2.10 Conclusion sur la situation topographique, géologique et géotechnique

Au site, la vallée est assez large, à une cote de 410 m (correspondant à un barrage haut de 80 m environ) la largeur de la vallée est d'environ 860 m.

Le lit actuel de l'oued est d'environ 100 m de large, dominé par une vaste terrasse alluviale en rive droite qui s'étale sur ~ 320 m. A la conclusion de l'étude géologique et géotechnique et d'après ce qui précède, il est proposé de retenir les caractéristiques des matériaux suivantes dans cette étude technique.

Fondation

Rocher en place :

- Prédominance marneuse avec alternance de bancs de calcaire marneux et de calcaire (Crétacé supérieur)
- Résistance à la compression des bancs à prédominance marneuse : 17 MPa.
- Résistance à la compression des bancs à prédominance calcaire : 33 MPa.

Alluvions en place :

- Terrasses alluviales grossières d'épaisseur jusqu'à 10 m.
- La fondation du barrage et de la cuvette est considérée comme globalement peu à moyennement perméable dont la perméabilité est inférieure à 10 unités Lugeons. La perméabilité varie peu avec la profondeur.

Matériaux de construction

Matériaux de remblai fins :

- dépôts alluvionnaires, argiles sablo-limoneuses

Provenance : plaine en aval du site, en aval de la localité d'EL OULDJA.

Quantité : estimée à plusieurs fois le volume nécessaire à la construction ($V \sim 3\,000\,000\text{ m}^3$).

Humidité naturelle : 16 %.

Humidité optimale : 17%

Angle de frottement interne : 11°

Cohésion : 100 kPa

Poids volumique : 17 kN/m³

Matériaux de remblai grossiers :

- dépôts alluvionnaires.

Provenance : terrasses alluviales au niveau du site, en amont ou en aval.

Quantité : plus de 1 600 000 m³, suffisamment pour les recharges d'une digue en remblai.

Matériaux rocheux :

- banc de calcaires compacts.

Provenance : carrière à ouvrir, située à proximité du barrage, en rive droite.

Quantité : estimée à plusieurs fois le volume nécessaire à la construction (également suffisante pour un barrage en béton).

Poids spécifique : 2.7 t/m³

Résistance à la compression : 40 Mpa.

Résistance à l'abrasion, essai Los Angeles : 18%.

Matériaux granuleux :

- obtenus par concassage des calcaires compacts ou par triage des alluvions grossières (blocs pouvant être altérés).

Sismicité du site : Accélération au sol : 0.15 x g

Qualité de l'eau : Minéralisation : 1650 mg/l et SO₄ : 800 mg/l

Chlorures : 1000 mg/l (concentration prévue dans la retenue)

I.3 Conditions hydrologiques : [1]

I.3.1 Morphologie du bassin versant

L'oued EL ARAB se jette dans le Chott MELHRIR (altitude -30m). Il draine le versant Sud-est des massifs des Aurès, chaîne qui culmine à 2328m au Djebel CHELIA et l'extrémité Ouest des NEMENCHA (1834m au Djebel CHECHAR).

Il existe déjà un barrage sur l'oued EL ARAB : le barrage de Babar possédant un bassin versant de 567 km² construit en 1994.

Les principales caractéristiques physiques du bassin versant de l'oued EL ARAB jusqu'à EL OULDJA sont les suivantes :

- Surface du bassin versant de l'oued EL ARAB 1900 km²
- Surface du bassin versant de la retenue de BABAR 567 km²
- Surface du bassin versant de la retenue d'EL OULDJA 1333 km²
- Altitude maximale du bassin versant de l'oued EL ARAB 2328 NGA
- Altitude moyenne du bassin versant de l'oued EL ARAB 1128 NGA
- Altitude de la fondation du barrage d'EL OULDJA 314 NGA

La couverture végétale du bassin est principalement constituée d'une :

- Végétation sommitale arbustive dégradée au-dessus de l'altitude de 1200 NGA
- Végétation sub-steppe aux altitudes comprises entre 1000 NGA et 300 NGA
- Végétation arboricole, essentiellement d'origine anthropique située en fond de vallée des oueds

I.3.2 Apports

L'étude des données pluviométriques montre une notable baisse des précipitations après 1976. Cette baisse d'environ 15% entraîne une diminution de la lame d'eau écoulée de près de 53% qui se traduit par une diminution des apports de 32% après 1976.

L'apport moyen annuel généré s'élève à 27.4 hm³. Il a été déterminé en se basant sur un bassin versant utile limité à l'amont par le barrage de Babar (superficie = 1 333 km²).

La répartition mensuelle des apports est indiquée dans le Tableau I.09 ci-dessous.

Tableau I.09 : Répartition mensuelle des apports

Mois	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.
Apports en%	7	8	14	14	10	6	3	4	10	9	8	7
Apports en Hm ³ sur toute la série de simulation	1.92	2.19	3.84	3.84	2.74	1.64	0.82	1.10	2.74	2.46	2.19	1.92
Apport en Hm ³ 1976	1.57	1.80	3.15	3.15	2.25	1.35	0.68	0.90	2.25	2.03	1.80	1.57

Source ANBT

I.3.3 Envasement

Le volume utile de la retenue, est celui pour lequel l'exploitant de l'aménagement peu compter pour stocker de l'eau. En d'autres termes, il s'agit du volume total de la retenue moins le volume mort (ou envasement). Les sédiments provoquant l'envasement arrivent principalement lors de fortes crues. Ne sachant pas quand celles-ci se produiront, il a été admis que la retenue puisse se remplir d'un gros volume de sédiments rapidement après la mise en eau du barrage (envasement maximal). On admet donc que sur les 50 années de simulation, on dispose du même volume utile. Cette hypothèse conduit à sous-évaluer le volume d'eau réellement disponible, en tout cas pour les premières années d'exploitation.

L'estimation de l'envasement, donc du volume mort de la retenue se base sur une concentration moyenne en sédiments des apports « c » de 35 g/l. Le volume des dépôts peut être calculé en connaissant les apports annuels « Va », soit 22.5 hm³ (moyen des apports après 1976), et en estimant la densité volumique des sédiments « ps » à 1.265 t/m³.

Ainsi, pour une période de 50 ans, le volume d'envasement est le suivant :

$$V_{M, 50} = 50 * \frac{22.5}{1.265} \approx 31.1 \text{ hm}^3.$$

Le volume mort de la retenue d'OULDJA est de 31.1 hm³.

I.3.4 Evaporation

Les pertes d'eau de la retenue d'OULDJA sont essentiellement dues à l'évaporation. Elle est estimée à 1850 mm/an.

I.3.5 Crues du projet

Les crues de projet ont été établies dans l'étude hydrologique sans tenir compte de l'effet de rétention du barrage de BABAR existant à l'amont (ce qui va dans le sens de la sécurité puisqu'il amortit un peu les crues). Pour le site d'OULDJA, les crues à considérer sont présentées dans le Tableau I.10 ci-dessous.

Tableau I.10 : Crues de projet

Temps de retour	[ans]	10	20	50	100	1000	5000	10000
Pluie journalière	[mm]	63	72	85	200	266	312	333
Pointe de crue (QT)	[m ³ /s]	935	1190	1559	4817	6687	7890	8585
Volume de crue	[hm ³]	40	50	66	202	281	335	360

Source : ANBT

Selon les directives suisses, la crue de projet est déterminée pour une période de retour de 1000 ans. La crue de sécurité est estimée à la crue décennale (Probable Maximum Flood: PMF).

- $Q_{1000} = 6687 \text{ m}^3/\text{s}$

- $Q_{PMF} = 8585 \text{ m}^3/\text{s}$

L'hydrogramme de crue utilisé dans le calcul d'amortissement sera un hydrogramme triangulaire possédant un débit de pointe $Q_T =$ pointe de crue, un temps de base $T_B = 24$ heures et un temps de montée $T_M = 1/3 \times T_B = 8$ heures.

Concernant la crue de chantier, elle peut être estimée à une périodicité d'au moins dix fois la durée de la construction dans la zone inondable.

En considérant que cette durée des travaux est de 3 ans pour une digue et de 2 ans pour un barrage en béton, la période de retour pour la crue de chantier serait de 30 ans pour la variante digue et 20 ans pour celle en béton. Soit un débit de pointe de chantier :

$$Q_T = 1313 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (variante digue)}$$

$$Q_T = 1190 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (variante béton)}$$

I.3.6. Régularisation

Cet aménagement permet notamment d'accumuler les apports irréguliers des périodes humides pour distribuer chaque année une certaine proportion de l'apport annuel moyen selon la loi de répartition ou modulation mensuelle suivante :

La notion de volume annuel régularisé garanti (VARG) est introduite pour chiffrer le volume d'eau utilisable chaque année. Il dépend en premier lieu du volume utile de la retenue.

Tableau I.11 : Modulation mensuelle des besoins

Mois	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.
Demande en(%)	0	0	1	7	13	17	21	18	12	0	0	0

Source : ANBT

Le critère de satisfaction est fixé à 0.80, ce qui veut dire que le VARG est fourni 8 ans/ 10.

Un critère de satisfaction supérieur à 0.80 conduirait à devoir augmenter le volume utile de la retenue, ce qui amènerait à prévoir un barrage plus haut et par conséquent à des surcoûts disproportionnés.

La taille de la retenue est fixée de manière à minimiser le coût du mètre cube d'eau régularisée.

Une optimisation économique préliminaire du coût de l'eau au pied du barrage a été entreprise pour déterminer le niveau normal maximal de la retenue.

L'étude de régularisation conclut avec la recommandation suivante :

- pour que l'aménagement d'OULDJA soit optimal, le niveau normal maximal de la retenue se situe à 396.20 NGA.

La capacité de la retenue d'OULDJA est établie avec une analyse planimétrique du plan topographique.

Du volume total du bassin ainsi déterminé, on soustrait le volume mort dû à l'envasement, soit 31.1 hm^3 , pour établir la courbe du volume utile.

En résumé, l'étude de régularisation fournit les caractéristiques suivantes pour la retenue :

Niveau normal de la retenue : 396.20 m

Volume total de la retenue : 90.1 hm³

Volume utile de la retenue : 59.0 hm³

Volume annuel régularisé garanti (VARG) : 20.0 hm³

I.4. Conception du barrage et des ouvrages annexes

I.4.1 Conception du barrage

I.4.1.1. Axe du barrage

La position de l'axe du barrage a été choisie sur la base des résultats et recommandations de l'étude géologique et géotechnique du site d'OULDJA.

En résumé, un premier axe a été choisi suite aux visites de reconnaissance du site comme celui qui semblait le plus favorable en termes de géométrie de la vallée et d'appui au barrage.

C'est aussi celui qui avait été retenu par l'étude préliminaire d'HYDROPROJET EST, sans toutefois avoir été reconnu par des sondages. Le programme de reconnaissance effectué sur la proposition du Groupement d'Etudes STUCKY-BG avait alors pour but de valider ce choix de l'axe.

Des coupes ont été construites sur la base du levé géologique et sur les résultats des forages.

On constate que :

- **Sur les rives**, se trouvent de très grandes masses de terrains meubles avec une perméabilité remarquablement élevée

- **En rive droite**, une grande partie de ces terrains meubles est affectée par un glissement qui est, en tout cas, partiellement actif

- **En rive gauche**, la stabilité de la partie supérieure des terrains meubles n'est pas assurée

A la vue de ces observations, l'axe 1 présente deux inconvénients majeurs :

- Il traverse en rive droite, un glissement de terrain de grande ampleur
- Il traverse en rive gauche un dépôt sédimentaire de grande profondeur (vallée cachée), sa partie supérieure est probablement instable

Ces deux inconvénients posent de gros problèmes pour des appuis d'un barrage aussi bien en termes de stabilité que d'étanchéité. Les zones instables doivent être excavées, la vallée épigénique doit être étanchée avec un voile de grande surface. Pour la fondation d'un barrage en remblai, le volume des excavations est estimé à 720'000 m³. La part supplémentaire due à l'évacuation de ces zones meubles et instables correspondrait ainsi à une augmentation de 155 %. Le volume supplémentaire de remblai pour combler ces zones meubles excavées est estimé à 1 125 000 m³, pour le volume total (sans ce supplément) d'un remblai estimé à 8'450'000m³, cela représente ainsi une augmentation de volume de 13 %. Cette comparaison volumétrique montre qu'une augmentation considérable du volume de remblai est à prévoir sur l'axe 1 à cause de la présence de la vallée cachée et des zones instables. Cette augmentation de volume d'un ouvrage implanté sur l'axe 1 le rend comparable, de point de vue volumétrique, avec l'axe 3.

Afin d'éviter ces zones meubles et instables, le Groupement a retenu la solution de déplacer les zones d'appuis du barrage :

- ✓ En rive droite, il faudrait déplacer l'appui d'au moins 300 m vers l'amont ou 200 m vers l'aval pour être sûr que le glissement ne menace pas le pied du barrage.

✓ En rive gauche, un déplacement vers l'amont n'offre pas d'intérêt puisqu'il y a de fortes probabilités que la vallée épigénique longe la falaise jusqu'au débouché avec un talweg secondaire. De plus, au-delà du talweg secondaire, les rives de l'oued ne présentent pas une hauteur suffisante pour accueillir un ouvrage au couronnement autour de 410 m.

Vers l'aval, il faudrait déplacer l'appui d'environ 150 m pour éviter la zone de dépôts meubles.

Le croquis ci-dessous montre que la seule variante intéressante est de déplacer les deux appuis vers l'aval. Ce qui revient à déplacer tout l'axe du barrage vers l'aval.

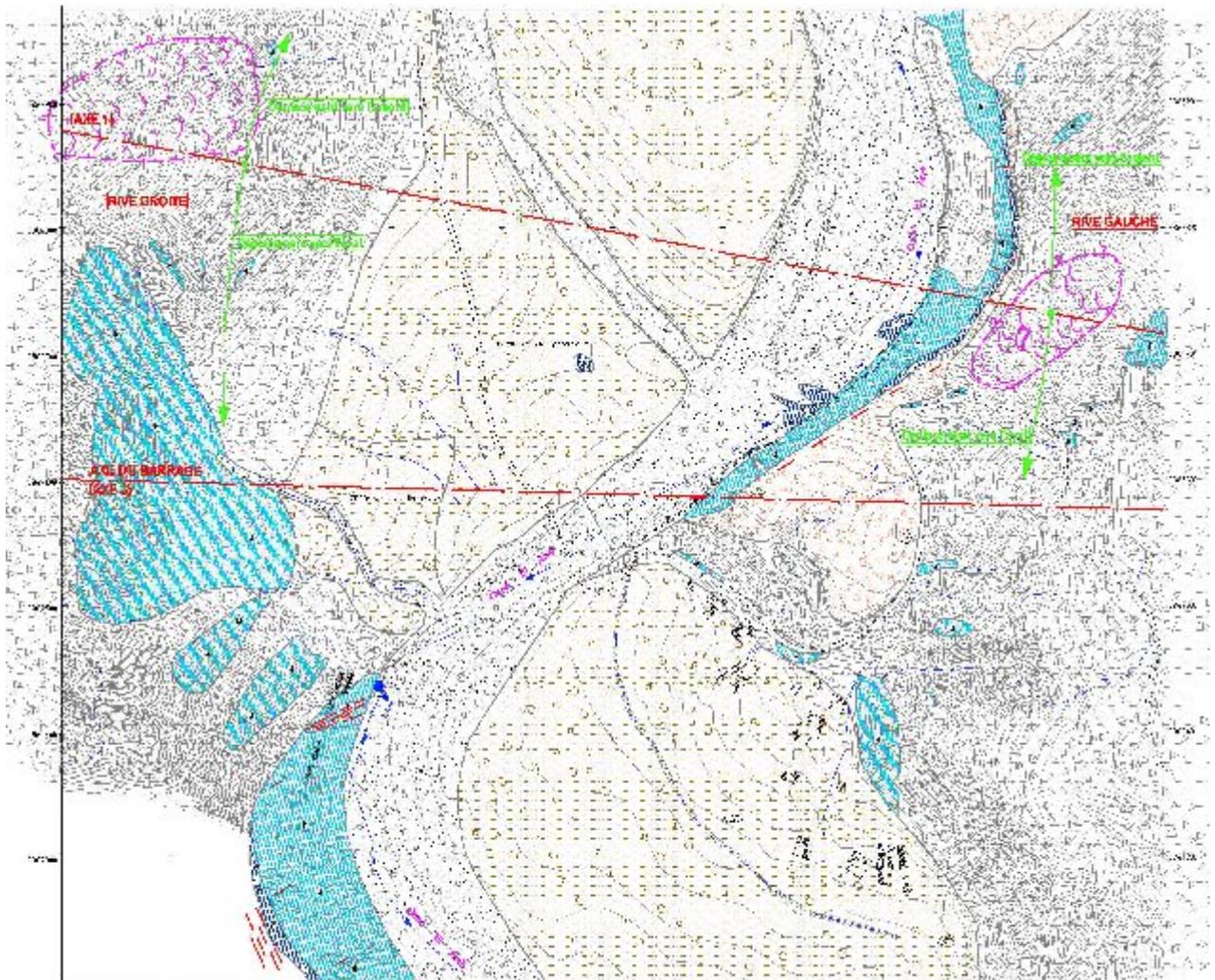


Figure I.02 : Vue en plan du sens de déplacement de l'axe du barrage

Afin d'éviter ces zones meubles, instables et perméables, le Groupement a décidé de déplacer les zones d'appuis du barrage vers l'aval, et de retenir l'axe 3 comme axe du barrage d'OULDJA.

L'emplacement exact de l'axe retenu a été choisi suite à une étude sommaire de variantes pour minimiser le volume du barrage.

L'emplacement retenu est proche d'un des axes de reconnaissance de l'étude préliminaire d'HYDROPROJET EST (axe amont). Issus de cette étude, nous disposons ainsi d'une série de sondages situés à proximité immédiate de l'axe. Ces données, plus les reconnaissances

effectuées sur l'axe 1 recoupées avec notre connaissance du terrain nous permettent de reconstituer la coupe B-B' située sur l'axe retenu dans cette étude.

Remarque : HYDROPROJET EST a fait réaliser des forages de reconnaissance sur deux axes de barrage, un à proximité immédiate de l'axe finalement retenu dans la présente étude, un autre environ 250 mètres plus au sud. L'ouvrage proposé par HYDROPROJET EST ne se trouve ni sur l'un ou l'autre de ces deux axes, mais a été sur un troisième axe sur lequel aucune reconnaissance géologique n'avait été entreprise. L'axe retenu par HYDROPROJET EST correspond en fait à celui des travaux de reconnaissance réalisés pour la présente étude. Cet axe avait été pressenti comme potentiellement le meilleur lors de nos premières visites de terrain jusqu'à ce que les travaux de reconnaissance démontrent qu'il n'était pas si favorable...

Du point de vue de la perméabilité de la retenue, les résultats des essais montrent un massif peu à moyennement perméable dont la perméabilité est inférieure à 10 unités Lugeon.

La perméabilité du rocher à l'endroit du site de barrage étant faible à moyenne, un voile d'injection léger sera utile pour réduire les fuites vers l'aval à travers les marnes et les calcaires marneux.

Il convient de mettre en évidence le resserrement de la vallée au droit de la petite plate-forme en rive gauche. Ce resserrement n'assure pas seulement une économie dans le volume des matériaux utilisés pour le corps du barrage, mais constitue également un massif rocheux qui peut abriter le tunnel de dérivation provisoire pour une solution d'un barrage poids.

L'axe du barrage est ainsi défini par les points suivants à l'intersection de la cote 405m.s.m.

- Point rive droite (X;Y) : (286 824.9 ; 3 867 599.4)
- Point rive gauche (X;Y) : (287 748.9 ; 3 867 577.4)

I.4.1.2 Type de barrage

A /La variante choisie

Le type de barrage est imposé par le manque de choix de matériaux de construction. La solution de barrage composé uniquement par une recharge en gravier extrait de la cuvette avec noyau en argile peut être exclue par manque de gravier. En considérant également la grande largeur de la vallée, la solution d'un barrage voûte en béton est aussi éliminée.

Comme déjà évoqué précédemment, les volumes de matériaux à disposition sont :

- Argiles sablo-limoneuses brunes : $V = 3\,000\,000\text{ m}^3$
- Graviers (alluvions grossières) : $V = 1\,600\,000\text{ m}^3$
- Enrochements calcaires de la carrière : un volume plus que suffisant pour toutes les variantes est disponible

Comme le montre le tableau I.12 une solution de barrage composé par une recharge uniquement en gravier avec noyau en argile est à exclure par manque de volumes.

Les autres types de barrage qui peuvent être envisagés sont :

Variante 1 : Barrage poids en béton (éventuellement en béton compacté au rouleau BCR)

Variante 2 : Digue en enrochement avec masque amont

Variante 3 : Digue à noyau en argile avec recharge en enrochement et graviers

Les variantes de barrage qui peuvent constituer une solution possible sont :

Tableau I .12: Les variantes de barrage

<i>Type de l'ouvrage</i>	<i>Caractéristiques</i>	<i>Contraintes techniques</i>	<i>Contraintes économiques</i>	<i>Remarque</i>
<i>Digue avec recharge uniquement en gravier et un noyau central en argile</i>	- pente amont : 1V/2.75H - pente aval : 1V/2.5H - largeur de la crête : 12 m - parement amont et aval en Rip-rap	- manque de volume nécessaire de graviers homogènes		<i>-à exclure par manque de volume</i>
<i>Barrage voûte</i>	- voûte en béton conventionnel	- forme inadéquate de la vallée (très large)		<i>-à exclure par manque de volume</i>
<i>Barrage poids en béton (BCR)</i>	- parement amont vertical - parement aval en cascades de pente : 1V/0.85H - largeur de la crête : 8 m	- pas de contrainte	- à comparer avec les autres solutions	<i>envisageable</i>
<i>Digue en enrochement avec masque amont</i>	- pente amont : 1V/1.8H - pente aval : 1V/1.75H - largeur crête : 12 m - corps de la digue formé par des enrochements de la carrière	- pas de contrainte	- à comparer avec les autres solutions	<i>-envisageable par suffisance de volume</i>
<i>Digue à noyau en argile avec recharge en enrochements et graviers</i>	- pente amont : 1V/2.25H - pente aval : 1V/2H - largeur crête : 12 m	- pas de contrainte	- à comparer avec les autres solutions	<i>-envisageable par suffisance de volume</i>

Dans tous les cas étudiés (entre 60 et 90 m de hauteur du barrage), il paraît que le barrage en béton (type BCR) est le plus économique par rapport aux deux autres variantes. Il est de 31.2% plus économique que la solution la plus proche pour H=60 m, de 31.8% pour H=70 m, de 33.7% pour H=80 m et de 35.6% pour H=90 m.

Enfin, c'est le barrage en béton type "BCR" qui est retenu.

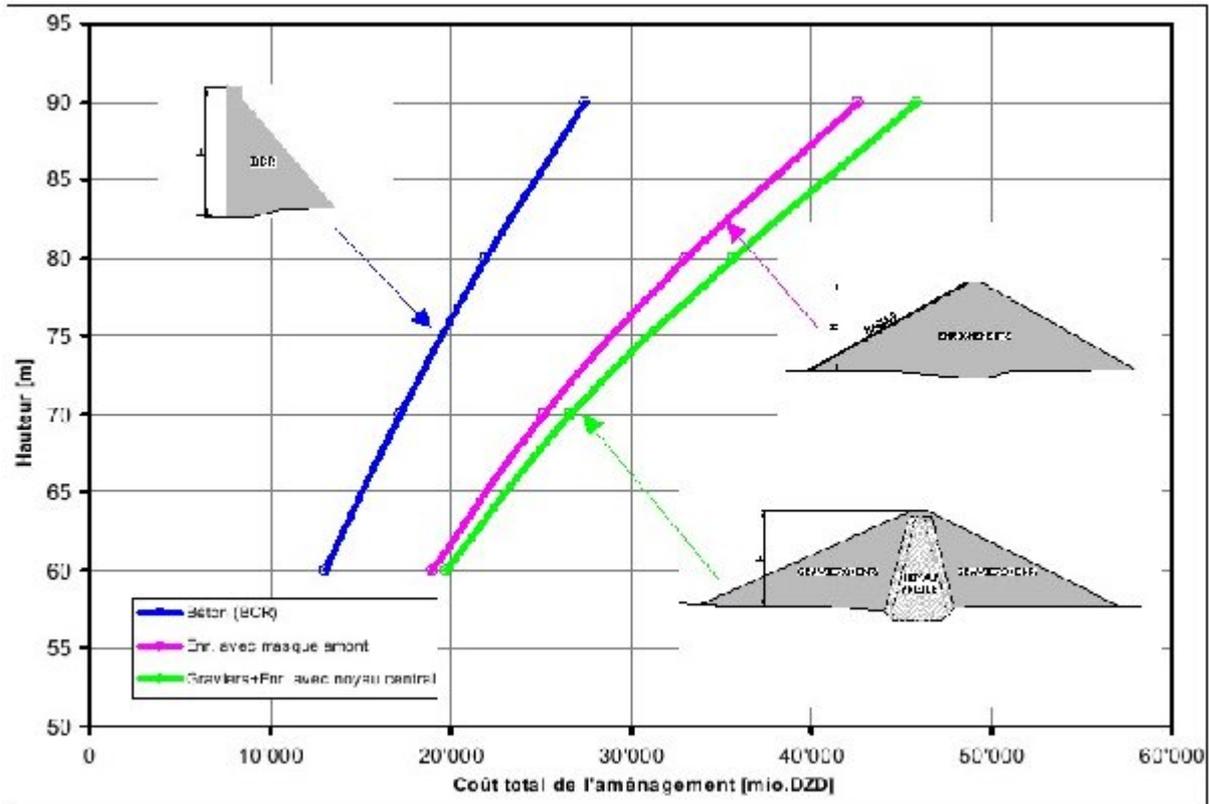


Figure I.03: Coût total de l'aménagement

B/Bibliographie sur la variante BCR : [2]

• Définition du BCR

Le BCR est avant tout un béton destiné à constituer de gros massifs et mis en place à l'aide des engins de travaux publics généralement utilisés pour réaliser des remblais (barrages, fondations ...). Le pavage en béton compacté au rouleau (BCR) est composé de ciment, de granulats, d'adjuvants, d'eau et d'ajouts cimentaires si requis, qui nécessite l'apport d'une énergie de compactage externe pour être bien consolidé.

Les revêtements en BCR ont plusieurs domaines d'applications tant en milieu industriel qu'en milieu urbain. Ils sont, par exemple, utilisés pour les aires de triage et d'entreposage de bois, les gares intermodales de conteneurs, les stationnements, les routes municipales, etc. Le BCR n'est pas armé et sa mise en place se fait sans coffrage. Du point de vue structural, un revêtement en BCR est un ouvrage rigide au même titre que toute autre dalle de béton et est soumis aux mêmes critères de conception.

De ce mode de réalisation résultent des conséquences immédiates:

- l'énergie utilisée pour mettre en place ce matériau est supérieure à celle des aiguilles vibrantes usuelles. A égalité de qualité des granulats et de quantité de liant on peut donc obtenir des bétons qui, au sein des couches successives, ont des propriétés supérieures à celles du béton conventionnel vibré (BCV).
- par contre, comme pour les remblais, les zones au voisinage de deux couches successives ont des propriétés différentes de celles qui règnent à l'intérieur des couches; les modalités de mise en place permettent des cadences de réalisation beaucoup plus grandes que celles des bétons conventionnels, d'où des avantages économiques très importants; diminution du prix unitaire du béton, réduction de la durée globale du chantier, diminution sensible des

coffrages.

Cette dualité entre la nature du matériau 'béton' et son mode de mise en place 'sol' explique que dans l'étude du BCR l'on ait recours à des modes d'approche ou des types d'essais relevant de chacune de ces techniques.

Par ailleurs, dans les premières heures suivant le malaxage, le BCR se comporte comme un sol (régalage, compactage) ; au bout de quelques jours, c'est un béton indéformable; entre les deux, c'est un matériau aux propriétés mal connues, et cette méconnaissance est à l'origine de la plupart des questions que l'on se pose à propos du BCR. Le BCR est produit en centrale fixe ou mobile. Il est transporté au chantier par camions à benne basculante. La mise en œuvre du BCR est réalisée à l'aide d'équipements de construction conventionnels comme les paveuses, rouleaux, etc.

- **Historique du BCR**

En Amérique du Nord, la première construction d'un revêtement en BCR a été réalisée en 1942 par l'US Army Corps of Engineers. La première application au Canada a été la mise en place d'une aire d'entreposage de billes de bois d'une surface de 52 000 m² sur l'Île de Vancouver en Colombie-Britannique en 1976.

Au Québec, outre le barrage hydroélectrique du lac Robertson, le Centre de recherche interuniversitaire sur le béton (CRIB) de l'Université Laval a étudié des sections d'essais réalisées à l'usine de Lafarge Canada à St-Constant en 1987 et 1990. Trois sections d'essais de 450m³ chacune et une route expérimentale ont été construites. L'étude portait sur la durabilité au gel et à l'écaillage de revêtements routiers en BCR. Elle a permis de développer des mélanges de BCR durables et de nouvelles méthodes de formulation à l'origine des BCR à haute performance.

On notera par ailleurs que le BCR peut être utilisé dans de nombreux ouvrages autres que les barrages. Bien que la même dénomination soit utilisée dans tous les cas, et que les caractéristiques essentielles du matériau soient les mêmes, il existe entre ces divers usages des différences parfois importantes. Les barrages en BCR français ont tous une hauteur inférieure à 50 m alors que 40 % des ouvrages aujourd'hui terminés dépassent cette hauteur. Les Recommandations se ressentent nécessairement de cette expérience limitée, car les modalités de réalisation sont influencées par les volumes de matériau à mettre en œuvre.

La totalité des barrages en BCR réalisés hors de France utilise un liant qui comporte une forte proportion de clinker; au contraire, les barrages français n'ont eu recours qu'à des liants sans clinker élaborés à partir de produits sidérurgiques et éventuellement de cendres volantes calciques. Ces liants, faiblement exothermiques et dont la durée de prise est de l'ordre de 3 ou 4 fois celle des liants usuels, ont permis de travailler aisément même en période chaude mais avec, en contrepartie, quelques difficultés (efforts sur les coffrages). Sur ce point aussi l'expérience française, quoique originale et extrêmement intéressante, se trouve limitée; la quasi-totalité des barrages en BCR réalisés à ce jour dans le monde présentent un profil triangulaire à parement amont vertical (ou pseudo vertical), et le BCR ne doit pas être considéré comme un matériau intermédiaire entre la terre et le béton vibré. C'est un béton, même s'il est mis en place selon un processus analogue à celui utilisé pour les sols. Toutefois, compte tenu de ses spécificités, le BCR peut se prêter avec avantage à la réalisation de barrages présentant d'autres profils.

- **Applications**

La technique de béton compacté au rouleau (BCR) est utilisée pour de nombreux ouvrages routiers, mais également pour la construction de barrages. Bien que les caractéristiques essentielles du matériau soient les mêmes, il existe entre ces divers usages des différences assez importantes. Lorsque le BCR est utilisé pour la réalisation d'ouvrages de masse comme les barrages, la quantité de ciment utilisée est le plus souvent faible et l'utilisation d'ajouts minéraux tels que les cendres volantes est conseillée. Ceci permet de réduire le dégagement de chaleur lors du processus d'hydratation du ciment et de limiter les coûts de production. La construction de barrages en BCR emploie un mode de réalisation proche de celui utilisé pour les remblais en terre et offre de nombreux avantages, le principal étant la rapidité d'exécution. Aujourd'hui, de nombreux barrages de par le monde entier sont construits en BCR.

- **Avantages et inconvénients d'applications des BCR**

- **Avantages**

- * Faible contenu en matières cimentaires ($< 175 \text{ kg/m}^3$)
- * Faible chaleur d'hydratation
- * Faible coût
- * Rapidité de mise en place
- * Technologie peu complexe
- * Grande stabilité volumique
- * Par rapport à un ouvrage en terre
 - Volume plus faible
 - Meilleure résistance à l'érosion
 - Imperméabilité
 - Possibilité de prévoir une centrale adjacente à l'ouvrage
- * Par rapport à un ouvrage en béton
 - Moins de matières cimentaires
 - Rapidité de mise en place
 - Pas ou peu de coffrages

- **Inconvénients**

- * Qualité des parements
- * Difficulté d'entraîner de l'air
- * Coût de transport des matières cimentaires en régions éloignées

I.4.1.3. Coupe-type : [1]

Le niveau du couronnement dépend évidemment du niveau normal de la retenue. Celui-ci est fixé au niveau optimal de 396.20 m. A ce niveau, il faut ajouter la surélévation du plan d'eau pendant la crue de projet ($Q_{1'000}$) et une revanche de sécurité. La somme des deux chiffres égale à la revanche totale qui s'ajoute au niveau normal pour définir donc le niveau du couronnement. Les calculs de laminage de la crue montrent que le niveau de la retenue grimpe de 5.11 m (401.31 m) pendant le passage de la crue de projet pour un évacuateur de longueur libre égale à 250 m. La valeur minimale de la revanche de sécurité, mesurée du niveau 401.31 m et pour un "FETCH" de l'ordre de 3 km, est égale à 1.5 m.

Le niveau du couronnement sera finalement fixé à 402.85 m

La section type, adoptée possède les caractéristiques suivantes :

- Un parement amont vertical
- Un parement aval vertical entre les cotes 402.85 m et 393.35m, en marches d'escalier de pente moyenne $1V / 0.85H$ entre les cotes 393.35 m et le niveau de la fondation
- Un couronnement de 8 m de largeur qui garantit la bonne mise en place du béton compacté au rouleau et l'accès sur le couronnement à partir des deux rives
- Une fondation placée environ 3 m au-dessous du niveau du rocher. Ce niveau de la fondation sera égal à 320.00 m pour la section la plus déversante.

La hauteur maximale du barrage prévu s'élève donc à 82.85 m mesurée à partir du niveau de la fondation.

Les résultats des essais Lugeons ont montré un massif peu à moyennement perméable dont la perméabilité est inférieure à 10 unités Lugeons. Un voile d'injection sous le pied du parement amont du barrage complètera l'étanchéité de la retenue. Ce voile sera exécuté à partir de la galerie de pied du barrage. Il sera formé par deux familles d'injection primaire et secondaire et si nécessairement une tertiaire. La profondeur de ce voile sera de l'ordre de 2/3 de la hauteur du barrage.

La stabilité des barrages poids étant sensible aux sous-pressions, un système de drain incliné sera implanté à l'aval du voile d'injection pour supprimer l'effet de sous-pression des eaux infiltrées à travers ce voile d'étanchéité. Les eaux drainées seront évacuées par gravité à travers la galerie d'injection et de drainage prévue au pied amont du barrage. Ces eaux sortent sur le parement aval non déversant par le moyen d'une barbacane transversale.

Finalement, la coupe-type du barrage a l'allure suivante dans la figure I.05 :

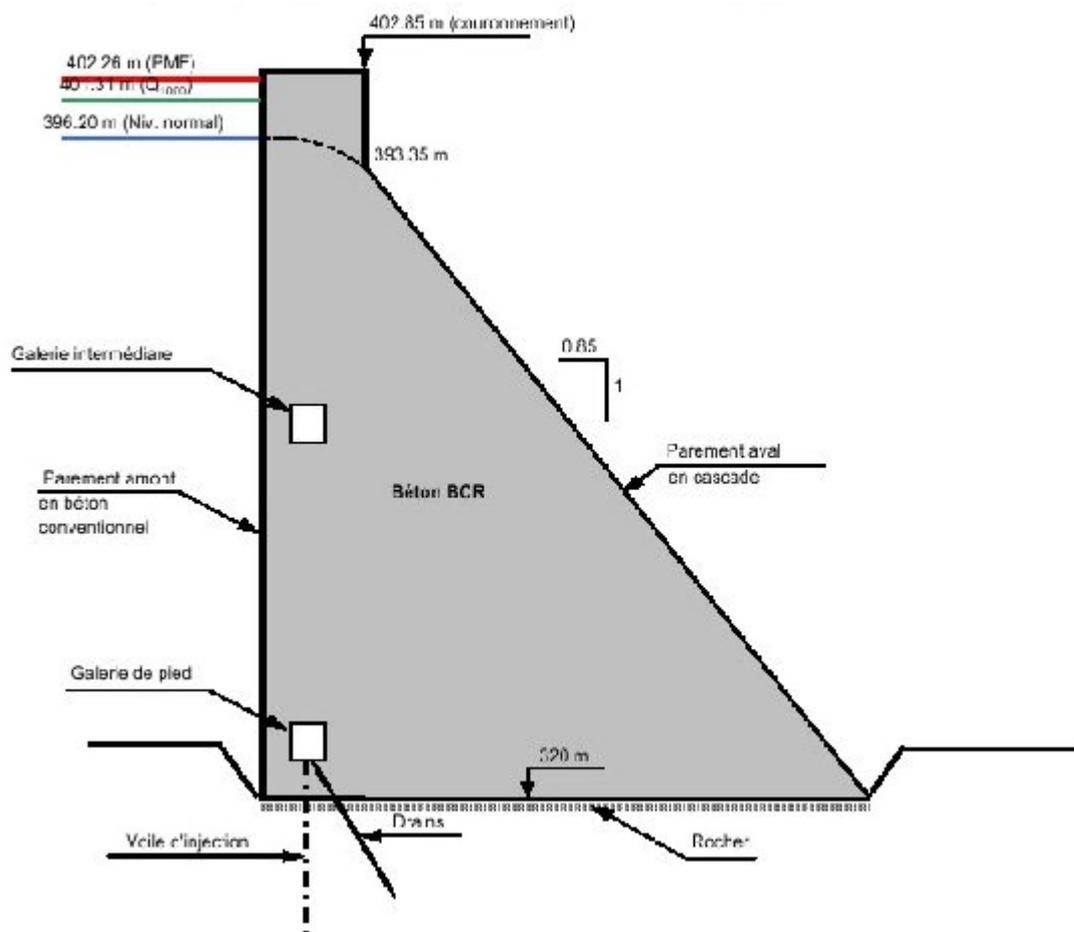


Figure I.07: Coupe-type du barrage

I.4.2 Ouvrages annexes

I.4.2.1 Dérivation provisoire et phases de construction

Les excavations pour la fondation du barrage, ainsi que la mise en place du béton doivent être réalisées au sec. Pour y parvenir, il faut détourner l'oued en dehors de la zone des travaux pour accomplir le corps d'un barrage en BCR. La durée de ces travaux est estimée à 2 ans.

La période de retour de la crue de l'oued contre laquelle le chantier doit être protégé, découle d'une optimisation entre le coût de construction de la dérivation capable d'absorber la crue en question et le coût des dégâts sur le chantier en cas de débordement. L'expérience montre que l'optimum correspond, en général, à une période de retour de la crue de chantier égale environ à dix fois le temps de protection, soit donc 20 ans. Pour une étude de faisabilité, cette estimation est suffisante.

Le débit de la crue de chantier est donc estimé à $1190 \text{ m}^3/\text{s}$.

Il est prévu de creuser à l'explosif et à partir de l'aval, deux galeries parallèles de longueur égale à 190 m chacune dans la bosse de la rive gauche de l'oued au site du barrage. La mise en service de ces deux galeries sera faite en période d'étiage en creusant et équipant ses extrémités amont. Durant ce temps sec, un batardeau amont primaire sera construit pour protéger la construction du batardeau principal en BCR. Pendant le temps de construction de ce dernier, l'oued coulera dans les deux galeries de dérivation. Le batardeau principal pourrait constituer ainsi, la plate-forme d'essai de mise en place du BCR.

Les galeries seront complétées par un canal à ciel ouvert en gabions amenant les eaux de dérivation vers l'aval. Du point de vue hydraulique, la dérivation est conçue pour évacuer l'eau sans mise en charge des ouvertures. En admettant une pente générale de chaque galerie de dérivation de 1% et un coefficient de rugosité selon Strickler de 35 (rocher à surface rugueuse), une galerie de 94 m² de section sera nécessaire pour évacuer, avec toute sécurité, la moitié du débit des eaux de crue du chantier, soit une largeur de 10 m et une hauteur de 10,5 m (voûte semi-circulaire de 5 m de rayon). Le canal à ciel ouvert de pente de 4%, de hauteur 3 m et de largeur 30 m sera nécessaire pour amener l'eau vers la restitution à l'aval du barrage. La hauteur nécessaire du batardeau amont sera égale à 8.5 m.

Il faut noter également que ces deux galeries de dérivation vont être bouchées à la fin des travaux de construction en un endroit situé proche de l'axe du barrage. Ainsi, elles peuvent servir comme un accès secondaire à la galerie de pied du barrage.

I.4.2.2 Evacuateur de crue

Pour des raisons d'entretien, ce qui peut impliquer des coûts non négligeables, ainsi que de robustesse du système il est décidé de ne pas équiper l'évacuateur de crue avec des organes mobiles.

Cela veut dire que l'évacuateur est un simple déversoir à surface libre. En conséquence, l'ouvrage est d'une taille importante vue les crues et donc, les débits importants à évacuer. D'où l'avantage d'un évacuateur implanté sur le barrage poids qui économise énormément les coûts de construction provenant des excavations et de l'utilisation des volumes du béton non négligeables durant la construction d'un évacuateur de crue implanté sur la rive gauche dans le cas d'un barrage en remblai.

Le niveau normal optimal de la retenue est fixé à 396.20 m. La longueur du déversoir est fixée à 250 m de manière à ce que le débit unitaire de déversement, après laminage, reste dans l'ordre de 25 m³/s/m (mètre linéaire du déversoir). Ce débit modéré minimise, d'une part, les risques de cavitation dus aux écoulements à grande vitesse et maximise, d'autre part, l'efficacité des marches en cascades du coursier à dissiper l'énergie de l'eau déversée.

En considérant la capacité de rétention du réservoir, on a calculé le débit déversé et la surélévation du plan d'eau pendant la crue. Pour la détermination du niveau du couronnement, une marge de sécurité minimale de 1.5 m pendant la crue millénaire a été adoptée.

Le Tableau I.13 montre les valeurs clés des calculs de rétention.

Le plan d'eau au début de la crue est admis au niveau maximal normal, soit à 396.20 m.

Tableau I. 13 : Valeurs clés des calculs de rétention

Crue	Volume entrant (hm ³)	Débit de pointe		Laminage (%)	Surélévation du plan d'eau (m)
		entrant (m ³ /s)	sortant (m ³ /s)		
PMF	370.9	8585	8275.5	3.6	6.06
Q ₁₀₀₀	288.9	6687	6404.1	4.2	5.11

A la fin de ce calcul de rétention, on retrouve les valeurs clés suivantes :

- Plan d'eau initial: 396.20 m
- Plan d'eau maximal: 402.26 m
- Débit entrant maximal: 8585.0 m³/s
- Débit sortant maximal: 8275.5 m³/s

Les eaux des crues déversées seront évacuées par un coursier en marches d'escalier qui découle naturellement du type d'exécution du corps du barrage avec du béton compacté au rouleau. Le béton est mis en place en couches de 30 cm d'épaisseur. Il est prévu que le parement aval du barrage laisse apparaître des marches de 90 cm correspondant à trois couches de bétonnage.

Les caractéristiques principales du coursier seront donc :

- Coursier en marches d'escalier d'une hauteur de 90 cm qui est égale à la hauteur des marches du parement aval du barrage
- Largeur du coursier de 250 m, égale à la largeur du déversoir de l'évacuateur de crue
- Pente du coursier égale à la pente du parement aval du barrage ($1V / 0.85H$).

I.4.2.3 Bassin amortisseur

Le bassin amortisseur a pour but de dissiper l'énergie cinétique résiduelle de l'eau déversée par l'évacuateur de crue afin de minimiser l'érosion au pied aval du barrage. Vu les sollicitations en jeu dans ce genre d'ouvrage, il doit être construit en béton. Pour limiter le volume de béton à mettre en place, l'emplacement du bassin amortisseur est choisi directement au pied aval du barrage.

La base du calcul hydraulique du bassin amortisseur est la crue millénale dont les valeurs clés sont données par le calcul de rétention. Il s'agit d'un débit spécifique maximal sur l'évacuateur de 25.6 m³/s/m et d'un plan d'eau pendant la crue de 401.31 m.

Le bassin amortisseur est du type USBR (bassin-type II)

La longueur du bassin amortisseur est de 43 m. Il possède des murs latéraux de 11 m de hauteur.

La profondeur de l'eau mélangée avec l'air après amortissement est de 10.2 m environ. Un canal en gabions de longueur de 350 m et d'une largeur de 200 m situé à l'aval du bassin amortisseur, ramène l'eau vers le lit mineur de l'oued El Arab. Le canal de restitution possède des murs en gabions de 12 m de haut.

I.4.2.4 Prises d'eau

Les prises d'eau assurent l'approvisionnement pour l'irrigation. Le principe est de disposer de plusieurs prises à différents niveaux afin de pouvoir suivre au mieux les fluctuations du plan d'eau et ainsi, en activant la prise au niveau le plus approprié, de capter l'eau de la meilleure qualité possible. Celle-ci se trouve, en général, dans la tranche située entre 10 et 15 m en dessous de la surface du plan d'eau.

Le débit maximal à capter dépend du régime d'irrigation. Pour un VARG de 20.0 hm³ et un besoin mensuel maximal admis à 21% au mois de juillet, le volume mensuel maximal pour l'irrigation est de 4.2 hm³. Si pendant ce mois, la prise est ouverte en permanence, le débit s'élève à 1.62 m³/s. En admettant que la prise ne fonctionne que pendant 12 heures par jour,

ce débit de prélèvement double et atteint 3.24 m³/s. Afin de limiter la vitesse d'écoulement à environ 4 à 5 m/s, le diamètre de la conduite collectrice est donc de 1000 mm.

La trompette d'entonnement s'élargit à 2.25 m² pour que la vitesse à l'entrée de la prise ne dépasse pas 1.5 m/s (limitation de l'entraînement des particules en suspension).

La conduite de prise suit le parement amont du barrage depuis le couronnement jusqu'à son pied. Les trois prises prévues (aux niveaux aux niveaux 387.5, 364 et 345.35 m) sont chacune équipée d'une vanne guillotine manipulée depuis le couronnement du barrage. Une grille à l'entrée de la trompette évite que des corps en suspension n'entrent dans la prise. Au pied du barrage, elle rentre dans la chambre des vannes contenant également les équipements de la vidange de fond. Ensuite, elle longe la galerie traversant le corps du barrage pour déboucher à l'aval de la retenue.

Les détails des prises d'eau se trouvent sur le plan correspondant.

I.4.2.5 Vidange de fond

La vidange de fond est dimensionnée pour vider la retenue en 10 jours en cas d'urgence. Elle sert également à purger, de temps en temps, les sédiments qui s'accumuleront au pied des prises et de la vidange de fond afin d'augmenter la pérennité de ces organes (envasement).

A l'entrée, une bouche amont de section rectangulaire de (3x3.6) m² est mise en place pour retenir les matériaux grossiers avec une grille lourde. Elle assure, par sa forme, un bon écoulement hydraulique, une transition entre la retenue et la conduite forcée et sert à accueillir le logement d'un batardeau amont lors de la fermeture de la vidange.

Les eaux de la vidange passent ensuite dans une conduite forcée pour arriver à la chambre des vannes construite dans le corps du barrage proche du parement amont. Deux vannes planes de garde et de réglage permettent le passage des eaux d'un écoulement sous charge à un écoulement libre. Un canal assurera l'évacuation des eaux jusqu'au bassin amortisseur au pied aval du barrage.

La section de la vidange est conditionnée par la contrainte d'abaissement du plan d'eau entre le niveau 396.2 m (niveau normal) et 335.0 m (niveau limite d'emploi de la vidange) en 10 jours. Les calculs indiquent qu'une section intérieure de la partie sous charge de (2.2x2.2) m² est nécessaire pour respecter ces conditions. Le canal à l'aval des vannes possèdera une largeur de 3 m et une hauteur de 4 m. Cette section permet d'assurer un écoulement à surface libre en toute sécurité. Le débit maximal de la vidange est estimé à 131 m³/s.

La vidange de fond est équipée de deux vannes planes dans la chambre des vannes et d'un batardeau extérieur manipulé à partir du couronnement. L'axe de l'entrée se situe à 330.0 m, le niveau de la sortie est dicté par la longueur et la pente du canal de vidange, soit 326 m pour une pente de l'ordre de 3%. La vidange de fond est dessinée sur le plan correspondant.

I.4.3 Etanchéité de l'aménagement

I.4.3.1 Cuvette de la retenue

Des essais de perméabilité du type Lugeons ont été effectués de façon systématique sur les sondages carottés par passes de 3 m.

Au total 48 essais ont été réalisés, aussi bien dans les marnes que dans les calcaires marneux. A part 7 essais présentant un résultat supérieur à 10 UL, tous les autres sont restés en dessous de cette valeur.

Les résultats de ces nombreux essais montrent un massif peu à moyennement perméable dont la perméabilité est inférieure à 10 unités Lugeons.

Des essais Lefranc ont été réalisés dans les alluvions et colluvions de surface. Les essais de perméabilité dans les terrains meubles couvrant le substratum rocheux montrent des perméabilités entre $5.1 \cdot 10^{-4}$ et $1.98 \cdot 10^{-5}$ m/s.

Finalement, les faciès marneux qui composent presque la totalité de la cuvette assurent son étanchéité.

I.4.3.2 Barrage et fondations

L'ouvrage reposera sur une alternance de calcaires marneux et de marnes tendres grises feuilletées très sensibles à la dessiccation. Le rocher en place présente une prédominance marneuse avec alternance de bancs de calcaire marneux et de calcaire (Crétacé supérieur).

La fondation du barrage est considérée comme globalement peu à moyennement perméable. La perméabilité varie peu avec la profondeur.

La perméabilité du rocher est faible à moyenne, un voile d'injection léger sera utile pour encore réduire les fuites vers l'aval à travers les marnes et les calcaires marneux. Ce voile sera exécuté à partir de la galerie de pied du barrage. Il sera formé par deux familles d'injection primaire et secondaire et si nécessairement une tertiaire. La profondeur de ce voile sera de l'ordre de $2/3$ de la hauteur du barrage. Des forages de drainage, inclinés vers l'aval, permettront de collecter les éventuels débits de fuite et d'éviter de mettre en sous pression la fondation du barrage.

Quant au corps du barrage, le béton BCR est considéré comme moyennement étanche.

L'étanchéité est donc assurée par un parement amont en béton conventionnel. Ce parement assurera aussi la résistance à la traction qui peut se développer sur la face amont de l'ouvrage. La structure dispose de joints transversaux, indispensables pour limiter la fissuration du béton sous les effets du retrait ou des dilatations thermiques. Ces joints doivent être traités avec le plus grand soin pour qu'ils soient étanches tout en permettant un certain jeu (pour la dilatation par exemple).

Ainsi, il est prévu de disposer une barrière étanche avec une bande souple de type "water stop" mise en place lors du bétonnage du parement. Le joint lui-même sera créé par la mise en place de panneaux en matériau compressible. Il sera prolongé et rempli par du sable dans la masse du béton BCR. Pour éviter que le joint ne se mette en pression si de l'eau a, quand même réussi à passer la barrière étanche, un drain conduira les eaux vers une galerie collectrice située en pied amont du barrage.

L'agressivité de l'eau, plus particulièrement en sulfates est à un niveau où elle peut-être maîtrisée par l'emploi de ciment spécial et une cure appropriée du béton en contact avec la

retenue. Il ne faut pas non plus oublier qu'à ce stade des études, le nombre de prélèvements effectués pour mesurer la qualité de l'eau est faible.

Une campagne complète de prélèvements devra être réalisée pour la phase ultérieure des études, avec des échantillons prélevés en cas de crue également car se sont surtout les crues qui vont remplir la retenue. Si après analyse de ces prélèvements et étude de la composition finale de l'eau de la retenue il s'avérait que celle est réellement très agressive, il resterait toujours la possibilité de poser une géomembrane étanche contre le parement amont.

I.4.3.3 Galeries et accès

La galerie de pied, placée à quelques mètres du parement amont du barrage, aura plusieurs objectifs :

- ✓ Collecter les eaux de percolation ayant réussi à passer la barrière d'étanchéité des joints transversaux et les eaux des drains réalisés dans la fondation
- ✓ Permettre la réalisation des injections de contact avec la fondation
- ✓ Permettre la réalisation du voile d'étanchéité sous la fondation du barrage
- ✓ Offrir un accès pour une éventuelle intervention complémentaire sur le voile d'étanchéité
- ✓ Offrir un accès pour le contrôle visuel et l'auscultation

L'accès à cette galerie se fera à partir d'une piste située sur la rive gauche à l'aval du barrage. Cette piste assure aussi l'accès à la galerie de vidange traversant le corps du barrage et amenant à la chambre des vannes. La pente générale de la galerie de drainage conduira les eaux de collecte par un caniveau vers la galerie de vidange pour ensuite être évacuées sur le parement aval du barrage.

Une autre galerie intermédiaire est à prévoir dans le corps du barrage dans le but d'assurer le contrôle visuel, l'auscultation et le cheminement des eaux infiltrées. Elle sera accessible, à partir de la galerie de pied, par le moyen d'un échelon vertical placé dans le puits d'évacuation des eaux de drainage.

Les accès au couronnement, sur les deux rives, seront assurés par deux nouvelles pistes accessibles à partir des routes existantes de la région.

I.5. Auscultation du barrage

Le système d'auscultation proposé est conventionnel pour ce type de barrage. Sa conception tient compte également du mode de construction de l'ouvrage par béton compacté au rouleau.

Les éléments principaux sont :

- Nivellement de la retenue
- Station météorologique
- Pendules normaux et inversés
- Thermomètres dans le béton
- Mesure des sous-pressions
- Mesure de débit
- Niveau piézométrique
- Sismographe
- Fréquence des mesures

Toutes les mesures doivent être réalisées par du personnel compétent, formé à l'utilisation des divers instruments d'auscultation, elles sont consignées et envoyées au plus vite à un organisme compétent pour leur suivi, leur analyse et leur évaluation.

I.6. Programme des travaux

La durée des chantiers dépendra bien sûr des moyens engagés par l'(les) entreprise(s). Pour l'établissement du programme des travaux donnés dans l'annexe 1, ont été adoptés des rendements pouvant être raisonnablement respectés par des entreprises de grande taille. Le rendement le plus caractéristique est celui de la production de béton BCR. Une production de 100 000 m³/mois est prise en considération, ce qui correspond à une centrale à béton d'une capacité d'environ 280 m³/h pendant 12h de travail par jour. Il faut signaler que le bétonnage étant prévu toute l'année, l'utilisation d'un système de réfrigération des agrégats et de l'eau de gâchage et de cure sera nécessaire.

Finalement, on arrive aux bornes principales suivantes :

- Début production du béton au 13e mois du début du chantier
- Mise en service de la dérivation au 7e mois
- Fermeture de la dérivation au 36e mois
- Mise en service de l'aménagement 44e mois

En conclusion, la construction du barrage d'OULDJA devrait durer environ 3 années et demi.

I.7. Conclusion

Les analyses préliminaires, soient l'analyse géologique et géotechnique, topographique, d'hydrologie et de régularisation, ainsi que les considérations techniques montrent que le barrage d'Ouldja est faisable.

Les caractéristiques principales de cet aménagement sont :

A – Situation générale et apports du bassin versant :

- Emplacement du barrage d'El Ouldja se trouve sur l'oued El Arab à environ 80km au sud-ouest de Khenchela, chef lieu de Wilaya.
- Bassin versant de superficie d'environ 1333 km² (1900 km² avec le bassin de la retenue de Babar) et d'altitude moyenne de 1128 m. Les apports annuels moyens s'élèvent à 22.5 hm³.

B – Caractéristiques de la retenue :

- Niveau normal de la retenue : 396.2 m
- Volume total de la retenue : 90.1 hm³
- Volume utile de la retenue : 59.0 hm³
- Volume annuel régularisé garanti (VARG) : 20.0 hm³
- Surface de la retenue à la cote normale : 3.23 km².

C – Caractéristiques du barrage :

- Type : Barrage poids en BCR
- Niveau de la fondation de la section centrale : 314 NGA
- Niveau du couronnement : 402.85 NGA
- Hauteur maximale : 88.85 m
- Longueur du couronnement : 940 m
- Volume du béton BCR : 2'282'270 m³

- Pente aval : 1V / 0.85H

- Epaisseur maximale : 75 m

- Evacuateur de crue à déversement libre situé à la cote 396.2 m et de longueur égale à 250 m. Il est dimensionné pour évacuer un débit millénale de 6404 m³/s avec une surélévation du plan d'eau de 5.11 m. Les eaux déversées traversent un coursier en cascades, de hauteur de marche de 90 cm, implanté sur le parement aval du barrage pour arriver à un bassin amortisseur du type USBR (II) de longueur égale à 43 m calé à la cote 314.0 m au pied aval du coursier

D– Coût de construction, durée des travaux et coût du m³ d'eau :

- Le coût de construction du barrage et de ces ouvrages annexes est estimé à 21'912'600'000 DZD

- Une durée de 3 ans et demi est jugée nécessaire pour construire le barrage avec ces ouvrages annexes

- Le coût du m³ d'eau fourni au pied du barrage s'élève à 89.6 DZD.

Partie N°02.

Chapitre I. 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 sujet barrage.

Les études hydrologiques donc sont très indispensables. Elles sont pour objectif d'étudier les conditions de la réserve d'une part et d'autre part d'estimer la crue contre laquelle il est nécessaire de protéger le barrage. Les études peuvent être basées sur la statistique si l'on dispose déjà d'un certain nombre d'années de mesures sur le site ou dans la région. A défaut, on appliquera les méthodes déterministes.

Les ressources hydriques superficielles de la région sont concentrées durant la saison pluvieuse qui s'étend de septembre à avril. Les calculs de régularisation de l'écoulement permettent à ces réserves couvrent les différents besoins durant la saison de l'irrigation.

La réalisation d'un barrage est conditionnée par :

- a- La disponibilité relative de l'écoulement superficiel;
- b- L'existence d'un site adéquat;
- c- L'existence d'un utilisateur potentiel.

Les méthodes hydrologiques d'estimation sont fondées sur une idéalisation des principaux facteurs de formation de la crue dont l'application fait appel à des données hydrométéorologiques standard, disponibles au niveau des différents services techniques spécialisés (**A.N.R.H** et **O.N.M.**). Les résultats de telle ou telle méthode ne peuvent être considérés fiables que s'ils sont comparés avec les données d'observations hydrologiques et climatiques de la région d'étude.

I.1 Le bassin versant

I.1.1 Caractéristiques physiques du bassin versant

Le bassin versant au droit d'une section de mesure est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de cette section. Tous les écoulements qui prennent naissance à l'intérieur de cette surface topographique passe par la section de mesure pour poursuivre leur trajet à l'aval. Chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux. Cette limite est déterminée sur la carte topographique. En commençant par un exutoire, on trace à main levée des segments perpendiculaires aux courbes de niveau en passant par les crêtes, aboutissant automatiquement à l'exutoire.

Les travaux cités sont effectués sur des cartes d'état major :

- Djebel Toubount (Est, Ouest) à l'échelle 1/50.000.
- Babar (Est, Ouest) à l'échelle 1/50.000.
- Khendja Sidi Nadjia a l'échelle 1/50.000.

- Ouldja (Est, Ouest) à l'échelle 1/50.000.

A - caractéristiques géométriques

Nous avons trouvées

1 - Surface du bassin versant

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

$$S = 1260 \text{ Km}^2$$

2 - Périmètre du bassin versant

$$P = 160.2 \text{ Km}$$

3 - Longueur du talweg principal

C'est le talweg le plus long dans le bassin versant tel que :

$$L_p = 110.3 \text{ Km}$$

B- Caractéristiques hydromorphologiques : [3]

1 - Indice de compacité de Gravelius "Kc"

Cet indice caractérise la forme du bassin versant. Il est égal au rapport du périmètre du bassin versant considéré à celui d'un cercle qui aurait la même surface.

$$K_C = \frac{P}{P_C} = \frac{P}{2\pi R} ; R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} \quad P_C = 2\pi R = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}} \dots\dots\dots (I.01)$$

$$K_C = \frac{P}{2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}} = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (I.02)$$

P : périmètre du bassin versant (Km)

S : surface du bassin versant (Km²)

K_C : indice de Gravelius

$$K_C = 1.26$$

Plus ce coefficient s'approche de 1, plus la forme du bassin versant sera ramassée et plus le temps de concentration des eaux sera court. Elle sera allongée dans le cas contraire.

-si K_C = 1 => bassin parfaitement circularisé

-si K_C = 1.128 => bassin ramassé

-si K_C > 1.128 => bassin allongé

Selon la valeur de $K_C = 1.26$, on pourra dire que notre bassin est de forme allongé.

2 - Coefficient d'allongement

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$$C_a = \frac{L^2}{S} \dots\dots\dots (I.03)$$

L : la longueur du talweg principal

S : la superficie du bassin versant.

Ca= 9.65

3 - Rectangle équivalent

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

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P = 2.(L + l) \quad \text{et} \quad S = L.l \quad \rightarrow (1) \dots\dots\dots (I.04)$$

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

$$K_C = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad \rightarrow (2) \dots\dots\dots (I.05)$$

De (1) et (2) on obtient une équation de 2^{ème} degré admet deux solutions L_r ; l_r :

La longueur est donnée par la formule

$$L = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (I.06)$$

La largeur est donnée par la formule:

$$l = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (I.07)$$

Avec L : longueur du rectangle équivalent en (Km)

l : largeur du rectangle équivalent en (Km)

S : Surface du bassin versant (Km²).

Kc : Indice de compacité de Gravelius

$$L = \frac{1,26 \cdot \sqrt{1260}}{1,128} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{1,26} \right)^2} \right] = 57.82 \text{ Km.} \quad \text{Ou bien} \quad \mathbf{L = 57.82 \text{ Km}}$$

$$I = \frac{1,26 \cdot \sqrt{1260}}{1,128} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{1,26} \right)^2} \right] = 21.48 \text{ Km.} \quad \text{Ou bien} \quad \mathbf{l = 21.48 \text{ Km}}$$

On obtient : **L = 57.82 km** et **l=21.48 km**

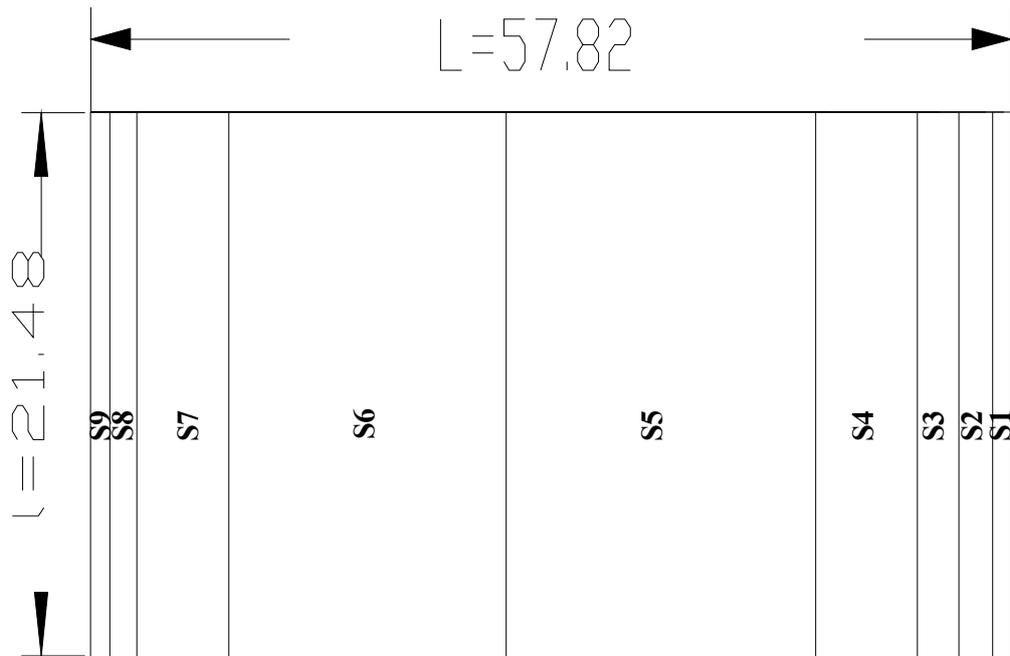


Figure I.01: Rectangle équivalent

I.1.2 Hypsométrie du bassin versant : [3]

I.1.2.1 Le relief

A - Répartition et courbe hypsométrique

La courbe hypsométrique est tracée selon les résultats des mesures de la répartition du bassin versant par tranche d'altitude, et surfaces partielles, cette courbe fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

Les courbes hypsométriques demeurent un outil pratique pour comparer plusieurs bassins entre eux ou les diverses sections d'un seul bassin. Elles peuvent en outre servir à la

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

Tableau I.01 : Coordonnées de la courbe hypsométrique

Altitude	Surfaces partielles	Altitude	Surfaces partielles	Surfaces cumulées
	S_i	H_i	S_i	S_i
(m)	(km²)	(m)	(%)	(%)
1947-1900	25.2	47	2	2
1900-1700	19.1	200	1.5	3.5
1700-1500	49.14	200	3.9	7.4
1500-1300	175.14	200	13.9	21.3
1300-1100	398.08	200	30.8	52.1
1100-900	419.58	200	33.3	85.4
900-700	122.22	200	9.7	95.1
700-500	36.54	200	2.9	98
500-326	25.2	175	2	100

La courbe hypsométrique est représentée sur la figure (I.02)

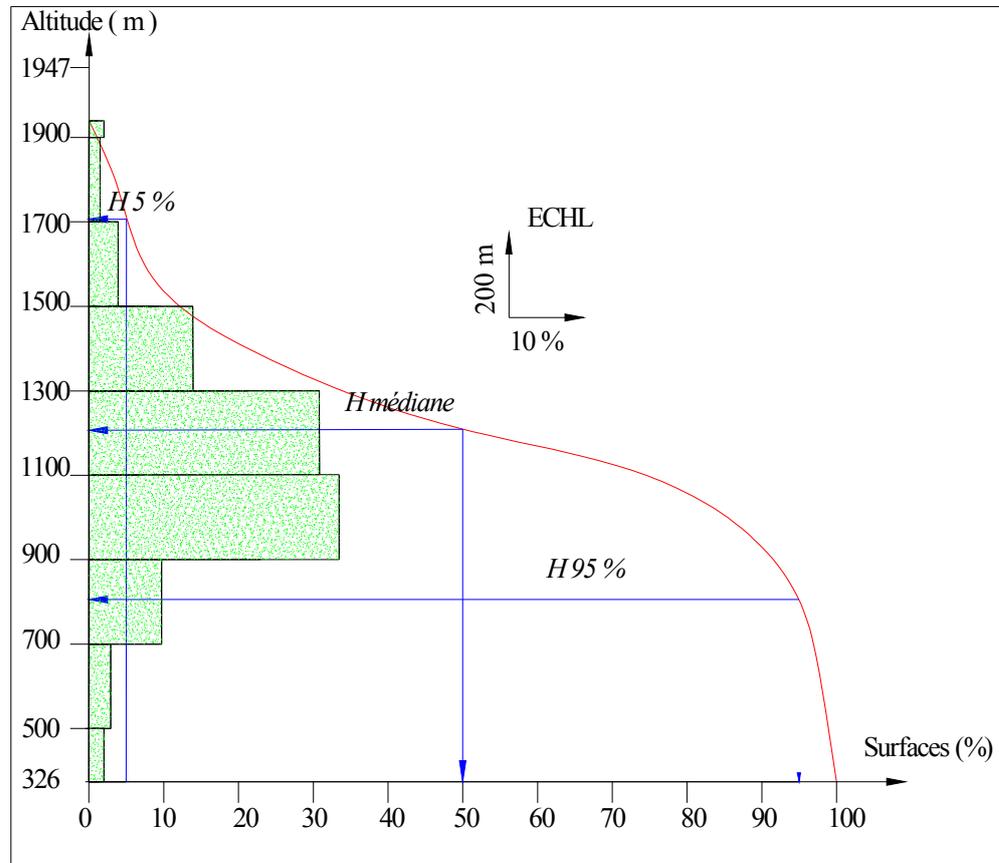


Figure I.02 : répartition et courbe hypsométrique

B - Altitude médiane

L'altitude médiane correspond à celle lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique. Cette grandeur se rapproche de l'altitude moyenne dans le cas où la courbe hypsométrique du bassin concerné présente une pente régulière, d'après la courbe hypsométrique on a :

$$H_{\text{méd}} = 1206.6 \text{ m NGA.}$$

C - Altitude moyenne

Calculée par la formule suivante :

$$H_{\text{moy}} = \frac{\sum S_i H_i}{S} \dots\dots\dots(I.08)$$

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

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

S : Superficie du bassin versant (Km²)

L'altitude moyenne H_m est

$$H_{moy} = 1138.13 \text{ m}$$

I.1.2.2 Les indices

Le but de ces indices est de caractériser les pentes d'un bassin versant et permettre ainsi des comparaisons et des classifications. Les indices de pente se déterminent à partir de la connaissance de la répartition hypsométrique sur le bassin.

A - Indices de pente de ROCHE Ip

La pente de Roche est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondéré par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau H_i est H_{i+1}.

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i D_i} \dots\dots\dots(I.09)$$

L : longueur de rectangle équivalent (m)

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

Tableau I.02 : détermination de la pente Roche Ip

altitude	Di=Hi-Hi-1	Si	Ai=Si/S	$\sqrt{D_i \cdot A_i}$
m	m	km2	%	
1947-1900	47	25,2	2	9,70
1900-1700	200	19,1	1,5	17,32
1700-1500	200	49,14	3,9	27,93
1500-1300	200	175,14	13,9	52,73
1300-1100	200	388,08	30,8	78,49
1100-900	200	419,58	33,3	81,61
900-700	200	122,22	9,7	44,05
700-500	200	36,54	2,9	24,08
500-326	175	25,2	2	18,71
somme		1260	100	354,60

Donc on obtient :

$$I_p = 1.47$$

B - Indice de pente globale I_g : (P. Dubreuil, 1974)

$$I_g = \frac{D}{L} \dots\dots\dots (I.10)$$

L : la longueur du rectangle équivalent (km)

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

$H_{5\%} = 1706.4$ m

$H_{95\%} = 806$ m

L = 57.82 Km

$I_g = 1.56\%$

C - Indice de pente moyenne I_{pm}

L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur du rectangle équivalent. Il est donné par la formule suivante :

$$I_{pm} = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} \dots\dots\dots (I.11)$$

$I_{pm} = 2.8 \%$

D - Densité 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 tous les bassins versant de différentes surfaces.

Tableau I.03: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)

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

$$D_s = I_g \sqrt{S}$$

$$D_s = 55.37 \text{ m} < 100$$

Conclusion

Le relief de notre bassin versant est à modéré.

C - Pente moyenne du bassin versant

Il est donné par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{S} \dots\dots\dots (I.12)$$

ΔH : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives

L_1, L_2, \dots, L_n : les longueurs des courbes de niveaux L en (km).

S : superficie du bassin versant (Km²).

Les résultats des mesures sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau I.04 : récapitulatif de mesures des longueurs des courbes de niveaux :

N°	cote de la courbe (m)	ΔH (m)	Longueur (Km)
1	1900	200	5.29
2	1700		12.4
3	1500		138.3
4	1300		160.73
5	1100		191.37
6	900		174.25
7	700		76.43
8	500		9.02

Imoy = 12,07 %

I.1.3 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant

I.1.3.1. Le réseau hydrographique

La restitution du réseau hydrographique est faite sur les mêmes cartes citées pour la détermination de l'altitude moyenne.

Pour procéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau. Il existe plusieurs classifications dont la plus courante est la classification de SCHUM. Dans cette classification de SCHUM est considéré « ordre(x+1) tout tronçon de rivière formé par la réunion de 02 cours d'eau d'ordre (x) ».

A - Densité de drainage

C'est le rapport entre la longueur total de tous les talwegs « L_i », du bassin versant, à la surface « S ». Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface, elle est exprimée en Km/Km².

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \dots\dots\dots (I.13)$$

Avec :

$\sum_{i=1}^n L_i$: La longueur totale de tous les cours d'eau égale à 1306,4 Km.

S : Superficie du bassin versant en (Km²).

$D_d = 1,04 \text{ km/km}^2$

B - Densité du thalweg élémentaire

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots (I.14)$$

N_1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1, $N_1=471$

S : Superficie du bassin versant.

$F_1 = 0,4 \text{ thalweg/km}$

C - Coefficient de torrentialité

Il est défini comme étant :

$$C_t = D_d \cdot F_1 \dots\dots\dots (I.15)$$

$C_t = 0,42$

D - La longueur moyenne des versants

$$L_i = \frac{L}{2D_d} \dots\dots\dots (I.16)$$

D_d : densité de drainage en Km/Km²

L : longueur de rectangle équivalent en Km

$L_i = 27,8 \text{ Km}$

E - La pente moyenne de cours d'eau principale

La pente moyenne du bassin d'Oued El Arab est calculée selon la relation suivante :

$$I = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots\dots (I.17)$$

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

ΔL : La distance entre ces deux points.

$I = 0.97 \%$

F - Temps de concentration du bassin versant t_c

C'est le temps que met la particule d'eau la plus éloignée pour arriver à l'exutoire, il existe plusieurs formules. Dans le contexte algérien et pour les grands bassins versants, il peut être calculé comme suit :

- formule de **GIANDOTTI** (1937):

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (I.18)$$

Avec :

S : surface du bassin versant (Km²) ;

L_{cp} : longueur de cours d'eau principal (Km) ;

L_{cp} = 110.3 Km.

T_c : temps de concentrations exprimé en heure

H_{moy} : altitude moyenne (m) ;

H_{min} : altitude minimale (m) ;

t_c = 13,48 heures

- Formule de L'A.N.R.H. (Sogreah 1986/89) :

Une formule a été développée par Sogreah sur demande de l'ANRH, elle est vérifiée et recommandée pour les petits bassins versants de l'Algérie, s'écrit :

$$T = 3 \frac{\dots\dots\dots}{(\dots\dots\dots)} \dots\dots\dots (I.19)$$

Avec :

T_c : Temps de concentration, en h,

S : Superficie du bassin versant, en Km²,

L_{cp} : Longueur du talweg principal, en Km,

I : pente du talweg principal, en %

t_c = 24.70 heures

Tableau I.05 : Récapitulatif du temps de concentration.

Formules	Temps de concentration (heurs)
Formule de Giandotti	13.48
Formule de l'ANRH	24.70

Commentaire

La superficie bassin versant de l'Oued El Arab est de 1260 Km². Et comme la formule de l'ANRH est développé pour les petits bassins versant en Algérie et la formule de kirpich nous donne une valeur du temps de concentration très élevé donc on adopte le temps de concentration calculer par la formule de Giandotti **t_c=13,48 heurs**.

G - Vitesse de ruissellement

On entend par ruissellement, l'écoulement par gravité à la surface du sol, suivant la pente du terrain, et dans le micro-réseau hydrographique, des eaux météoriques qui ont échappé à l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel.

Cette vitesse est déterminée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots (I.20)$$

L : Longueur du thalweg principal (Km)

T_c : Temps de concentration (h)

V_r = 8,18 Km/h

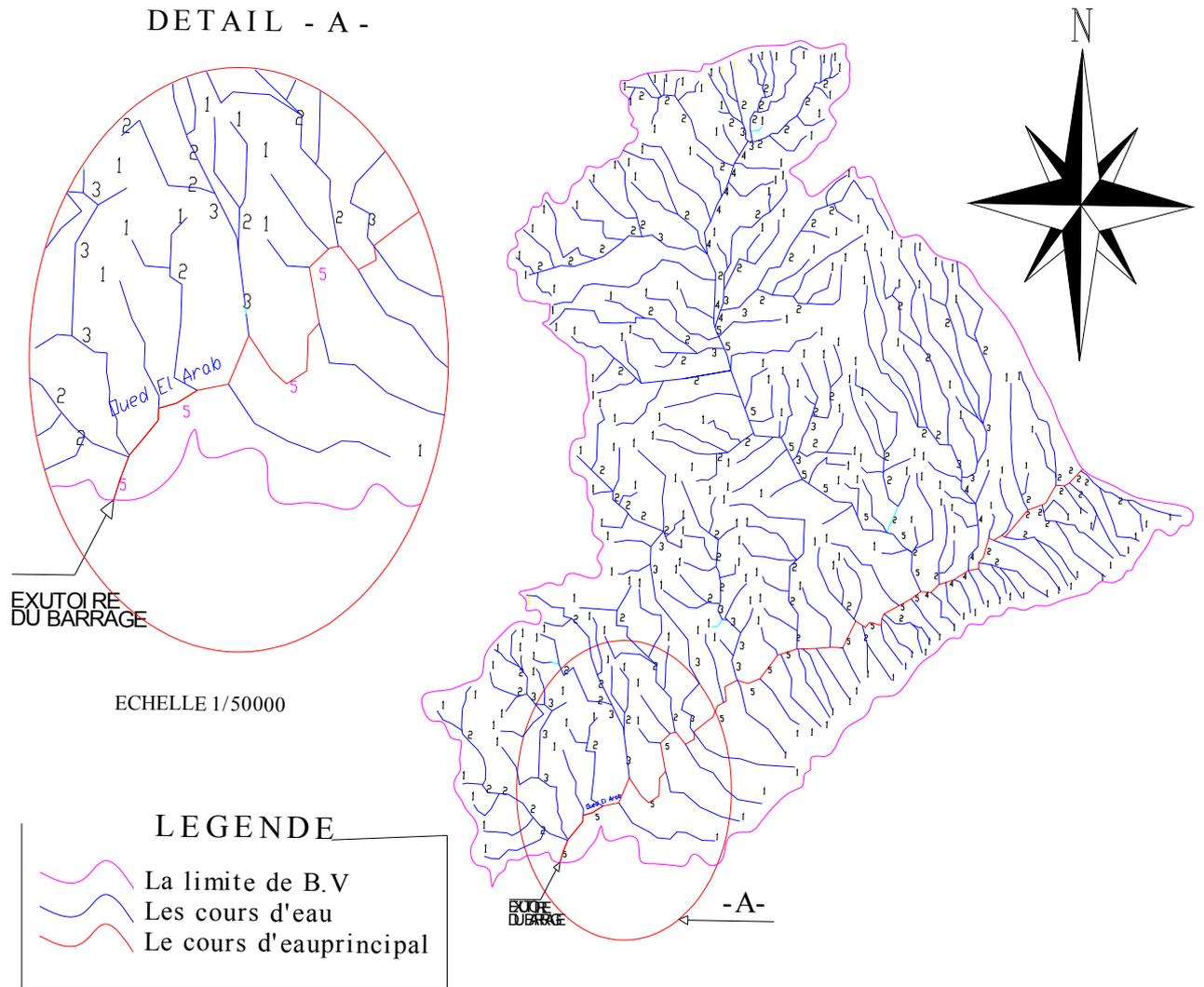


Figure I.03. : Le réseau hydrographique du bassin versant

I.1.4 Profil en long de l'Oued

L'oued EL ARAB présente un profil en long assez régulier interrompu par quelques légères ruptures en pente.

Ce profil est tracé à partir des cartes topographiques à l'échelle 1/50000 en tenant compte de l'altitude et de la longueur de cours d'eau jusqu' a l'exutoire.

Tableau I.06 : la longueur de cours d'eau principale en chaque altitude

N°	Courbe de niveau (m)	Distance (Km)	Distance cumulée (Km)
1	1700-1500	11.54	11.54
2	1500-1300	16,65	28.19
3	1300-1100	24.35	52.54
4	1100-900	22,95	75.49
5	900-700	15,9	91.39
6	700-500	10.23	101.62
7	500-326	8,68	110.3

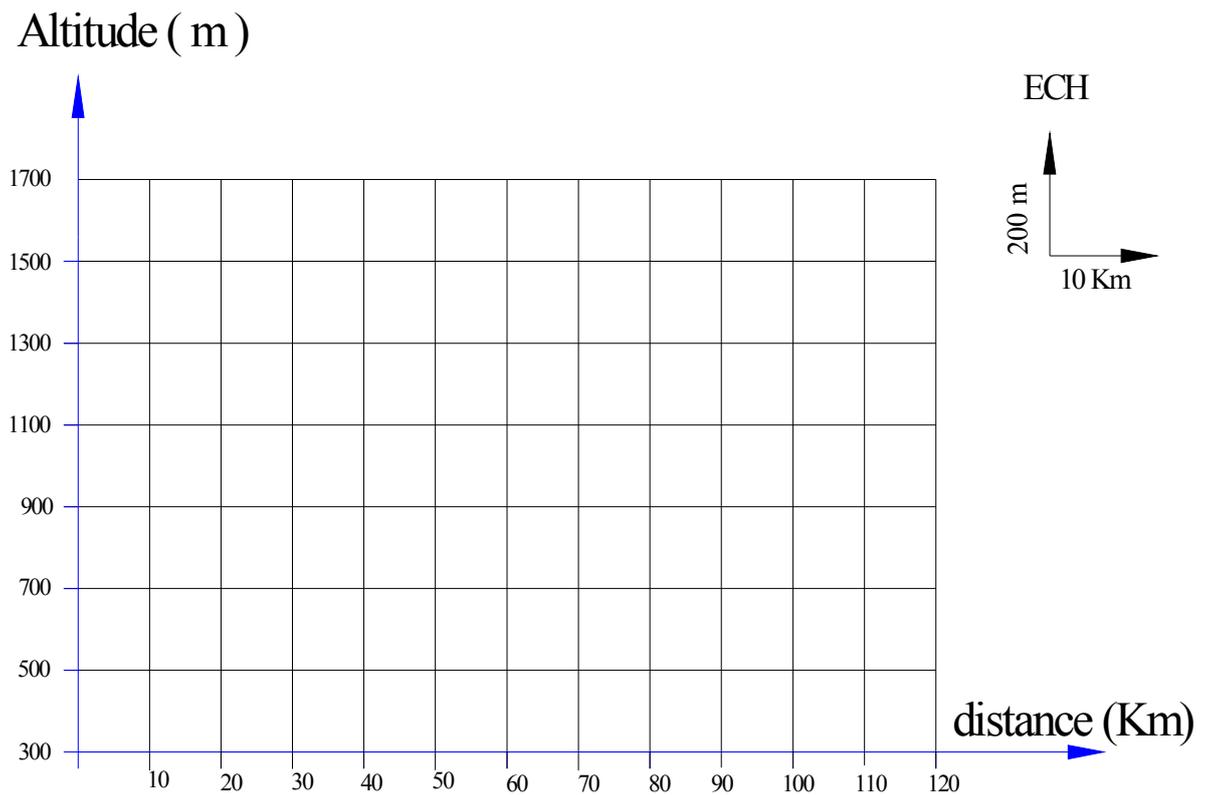


Figure I.04 : Profil en long du cours d'eau principal

Tableau I.07 : Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant du barrage d'Ouldja

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km ²	1260
Périmètre		P	km	160.2
Longueur du thalweg principal		L	km	110.3
Indice de compacité		K _C		1,26
Coefficient d'allongement		Ca		9,54
Rectangle équivalent	longueur	L _r	Km	57.82.
	largeur	l _r	Km	21.48
Altitudes	maximale	H _{max}	m	1947
	moyenne	H _{moy}	m	1138.1
	médiane	H _{med}	m	1026.6
	minimale	H _{min}	m	326
Indice de pente de Roche		I _p	%	1.47
Indice de pente globale		I _g	%	1.56
Indice de pente moyenne		I _{pm}	%	2.8
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	1.04
Coefficient de torrentialité		C _t	-	0.42
Temps de concentration		T _c	h	13.48
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	8,18

I.2 Caractéristiques climatique du bassin versant : [3]

L'objectif de l'étude climatologique est de fournir les données sur le climat qui sont nécessaires à la construction des ouvrages du projet.

I.2.1 Température

Nous avons choisi Pour la station climatique de référence, la station de KHENCHELA code: 160-476.

Les températures moyennes mensuelles enregistrées dans la station de KHENCHELA sont représentées dans le Tableau N°. I.08

Tableau I.08 : Températures Moyennes Mensuelles (°C) A KHENCHELA

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Moy
Tmax °C	28,85	23,3	17,09	12,82	11,8	13,53	16,18	20,05	25,69	31,16	34,64	34,12	21.33
Tmin °C	15,26	11,36	6,65	2,9	1,37	2,21	4,4	7,05	11,56	15,42	18,18	18,35	9.56
Tmoy °C	17,45	12	7,99	8	8	10,58	13,88	19,19	23,7	27,2	26,51	22	16.37

Source : O.N.M

La température moyenne annuelle est de 16.37 °C.

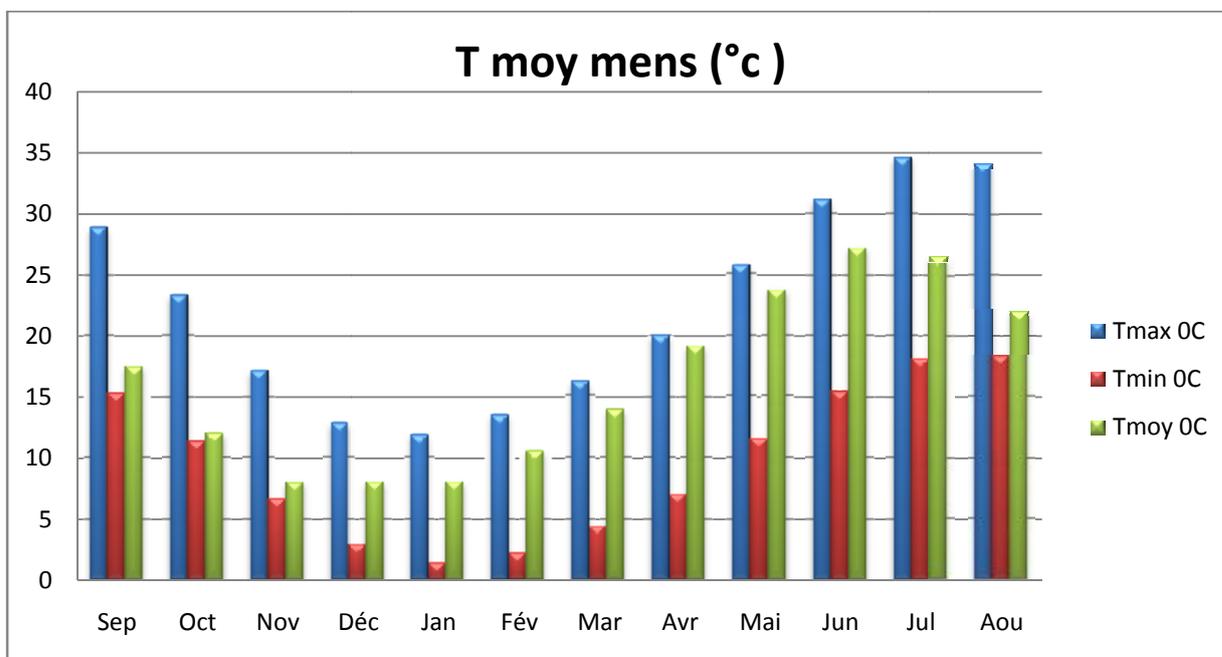


Figure I.05 : La répartition mensuelle des températures

I.2.2 Evaporation

L'estimation de ce paramètre a été faite en utilisant les données disponibles pour la station de KHENCHELA. Sous le climat semi-aride La valeur moyenne annuelle de l'évaporation estimée à 130 mm/an, avec la distribution mensuelle présentée dans le Tableau N°I.09.

Tableau I.09 : Evaporation Moyenne Mensuelle

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Ans
Ev(mm)	165	101	57	40	39	57	98	119	162	222	278	223	1561
Ev(%)	10,57	6.47	3.65	2.56	2.50	3.65	6.28	7.62	10.38	14.22	17.81	14.29	100

Source : O.N.M

La figure si dessous représente la répartition mensuelle de l'évaporation :

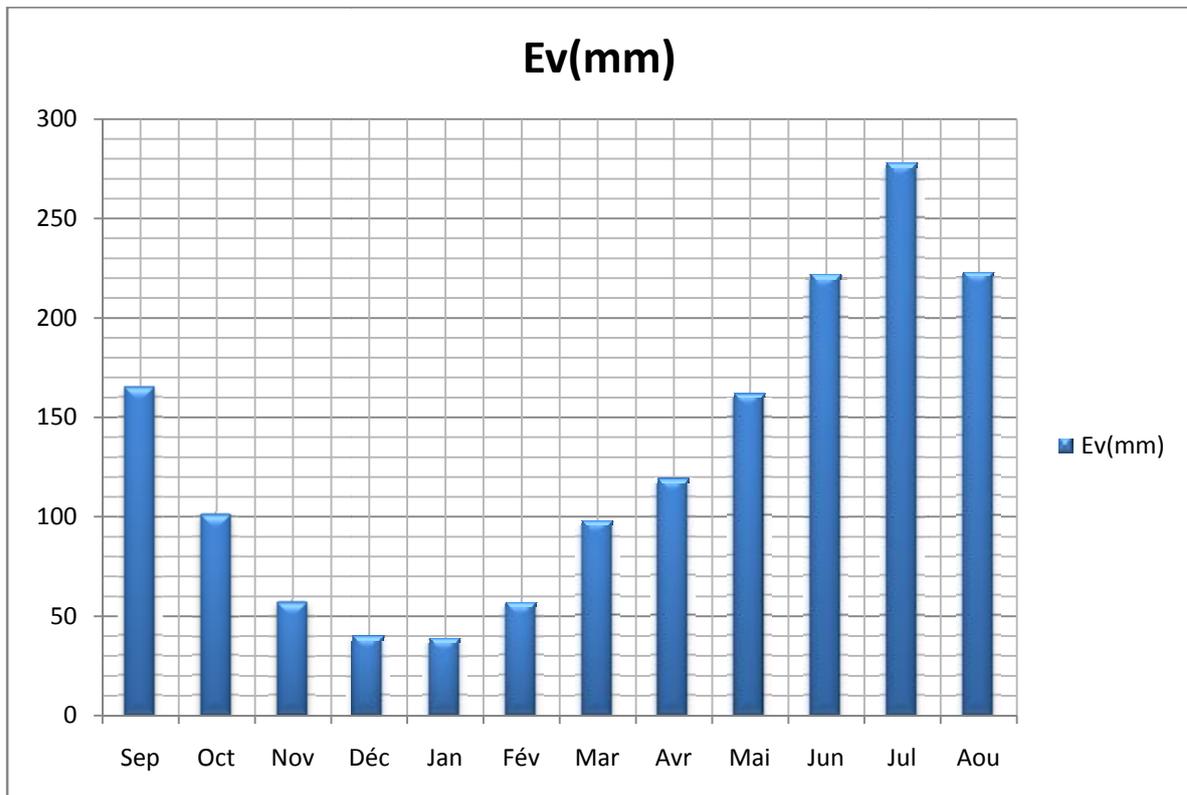


Figure I.06 : répartition mensuelle de l'évaporation

I.2.3 Humidité relative

La répartition mensuelle de l'humidité relative est donnée par le tableau suivant:

Tableau I.10 : Répartition mensuelle de l'humidité relative

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	année
H (%)	57	64	70	74	73	68	65	61	55	47	41	46	60

Source : O.N.M

La valeur de l'humidité moyenne annuelle est de l'ordre de 60%.

La figure si dessous représente la répartition des mensuelle de l'humidité relative en fonction des mois:

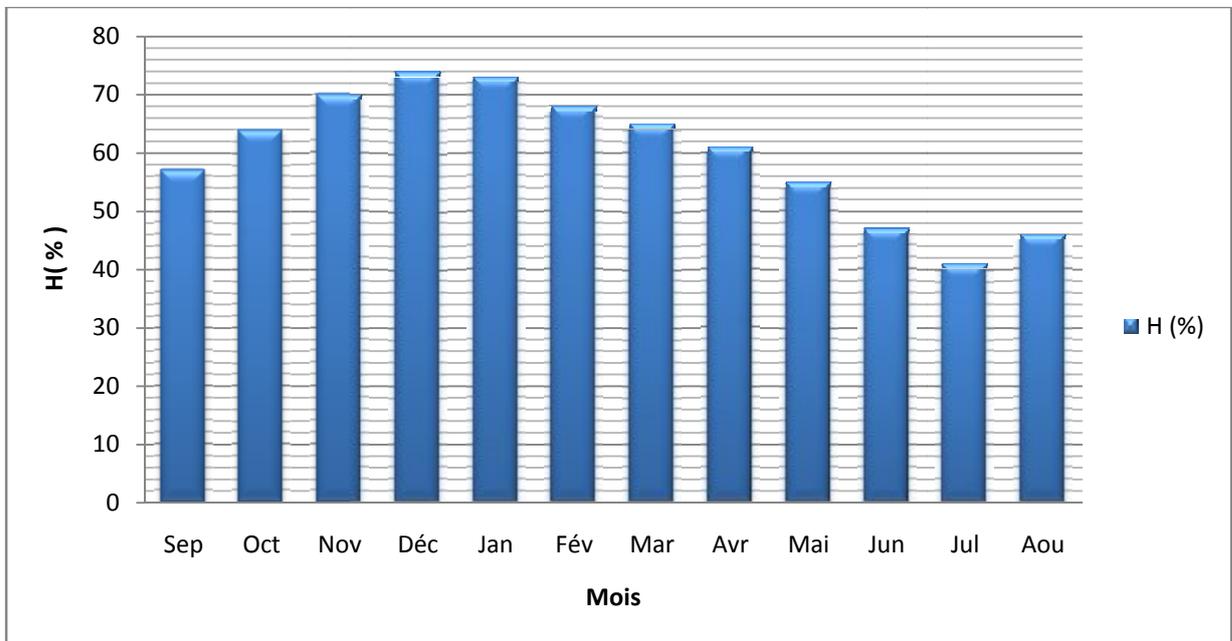


Figure I.07. : Répartition des vitesses de l'humidité relative

I.2.4 Vitesse du vent

Les vents dominants sont de secteur nord (de NE à NO). Leur vitesse moyenne annuelle est de 2.74 comme le montre le tableau ci-dessous.

Tableau I.11 : répartition des vitesses de vent

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	M,ann
V (m/s)	2.60	2.35	2.87	2.93	2.88	3.40	3.46	3.70	3.37	3.08	2.98	2.60	2.74

Source : O.N.M

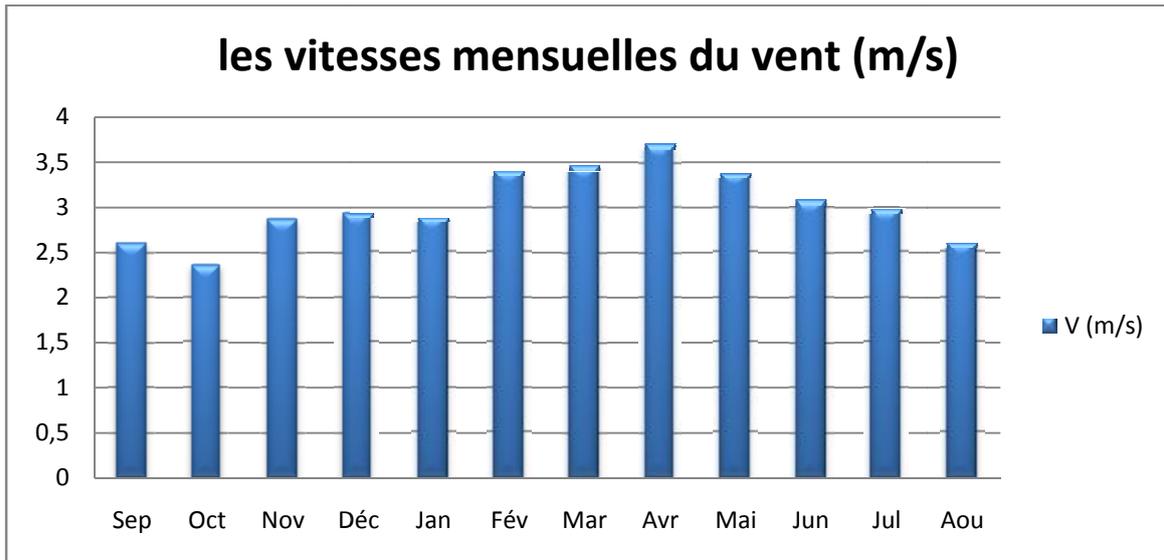


Figure I.08. : Répartition des vitesses de vent en fonction des mois

I.2.5 Pluviométrie : [3]

La pluviométrie qui prévaut au bassin versant d'OULDJA est établie en utilisant l'information disponible de la région à étudier.

I.2.5.1. Stations et données disponibles

Nous disposons de données d'observation directes disponibles au niveau du bassin versant d'OULDJA.

Les stations disponibles au voisinage du bassin et les plus proches du site sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau I.12 : Données disponibles des stations situées a proximité de la zone d'étude

station	Code de la station	Altitude	Pluie en (mm)	Années de fonctionnement
HALLA BOUDELLA	61802	750	269	41
BABAR	61804	1100	420.5	43
K.S.NADJI	61801	220	119	24

Source : A.N.R.H

Tableau I.13 : Station pluviométrique.

Station	Code	Source	Coordonnées			Année de service	N(ans)
			X (km)	Y (km)	Z (m)		
HALLA BOUDELLA	61802	A.N.R.H	877.9	203.9	750	1969-2009	41

Source : A.N.R.H

La station de HALLA BOUDELLA est la plus proche du site avec une période d'observation de 1969-2009 soit 41 ans, la série pluviométrique est représenté sur l'Annexe N°02.

Le tableau I.14 reproduit les valeurs des pluies moyennes mensuelles, ainsi que leur répartition dans l'année :

Tableau I.14 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	total
P (mm)	26.16	25.10	21.40	16.23	14.62	15.92	26.69	26.37	25.95	13.25	6.23	9.74	227.66
P %	11.49	11.02	9.40	7.13	6.42	6.99	11.72	11.58	11.40	5.82	2.74	4.28	100

Source : A.N.R.H

La répartition mensuelle des précipitations est présentée par la figure I.09.

On note une pointe au mois de **septembre**.

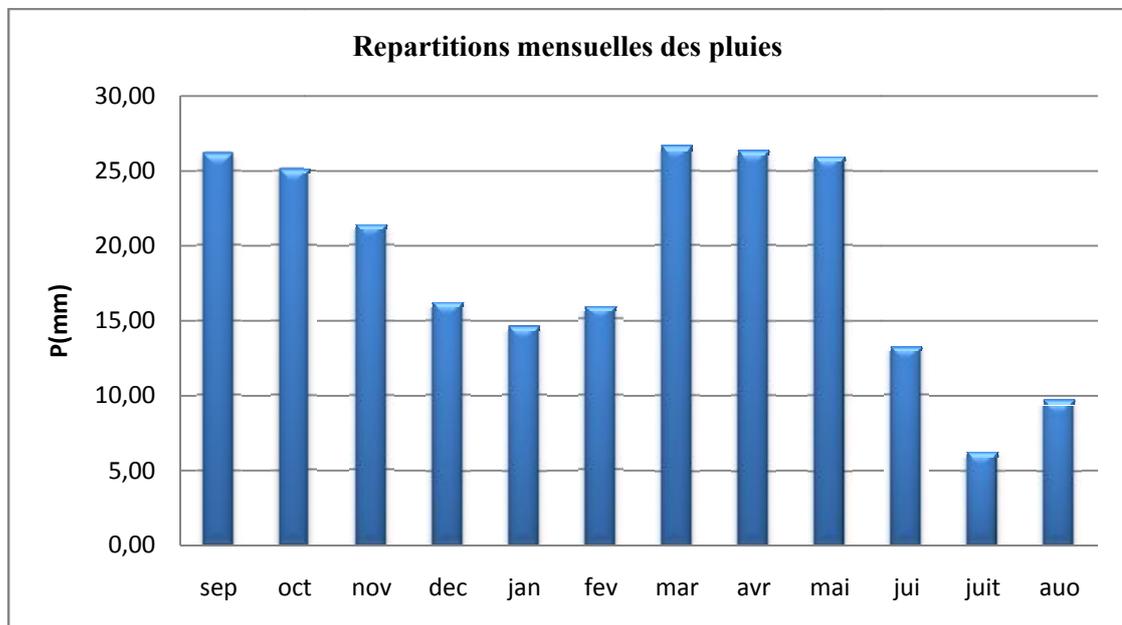


Figure I.09 : Répartition mensuelle des précipitations

I.2.5.2 Choix de la loi d'ajustement :

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toute fois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

Les lois d'ajustement choisies sont :

- 1)-la loi de GALTON (log-normale).
- 2)-la loi de GUMBEL

I.2.5.3. 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 HALLA BOUDELLA (06-18-02) est considérée avec une série d'observation de 41 années (1969-2009)

Les paramètres statistiques de l'échantillon sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau I.15 : Les paramètres statistiques de l'échantillon

Nombre d'observations	41
Moyenne	35.7
Ecart-type	14.7
Médiane	33.8
Coefficient de variation	0.411
Coefficient d'asymétrie	0.359

1. Ajustement des pluies maximales journalières:

A- Ajustement a la loi de GUMBEL:

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

$$F(X) = e^{-e^{-\frac{x-x_0}{\alpha}}} \dots\dots\dots (I.21)$$

Tel que: $y = \frac{x - x_0}{\alpha}$

Avec :

1/α : la pente de la droite de GUMEL

Y : variable réduite de GUMBEL

x : précipitation maximale journalière (mm)

x₀ : paramètre de position (mode)

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

Avant de procéder à l'ajustement, il faut suivre les étapes suivantes :

- ✓ Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2, 3, ..., n.
- ✓ calculer, pour chaque valeur de précipitation, la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n} \dots\dots\dots (I.22)$$

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations (38)

- ✓ calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule suivante :

$$y = -\ln(-\ln(F(x)))$$

- ✓ calculer les paramètres d'ajustement « α » et « x_0 »
- ✓ représenter graphiquement les couples (x_i, y_i) sur papier GUMBEL.

Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de GUMBEL :

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x = (1/\alpha)y + x_0 \dots\dots\dots (I.23)$$

Avec :

$(1/\alpha)$: la pente de la droite de GUMBEL

Résultats de l'ajustement :

La droite de GUMBEL est donnée par la figure (I.10). Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont présentés dans le tableau suivant:

Quantiles

$q = F(X)$ (probabilité au non-dépassement)

$T = 1/(1-q)$

Tableau I.16. Ajustement à la loi de GUMBEL

Periode de retour (T ans)	Probabilité (q)	Précipitation (XT)	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	143	114 – 173
2000.0	0.9995	123	98.6 – 148
1000.0	0.9990	115	92.1 – 137
200.0	0.9950	94.5	76.8 – 112
100.0	0.9900	85.8	70.2 – 101
50.0	0.9800	77.2	63.6 - 90.7
20.0	0.9500	65.6	54.7 - 76.5
10.0	0.9000	56.6	47.7 - 65.5
5.0	0.8000	47.3	40.4 - 54.2
3.0	0.6667	39.9	34.4 - 45.3
2.0	0.5000	33.2	28.7 - 37.7

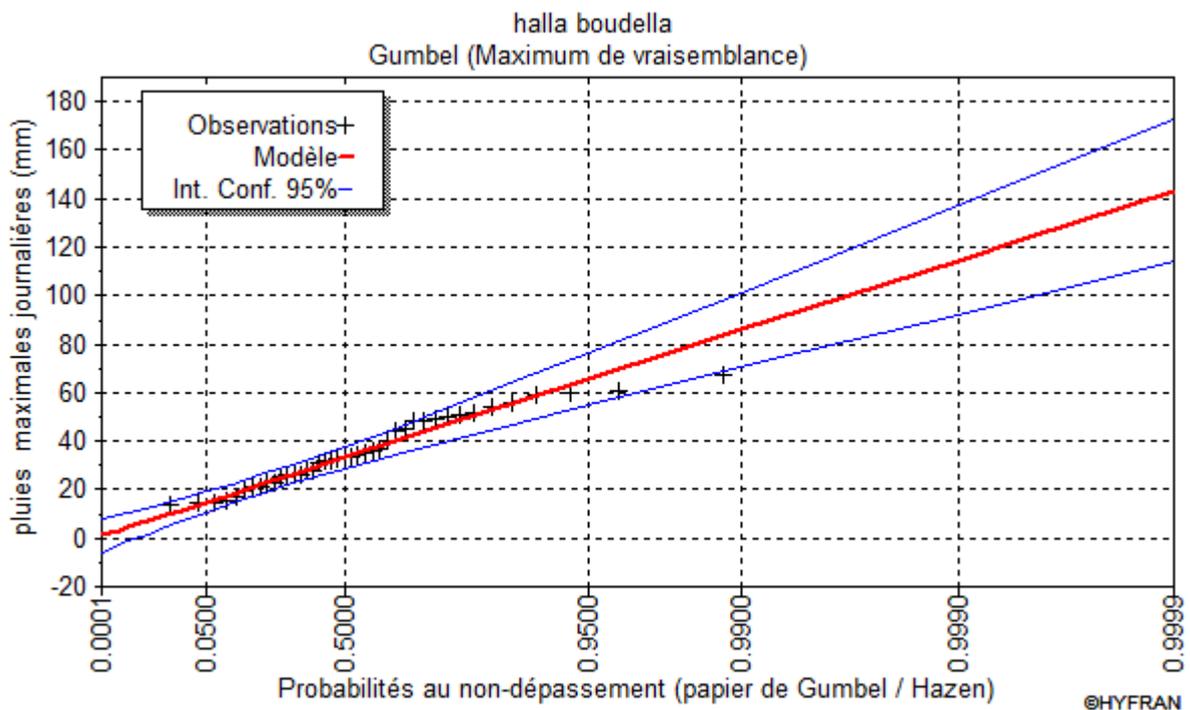


Figure I.10. Ajustement à la loi de GUMBEL

B-Ajustement a la loi log normale:

Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de Gumbel, seul la représentation graphique change ou elle est faite sur papier log-normale, comme le montre la figure (I.11).

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

$$F (X) = \frac{1}{\sqrt{2 \Pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots (I.24)$$

Ou : $u = \frac{x_i - \bar{x}}{\sigma_x}$ (variable réduite de GAUSS)

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

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

$$\text{Log}X = \frac{\sum_{i=1}^{38} \overline{\text{Log}X_i}}{N} \dots\dots\dots (I.23)$$

Les résultats de l'ajustement par la loi de Log- Normal « Galton » sont résumés dans le tableau (I.17).

Quantiles

q = F(X) (probabilité au non dépassement)

T = 1/ (1-q)

Log normale (Maximum de vraisemblance)

Tableau I.17. Ajustement a la loi log normale.

Période de retour (T)	Probabilité (q)	Précipitation (XT)	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	167	103 - 231
2000.0	0.9995	139	91.0 - 186
1000.0	0.9990	127	85.5 - 168
200.0	0.9950	101	72.7 - 130
100.0	0.9900	90.8	67.1 - 115
50.0	0.9800	80.6	61.3 - 99.8
20.0	0.9500	67.3	53.3 - 81.3
10.0	0.9000	57.4	46.9 - 67.9
5.0	0.8000	47.3	39.9 - 54.7
3.0	0.6667	39.5	33.9 - 45.0
2.0	0.5000	32.7	28.3 - 37.1

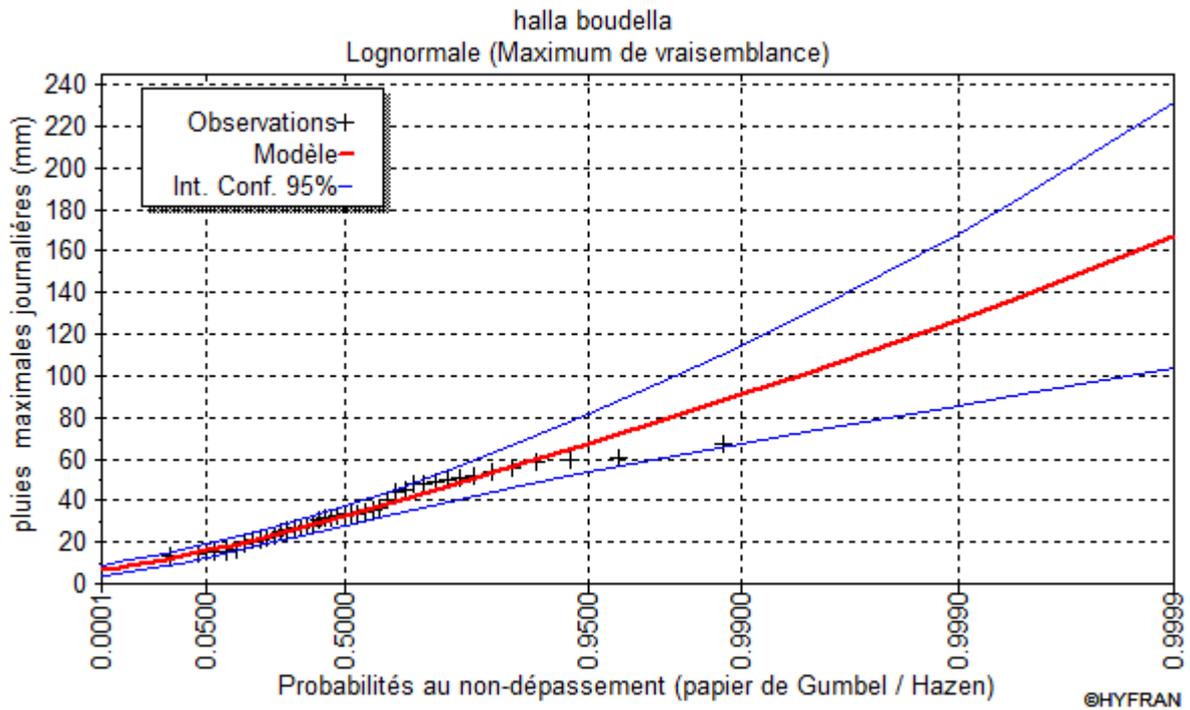


Figure I.11. Ajustement a la loi log normale

Tableau I.18. Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0.00	13.5
Maximum	Aucun	67.5
Moyenne	36.0	35.7
Ecart-type	16.6	14,7
Médiane	32.7	33.8
Coefficient de variation (Cv)	0.461	0.411
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.48	0.359
Coefficient d'aplatissement (Ck)	7.15	1.98

Conclusion:

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

2-Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences

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

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

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

P_{maxj} : pluies maximales fréquentielles.

t : temps en heure.

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

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

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \dots\dots\dots (I.27)$$

Les résultats de calcul sont exposés dans le tableau (I-19)

Tableau I.19 Pluies de courtes durées et leur intensité :

Frequences		0,01		0,1		1		2		5		10	
		P_{max} (mm)	I_0 (mm/h)										
Temps (h)	1	53,89	53,89	43,56	43,56	34,13	34,13	31,21	31,21	27,39	27,39	24,48	24,48
	2	74,64	37,32	60,34	30,17	47,27	23,64	43,23	21,62	37,94	18,97	33,9	16,95
	3	93,78	28,85	75,8	23,32	59,39	18,27	54,31	16,71	47,67	14,67	42,59	13,1
	4	103,39	25,85	83,57	20,89	65,48	16,37	59,88	14,97	52,56	13,14	46,96	11,74
	8	143,21	17,9	115,76	14,47	90,7	11,34	82,94	10,37	72,8	9,1	65,04	8,13
	10	159,04	15,9	128,56	12,86	100,73	10,07	92,11	9,21	80,85	8,08	72,23	7,22
	13.48	173,27	14,44	140,06	11,67	109,74	9,14	100,35	8,36	88,08	7,34	78,69	6,56
	16	198,36	12,4	160,34	10,02	125,63	7,85	114,88	7,18	100,83	6,3	90,09	5,63
	20	220,29	11,01	178,07	8,9	139,52	6,98	127,58	6,38	111,98	5,6	100,05	5
	22	230,38	10,47	186,23	8,46	145,91	6,63	133,43	6,07	117,11	5,32	104,63	4,76
24	240	10	194	8,08	152	6,33	139	5,79	122	5,08	109	4,54	

Courbes des pluies à courte durées

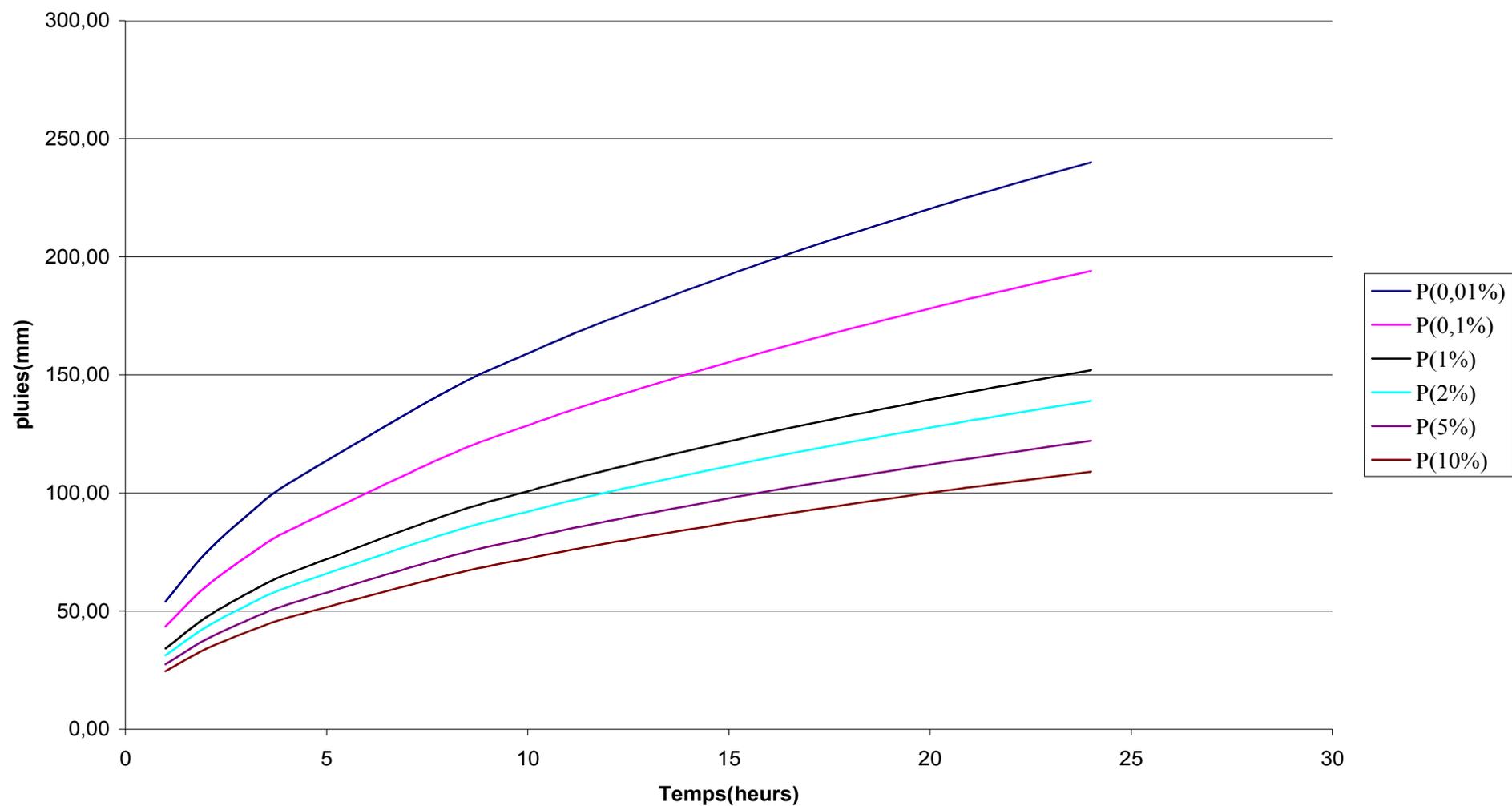


Figure I.12 : courbe des pluies à courtes durées

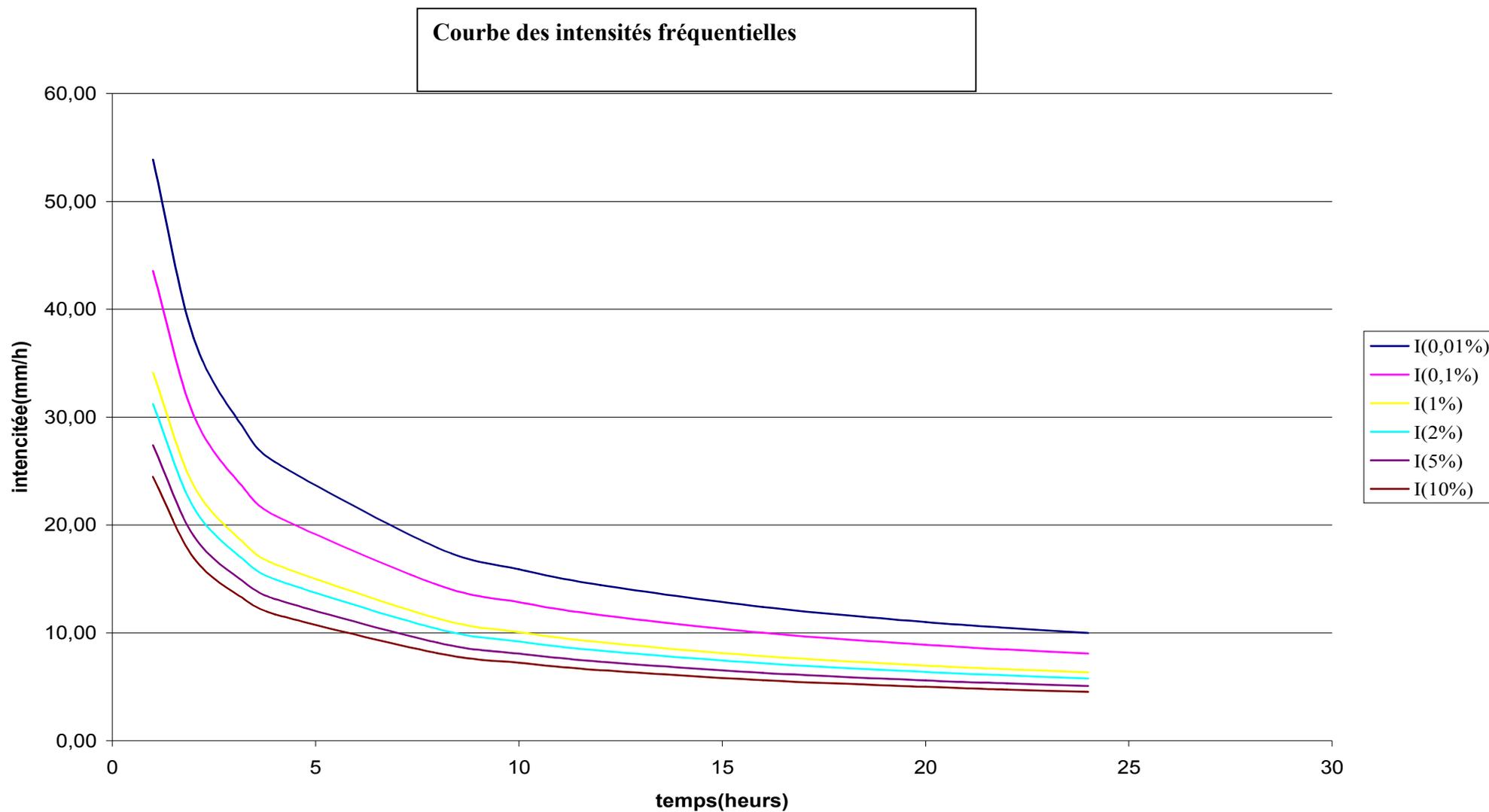


Figure I.13.courbe des intensités fréquentielles

I.3 Etudes des apports : [4]

I.3.1 Analogie avec la station de KHENGA S.N. (061801) : vu l'absence de la station hydrométrique au niveau de notre site, on a optée a la méthode d'analogie qui est basée sur les informations des apports de la station hydrométrique de KHENGA S.N.

I.3.1.1 La Station Hydrométrique :

La série des apports liquides est représentée dans l'Annexe N°02.

L'apport moyenne annuelle de la station est de : 39.63 Mm³

Tableau I.20 : Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station :

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Total
A (Mm³)	1,94	3,43	4,81	6,24	5,21	4,68	4,28	3,88	2,50	0,94	0,78	0,92	39,63
Apport (%)	4,89	8,66	12,14	15,74	13,15	11,82	10,79	9,8	6,32	2,36	2,01	2,33	100,00

L'apport moyen annuel du site est calculé par la formule suivante :

$$A_{site} = A_{st} \cdot \left(\frac{S_{BV}^{site}}{S_{BV}^{st}} \right) \dots\dots\dots (I.28)$$

Avec

A_{site} : apport moyen annuel estimé du site

A_{st} : apport moyenne annuelle de la station (061801)

S_{BV}^{site} : surface du bassin versant du site est de 1260 Km²

S_{BV}st : surface du bassin versant où se trouve la station (061801) est de 2098.06 Km²

$$A_{site} = 23.78 \text{ Mm}^3$$

Tableau I.21: Répartition mensuelle de l'apport moyen du site :

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Total
A (Mm³)	1,16	2,06	2,89	3,74	3,13	2,81	2,57	2,33	1,50	0,56	0,47	0,55	23,78
Apport (%)	4,90	8,66	12,15	15,76	13,16	11,82	10,81	9,80	6,32	2,37	1,97	2,32	100

La répartition mensuelle des apports moyens est présentée par la figure I.14.

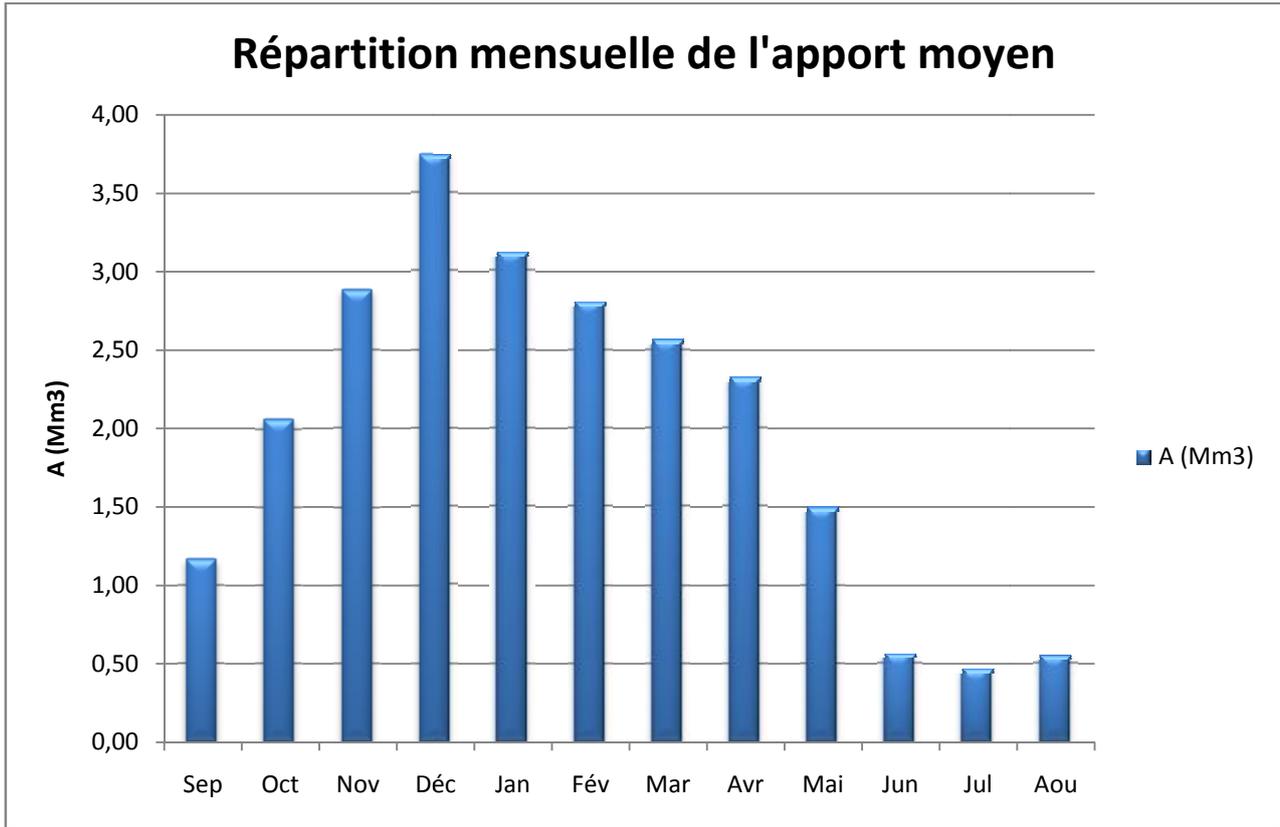


Figure I.14 : Répartition mensuelle de l'apport moyen

I.3.2 Caractéristiques de l'écoulement

A - Module de l'écoulement

Il est donné par : $Me = A_0 / T$ (I.29)

A_0 : Apport moyen annuel (mm).

T : Temps d'une année en secondes

$$T = 3,1536 \cdot 10^7 \text{ s}$$

$$Me = 754 \text{ l/s}$$

B - Module de l'écoulement relatif

On a: $M_0 = Me / S$ (I.30)

Me: Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km²).

$$M_0 = 0.598 \text{ l/s/Km}^2$$

C - lame d'eau écoulée

$L_e = A_0/S$ (I.31)

$L_e = 18.19 \text{ mm}$

D - Coefficient de l'écoulement

Il est donné par : $C_e = L_e / P_{\text{moy}}$ (I.32)

$C_e = 0.068$

I.3.3 Les apports fréquents

Le calcul des apports fréquents se fait par l'ajustement de la série des apports

I.3.3.1 Ajustement de la série des apports à la loi log-normale

Tableau I.22 : résultat de l'ajustement à la loi log-normale :

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart type
10000.0	0.9999	52.6	3.73
2000.0	0.9995	50.0	3.19
1000.0	0.9990	48.8	2.95
200.0	0.9950	45.8	2.15
100.0	0.9900	44.5	1.9
50.0	0.9800	43.0	1.57
20.0	0.9500	40.9	1.32

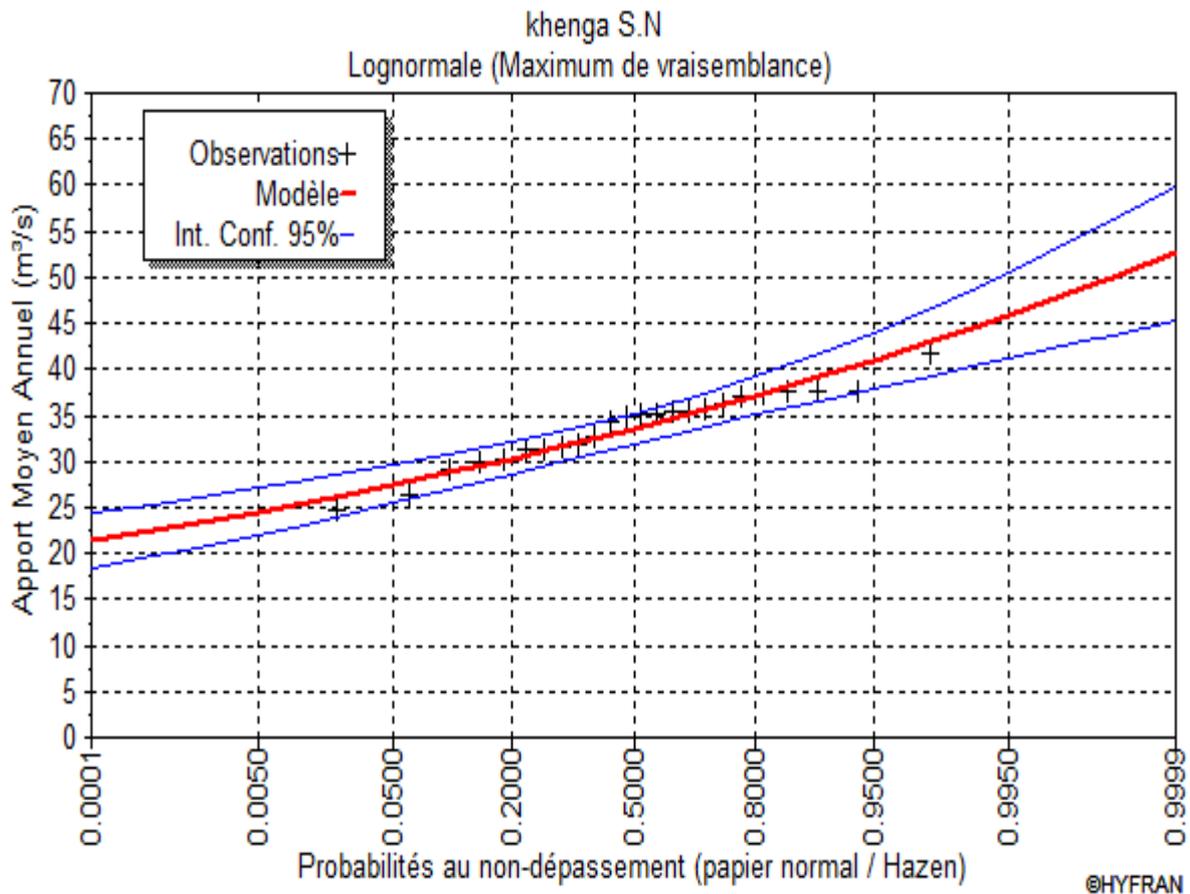


Figure I.15 : représentation graphique de la loi log-normale

Tableau I.23. Comparaison des caractéristiques de la loi log-normale et de l'échantillon :

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0.00	24.8
Maximum	Aucun	41.8
Moyenne	33.8	33.8
Ecart-type	4.11	3.93
Médiane	33.5	35.0
Coefficient de variation (Cv)	0.122	0.116
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0.367	0.437
Coefficient d'aplatissement (Ck)	3.240	2.69

$$A_{80\% \text{ site}} = A_{80\% \text{ st}} \cdot \left(\frac{S_{BV}^{\text{site}}}{S_{BV}^{\text{st}}} \right) \dots\dots\dots (I.33)$$

$$A_{80\%} = 17.62 \text{ Mm}^3$$

I.3.3.2 Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80% :

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a : $A_{80\%} = 17.62 \text{ Mm}^3$

Tableau I.24 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Total
A (Mm³)	0.86	1.52	2.14	2.77	2.32	2.08	1.9	1.73	1.11	0.42	0.35	0.41	17.62
Apport (%)	4,90	8,66	12,15	15,76	13,16	11,82	10,81	9,80	6,32	2,37	1,97	2,32	100

La répartition mensuelle des apports 80% est présentée par la figure I.16.

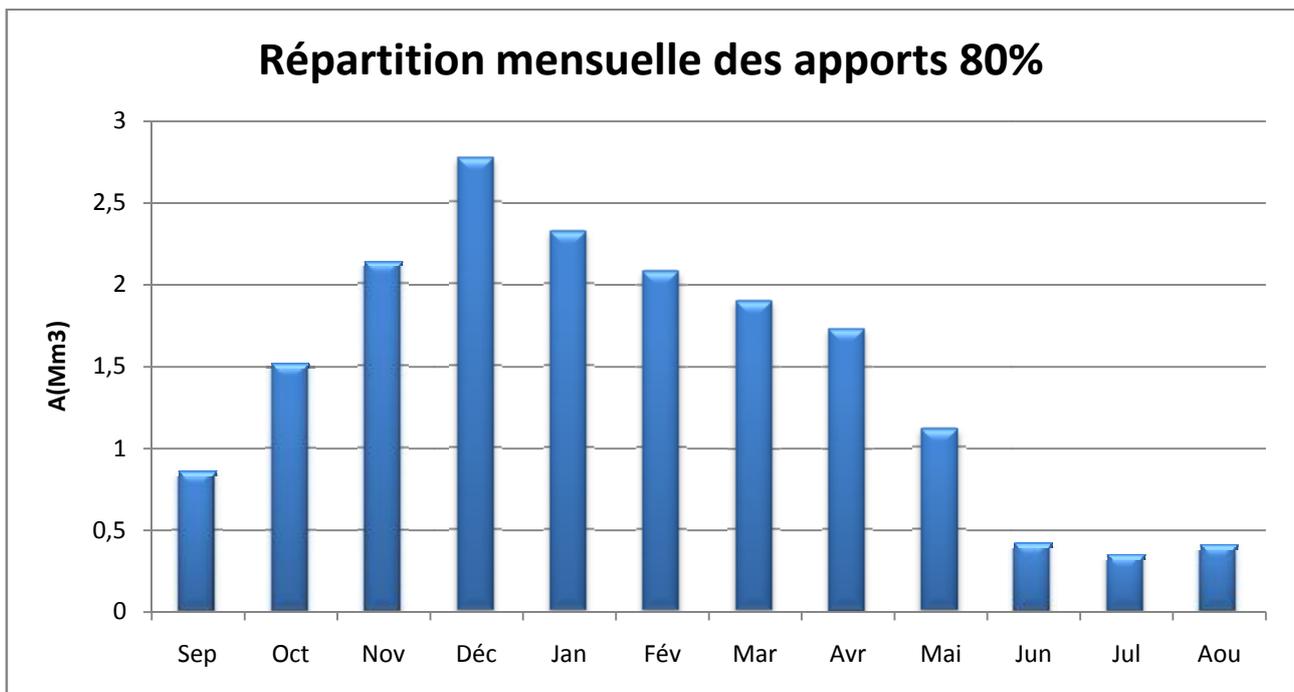


Figure I.16 : Répartition mensuelle des apports 80%

I.3.4 Apport solide et l'estimation du volume mort : [3]

I.3.4.1 Apport solide en suspension

A - Formule de Fournier

$$T_a = \frac{1}{36} \left(\frac{P_m^2}{P_A} \right)^{2,65} \left(\frac{h^2}{S} \right)^{0,46} \dots\dots\dots (I.34)$$

Avec :

Ta : Taux d'abrasion en (t/Km² /an)

Pm : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux

PA: Pluie moyenne annuelle

h= 45%(H_{max} - H_{min}) [m]; **h= 729.9 m**

S: Surface du bassin versant

D'où : **Ta=9.217 t/Km²an**

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma_s=1.265 \text{ T/m}^3$. Le volume annuel est exprimé comme suit:

$$V_s = \frac{T_a \cdot S}{\gamma_s} = \mathbf{9180.09 \text{ m}^3/\text{an}}$$

B - Formule de Tixeront (1960)

La formule de Tixeront est recommandée pour la région de l'Est algérien pour l'évaluation du taux d'abrasion:

$$T_a=350 L_e^{0,15} \dots\dots\dots (I.35)$$

Pour les bassins versants a perméabilité moyenne

T_a = 540.81 T/km²/an

Où:

Ta – Taux d'abrasion, T/km²/an.

L_e : la lame d'eau écoulee en mm

En tenant compte du poids spécifiques moyen des sédiments $\gamma = 1.265 \text{ T/m}^3$. Le volume annuel est exprimé comme suit:

$$V_s = \frac{T_a \cdot S}{\gamma} = 538672.41 \text{ m}^3/\text{an}$$

Tableau I.25 : récapitulatif de Volume annuel moyen

Formule de	Taux d'abrasion	Volume annuel moyen
Fournier	9.217 T/km ² /an	9180.09 m ³ /an
TIXERONT	540.81 T/km ² /an	538672.41 m ³ /an

Résultats et discussion:

La comparaison entre ces formules est difficile du point de vue de leurs conditions d'application

La relation de Fournier est sous-estimée: ce qu'a montré DEMMAK. « Les 5 bassins susceptible d'être classés comme appartenant à la zone semi aride (régions Hodna, Aurès et Chéelif Occidental) sortent pratiquement des limite de validité des relations de Fournier »

A partir de la classification de TIXERONT (1960) des zones de l'érosion qui se basant sur la répartition pluviométrique annuelle, le bassin d'étude appartient à la zone d'érosion très active (300<P_{an}=320mm<700). On adopte pour la valeur trouvée par cette formule puisque on à P_{an}= 320 mm donc nous dans le même intervalle d'application de cette formule.

Le volume mort est égal au produit de l'écoulement moyen interannuel solide par le nombre d'années de la période

La garde d'envasement (période pendant laquelle la retenue est exploitable) est généralement calculée pour une période de 10 à 50 ans. Prenons 50 ans

$$V_{mort} = (1.05 : 1.10) \cdot n \cdot V_s$$

On prend le facteur de 1.05

- Pour 15 ans

$$V_{mort} = 1,10 \cdot n \cdot V_s = 1,1 \cdot 15 \cdot 538672,41 = 8858394,76 \text{ m}^3 \quad V_m = 8,86 \text{ Mm}^3$$

- Pour 30 ans

$$V_{mort} = 1,1 \cdot n \cdot V_s = 1,1 \cdot 30 \times 538672,41 = 17776189,53 \text{ m}^3 \quad V_m = 17,78 \text{ Mm}^3$$

- Pour 50 ans

$$V_{mort} = 1,1 \cdot n \cdot V_s = 1,1 \cdot 50 \cdot 538672,41 = 29626982,55 \text{ m}^3 \quad V_m = 29,63 \text{ Mm}^3$$

Donc le volume mort estimé à 50 ans est de **29.63 Mm³**

I.4. Etude des crues : [3]

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes. Leur étude a pour but de déterminer les Hydrogramme de crues fréquentielles sur le bassin versant et de définir les débits maxima probables correspondants.

L'estimation des crues révèle une grande importance pour la sécurité de l'ouvrage à implanter.

Les paramètres définissant une crue est :

- ✓ Le débit maximum (débit de pointe).
- ✓ Le volume.
- ✓ Le temps.
- ✓ La forme (Hydrogramme de crues)

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, on passant par l'ajustement de la série des débits maximal à la loi de Gumbel.

La série des débits maximaux est représentée dans l'Annexe N° 02.

Le tableau I.26 : donne les débits probables calculés

Tableau I.26 : Débits fréquentielles calculés :

Période de retour	5	10	20	50	100	1000	10 000
Q_{max} (m ³ /s)	306	497	742	1160	1570	3660	7310

I.4.1 Hydrogramme de crue

I.4.1.1 Détermination des Hydrogramme de crues probables par la méthode de Sokolovski

L'Hydrogramme de crue est une identité de la crue, il nous détermine ses caractéristiques principales qui sont:

- ✓ Le volume.
- ✓ La durée.
- ✓ Le débit maximum (débit de pointe).

Pour le tracer de l'Hydrogramme de crue, on doit suivre la méthode de Sokolovski qui le divise en deux parties non symétriques, calculées à partir des temps de montée et de la décrue.

a) Pour le temps de la montée:

$$Q_m = Q_{max} \left(\frac{T}{T_m} \right)^2 \dots\dots\dots (I.36)$$

$T_m=T_c$: Temps de montée.

b) Pour la décrue:

$$Q_d = Q_{max} \left(\frac{Td - T}{Td} \right)^3 \dots\dots\dots (I.37)$$

Avec :

Q_m : débit instantané de la montée (m^3/s) ;

Q_d : débit instantané de la décrue (m^3/s) ;

t_m : temps de la montée de la crue en heures ;

t_d : temps de la décrue en heures ;

Q_{max} : débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m^3/s) ;

x, y : Puissance des courbes ;

$x=2$ pour la montée de la crue.

$Y=3$ pour la décrue.

Pour les crues d'averses, c'est à dire les crues engendrées par la pluie, cette méthode prend :

✓ $t_m = t_c$ (pour les petits bassins versants), avec t_c est le temps de concentration du bassin versant (heures).

✓ $t_d = \delta t_m$;

Ou δ : coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue

($\delta=4$; voir le Tableau I.27) ;

$t_d = 4 \cdot 13.48 = 53.91$ heure

Tableau I.27 : Coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue δ :

Description du cours d'eau	Valeur de δ
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2,0 – 2,5
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales	3,0 – 4,0
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4,0 – 7,0

Les Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour sont donnés par le tableau I.28 et la Figure I.17.

Tableau I.28 : les valeurs de débits de crues en fonction de temps :

temps (h)	période de retour (ans)					
	10	20	50	100	1000	10 000
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	2,74	4,08	6,38	8,64	20,14	40,23
2	10,94	16,33	25,54	34,56	80,57	160,92
3	24,62	36,75	57,45	77,76	181,28	362,06
4	43,76	65,33	102,14	138,24	322,27	643,66
5	68,38	102,09	159,59	216,00	503,55	1005,72
6	98,46	147,00	229,82	311,04	725,11	1448,24
7	134,02	200,09	312,81	423,37	986,96	1971,21
8	175,05	261,34	408,56	552,97	1289,08	2574,65
9	221,54	330,76	517,09	699,85	1631,50	3258,54
10	273,51	408,34	638,38	864,01	2014,19	4022,88
11	330,95	494,09	772,44	1045,45	2437,17	4867,69
12	393,86	588,01	919,26	1244,18	2900,44	5792,95
13	462,24	690,10	1078,86	1460,18	3403,99	6798,68
13,48	497,00	742,00	1160,00	1570,00	3660,00	7310,00
14	469,85	701,47	1096,64	1484,24	3460,08	6910,71
15	443,71	662,44	1035,63	1401,67	3267,58	6526,23
16	418,56	624,89	976,92	1322,21	3082,35	6156,28
17	394,38	588,79	920,48	1245,82	2904,26	5800,59
18	371,14	554,10	866,25	1172,42	2733,17	5458,87
19	348,84	520,80	814,20	1101,97	2568,93	5130,83
20	327,45	488,87	764,27	1034,40	2411,40	4816,21
21	306,95	458,27	716,43	969,65	2260,45	4514,72
22	287,33	428,97	670,62	907,66	2115,93	4226,09
23	268,56	400,95	626,82	848,36	1977,71	3950,02
24	250,62	374,17	584,96	791,71	1845,65	3686,25
25	233,51	348,62	545,01	737,64	1719,59	3434,49
26	217,19	324,25	506,92	686,09	1599,42	3194,46
27	201,65	301,05	470,65	637,00	1484,97	2965,89
28	186,87	278,98	436,15	590,30	1376,12	2748,48
29	172,83	258,02	403,38	545,95	1272,72	2541,97
30	159,51	238,14	372,29	503,88	1174,64	2346,07
31	146,89	219,30	342,84	464,02	1081,73	2160,51
32	134,96	201,49	314,99	426,33	993,85	1984,99
33	123,69	184,66	288,69	390,73	910,87	1819,25
34	113,07	168,80	263,90	357,17	832,64	1663,00

35	103,07	153,88	240,56	325,59	759,02	1515,97
36	93,68	139,86	218,65	295,93	689,87	1377,86
37	84,88	126,72	198,11	268,13	625,06	1248,41
38	76,65	114,43	178,89	242,12	564,44	1127,34
39	68,96	102,96	160,96	217,86	507,87	1014,35
40	61,81	92,29	144,28	195,27	455,21	909,18
41	55,18	82,38	128,78	174,30	406,33	811,54
42	49,03	73,20	114,44	154,89	361,07	721,16
43	43,36	64,73	101,20	136,97	319,31	637,75
44	38,14	56,95	89,03	120,49	280,90	561,03
45	33,36	49,81	77,87	105,39	245,70	490,72
46	29,00	43,30	67,69	91,61	213,57	426,55
47	25,04	37,38	58,43	79,09	184,37	368,23
48	21,45	32,02	50,06	67,76	157,96	315,49
49	18,22	27,21	42,53	57,57	134,20	268,04
50	15,34	22,90	35,80	48,45	112,95	225,60
51	12,77	19,07	29,82	40,36	94,08	187,90
52	10,51	15,70	24,54	33,21	77,43	154,65
53	8,54	12,75	19,93	26,97	62,87	125,57
54	6,83	10,19	15,93	21,56	50,26	100,39
56	5,36	8,00	12,51	16,93	39,46	78,82
57	4,12	6,15	9,61	13,01	30,34	60,59
58	3,09	4,61	7,21	9,75	22,73	45,41
59	2,24	3,35	5,24	7,09	16,52	33,00
60	1,57	2,34	3,66	4,96	11,56	23,09
61	1,05	1,56	2,44	3,31	7,71	15,39
62	0,65	0,98	1,53	2,07	4,82	9,63
63	0,38	0,56	0,88	1,19	2,77	5,52
64	0,19	0,28	0,44	0,60	1,40	2,79
65	0,08	0,12	0,18	0,25	0,58	1,15
66	0,02	0,03	0,05	0,07	0,16	0,33
67	0,00	0,00	0,01	0,01	0,02	0,04
68	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

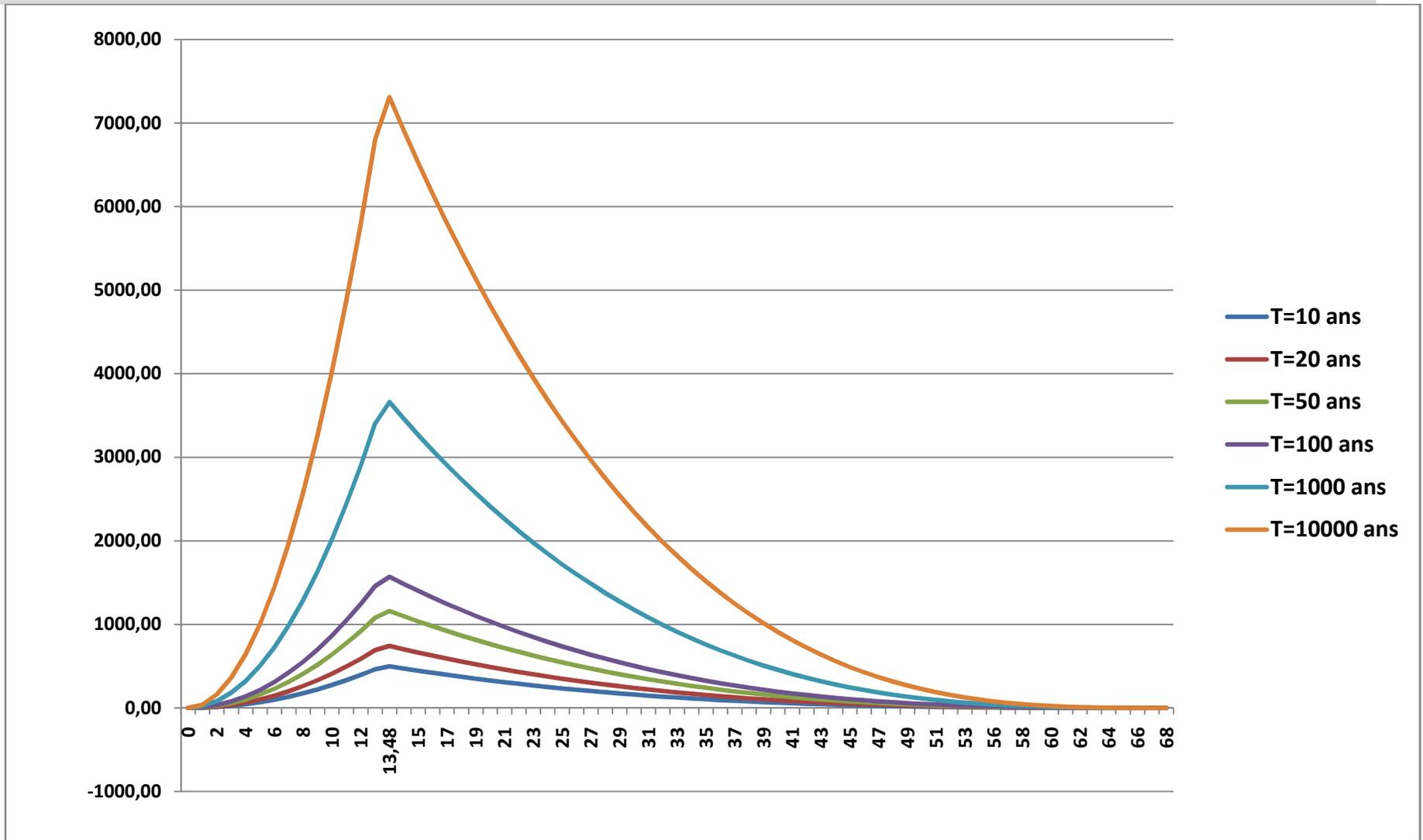


Figure I.17 :L'Hydrogrammes des crues probables en fonction de temps (par SOKOLOVSKY)

I.4.2 Choix de la crue de projet [5]

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer pour une probabilité donnée.

Le choix de la crue de ce projet dépend essentiellement de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des conséquences qui peuvent être causées à l'aval et des considérations technico-économiques liées à l'aménagement et à l'environnement.

Rappelons qu'une petite submersion d'un barrage en terre engendre la rupture totale de celui-ci, contrairement aux barrages en béton ou en peut faire des réparations lors d'un passage d'une crue exceptionnelle.

Rappelons aussi que pour la détermination de la crue de projet il existe deux approches:

- ✓ l'approche déterministe qui est basé sur l'observation et l'historique.
- ✓ l'approche probabiliste qui est basé sur la statique.

La précision entre le débit et la fréquence dépend essentiellement de :

- ✓ la qualité et la quantité des données.
- ✓ la précision
- ✓ la bonne estimation.

Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction et les risques des crues à l'aval.

Alors, pour son estimation nous nous reportons aux recommandations du Comité Australien des Grands Barrages.

Crue de projet recommandée

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

Selon les directives suisses, la crue de projet est déterminée pour une période de retour de 1000 ans. Donc pour un débit qui vaut $Q_{0.1\%} = 3660 \text{ (m}^3/\text{s)}$

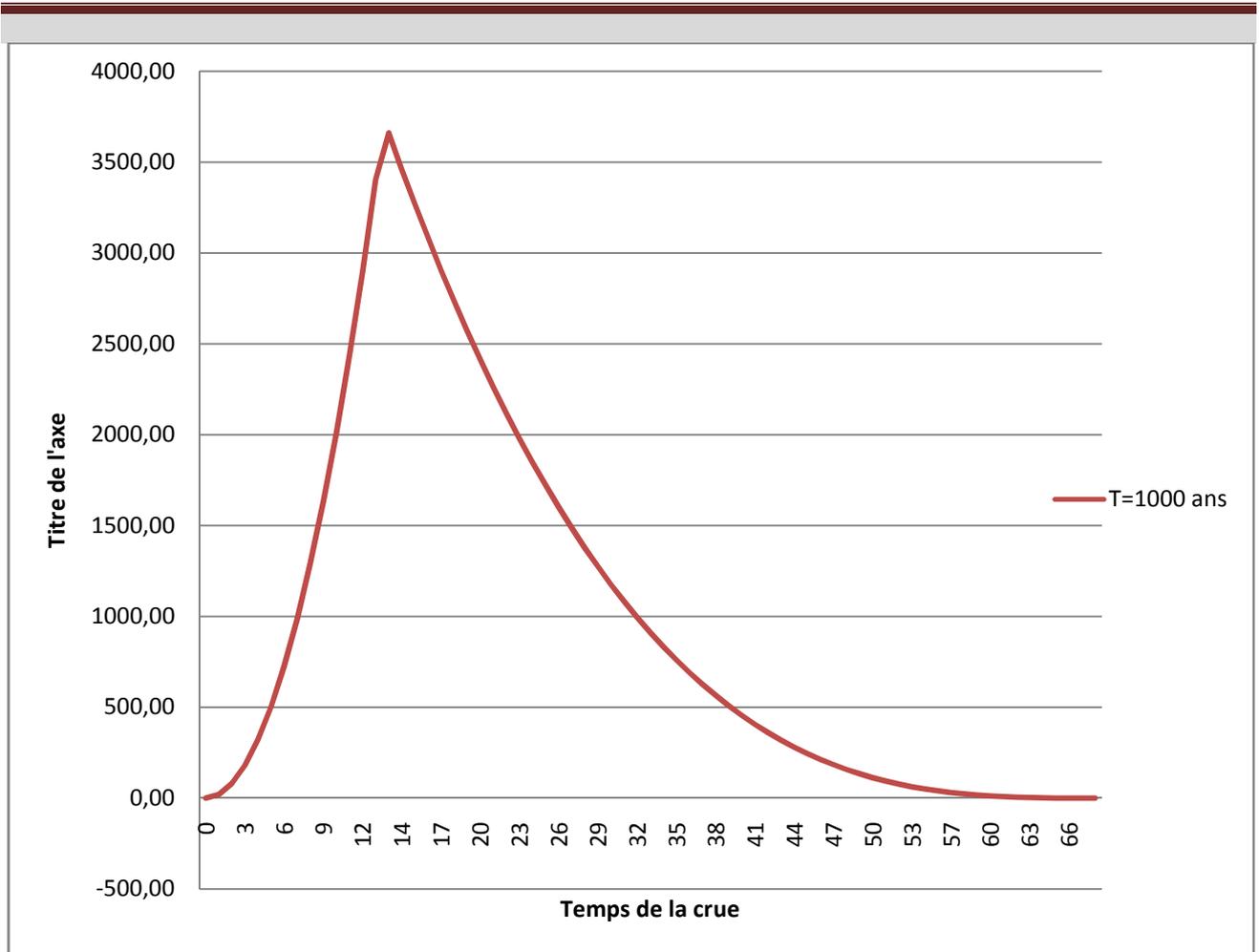


Figure I.18 : L'Hydrogramme de la crue de projet a une période de retour 1 000 ans

I.4.3 Choix de la crue de chantier

La crue présente l'une des phases des régimes d'un cours d'eau, elle se caractérise par des débits et des niveaux d'eaux élevées, les crues résultant de la fonte des neiges et à partir d'averses des pluies intenses.

Pour dimensionner l'ouvrage de dérivation, il faut faire un choix du niveau de protection que l'on veut accorder au chantier contre les crues, le choix de la crue dépend du degré de 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, sur la durée d'exécution de l'aménagement et sur sa durée de vie.

Une sous-évaluation du débit maximal entraîne la destruction de l'ouvrage de dérivation, une surévaluation entraîne un coût de réalisation élevé de l'ouvrage. La fréquence du débit maximal attribuée à chaque ouvrage dépend de son importance et du degré de sécurité. La protection contre la crue est obtenue par un amortissement de celle-ci par un batardeau tandis que l'ouvrage de dérivation proprement dit n'est dimensionné que pour une fraction de débit de pointe de la crue.

Les barrages en remblais sont souvent protégés contre les crues ciquantenales ou même centennale, mais dans notre pays, l'ouvrage de dérivation est souvent dimensionné contre les crues dont la

période de retour varie entre 10 et 50 ans. Et d'une autre part lorsque le batardeau est incluse dans la digue on peut lui attribué une petite sur élévation car il va être un ouvrage permanent par la suite, par contre si le batardeau est indépendant de la digue la il faut chercher la solution la plus économique puisque le batardeau est mis provisoirement

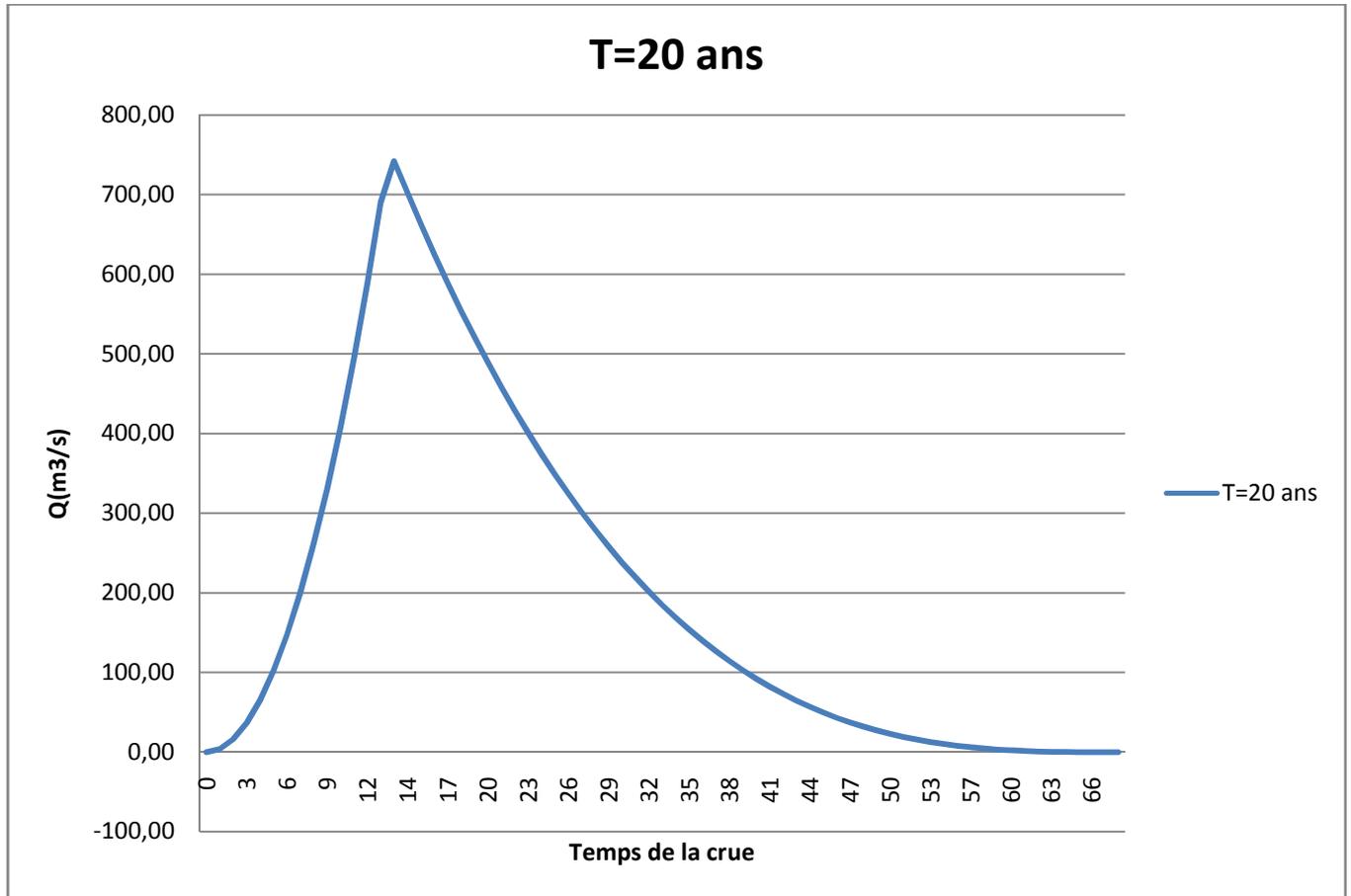


Figure I.19 : L'Hydrogramme de la crue de chantier

Donc vu toutes ces exigences je vais choisir la crue (20 ans) pour la conception des ouvrages de dérivation et prises d'eau.

$Q_{2\%} = 313.45 \text{ m}^3/\text{s}$

I.5 Régularisation

L'étude de régularisation d'un barrage sur l'Oued d'El Arab a pour objectif la détermination du volume de la réserve utile ainsi le niveau correspondant.

Différents types de régularisation sont utilisés :

- ✓ La régularisation saisonnière.
- ✓ La régularisation interannuelle.

-La régularisation saisonnière est effectuée lorsque les apports sont supérieurs à la demande.

-La régularisation interannuelle sera effectuée lorsque les apports sont inférieurs à la consommation, on stocke les eaux des saisons humides pour les restituer au cours des saisons sèches.

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

- ✓ L'apport ($A_{80\%}$ en $M m^3$).
- ✓ La consommation totale ($M m^3$).
- ✓ Les infiltrations et l'évaporation
- ✓ Les courbes caractéristiques de la retenue

I.5.1. Répartition mensuel de l'apport 80%

Tableau I.29 : La répartition mensuelle de l'apport 80% est donnée dans le tableau suivant :

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Total
A (Mm^3)	0.86	1.52	2.14	2.77	2.32	2.08	1.9	1.73	1.11	0.42	0.35	0.41	17.62
Apport (%)	4,90	8,66	12,15	15,76	13,16	11,82	10,81	9,80	6,32	2,37	1,97	2,32	100

Source ANRH

I.5.2. Répartition mensuel des besoins

La répartition mensuelle des besoins est donnée dans le tableau suivant :

Tableau I.30 : Répartition mensuelle des besoins en eau :

Mois	Sep	Octs	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou
Besoin en %	11,98	0	0	0	0	0	0	6,99	12,98	16,97	20,96	17,97
Besoin en Mm^3	2,27	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0.5	2,86	3,28	4,12	4,28

Source ANBT

I.5.3. Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces» [3]

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i - S_{i+1}}{2} \Delta H$$

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 Mm^3 .

Le tableau I.31 donne les coordonnées des courbes Hauteurs-Capacité-Surface

Tableau I.31 : Courbe topographiques et volumétriques :

Côtes (mNGA)	S (Km ²)	S _{moy} (Km ²)	ΔH	V _{part} (Mm ³)	V _{cum} (Mm ³)
326	0	0,05	4	0,2	0
330	0,71	0,181	10	1,81	0,2
340	0,41	0,321	10	3,21	2,01
350	1,05	0,859	10	8.59	5,22
360	2.77	1.534	10	15,34	13,81
370	5.34	1.757	10	17.57	29,15
380	8.85	2.575	10	25.75	46,72
390	14	3.052	10	30,52	72,47
400	,20.10	4.094	10	40,94	102,99
410	28.29				143,93

La courbe capacité hauteurs est représentée dans la figure I.20 si dessous

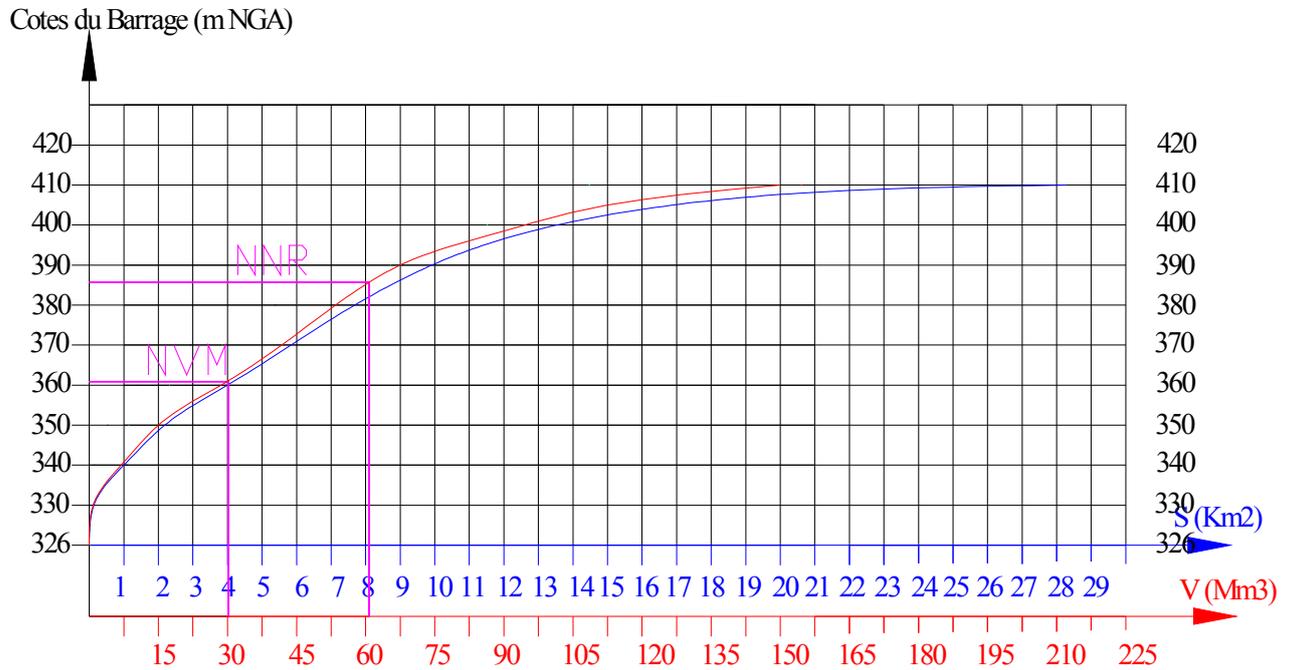


Figure I.20 : Courbe capacité hauteur et surface hauteur

I.5.4. Calcul du volume utile [4]

Pour calculer le volume utile du barrage on a besoin de :

- ✓ L'apport annuel A80%.
- ✓ La consommation totale.
- ✓ Le volume mort de la retenue.

Le calcul de la régularisation est effectué en utilisant "la méthode du bilan d'eau".

- Procédé de calcul

- ✓ Détermination de la période à bonne hydraulicité.
- ✓ Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.
- ✓ Calcul des volumes excédentaires et déficitaires "Vs" et "Vd".
- ✓ Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.

La période à bonne hydraulicité est celle du mois d'Novembre jusqu'au mois d'Octobre.

Les calculs se font comme suit : $V_{rf} = V_{ri} + (W-U)$.

Avec : V_{rf} : Volume de remplissage final

Vri : Volume de remplissage initial

S : Volume excédentaire à évacuer

I.5.5. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normale d'exploitation c'est-à-dire la cote au niveau normale de la retenue NNR

L'alternance de la période de remplissage ou de restitution s'appelle temps de fonctionnement, à ce dernier s'ajoutent les consignes d'exploitation qui sont au nombre de deux :

✓ **1^{ère} Consigne d'exploitation**

Elle consiste à remplir le barrage jusqu'au niveau normale de la retenue (NNR) lors des crues et à restituer après. L'excédent d'eau est déversé par l'évacuateur de surface.

- On fixe le niveau de remplissage initial et on détermine le remplissage final pour chaque mois en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort NVM que l'en doit pas dépasser.

✓ **2^{ème} Consigne d'exploitation**

Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de surface. Remplir et ensuite restituer au consommateur

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau I.31. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm³).

Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes									
Mois	W (Mm3)	U (Mm3)	W-U (Mm3)	1ere consigne			2eme consigne		
				Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)	Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)
				29,63	29,63		29,31	29,63	0,32
Octobre	1,53	0	1,53	31,16	31,16		30,84	30,84	
Novembre	2,14	0	2,14	33,30	33,30		32,98	32,98	
Décembre	2,78	0	2,78	36,07	36,07		35,76	35,76	
Janvier	2,32	0	2,32	38,39	38,39		38,08	38,08	
Février	2,08	0	2,08	40,48	40,48		40,16	40,16	
Mars	1,90	0	1,90	42,38	42,38		42,06	42,06	
Avril	1,73	0,5	1,23	43,61	43,29	0,32	43,29	43,29	
Mai	1,11	2,86	-1,75	41,54	41,54		41,54	41,54	
Juin	0,42	3,28	-2,86	38,68	38,68		38,68	38,68	
Juillet	0,35	4,12	-3,77	34,91	34,91		34,91	34,91	
Août	0,41	4,28	-3,87	31,04	31,04		31,04	31,04	
Septembre	0,86	2,27	-1,41	29,63	29,63		29,63	29,63	
Total	17,63	17,31	0,32			0,32			0,32

Du tableau (I.29) on tire:

$$V_s = 13.98 \text{ Mm}^3$$

$$V_d = 13.66 \text{ Mm}^3.$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d \quad \text{D'ou : } V_u = V_d \quad \text{Alors : } \quad \mathbf{V_u = 13.66 \text{ Mm}^3}$$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m$$

$$\mathbf{V_{NNR} = 43.29 \text{ Mm}^3}$$

I.5.6. Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

- ✓ Pertes par évaporation.
- ✓ Pertes par infiltration.

A - Pertes par évaporation

On a:
$$V_{ep} = E_s \cdot S_{moy} \dots\dots\dots (I.38)$$

V_{ep} : volume perdu a cause de l'évaporation.

E_s : Evaporation mensuelle (m).

S_{moy} : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen (V_{moy}).

$$V_{moy} : \text{volume moyen} \left[V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right].$$

$V_{rf,i}$ et $V_{rf,i+1}$: les volumes de la retenue de deux mois successifs.

B - Pertes par infiltration

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \dots\dots\dots (I.39)$$

V_{inf} : volume perdu à cause de l'infiltration.

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette

$$V_{moy} : \text{volume moyen} \left[V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right]$$

$V_{rf,i}$ et $V_{rf,i+1}$: les volumes de la retenue de deux mois successives

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau suivant :

Tableau I.32 : Les volumes des pertes dans la retenue

Mois	V _{moy}	S _{moy}	Es	V _{ep}	V _{inf}	pertes
Oct	10,41	1,041	0,055	0,057255	0,1041	0,021613
Nov	14,2	1,42	0,018	0,02556	0,142	0,027167
Dec	19,72	1,972	0,005	0,00986	0,1972	0,007207
Jan	22,88	2,288	0,006	0,013728	0,2288	0,002242
Fev	22,88	2,288	0,024	0,054912	0,2288	0,043712
Mar	22,88	2,288	0,045	0,10296	0,2288	0,033176
Avr	22,88	2,288	0,083	0,189904	0,2288	0,04187
Mai	21,37	2,137	0,125	0,267125	0,2137	0,038082
Jui	17,74	1,774	0,168	0,298032	0,1774	0,027543
Jul	13,74	1,374	0,213	0,292662	0,1374	0,023006
Aou	10,8	1,08	0,184	0,19872	0,108	0,003067
Sep	9,37	0,937	0,104	0,097448	0,0937	0,019118

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière avec des pertes sont donnés dans le Tableau (I.33) ci-dessous :

Tableau I.33: Régularisation saisonnière on tenant compte des pertes en (Mm³).

Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (1er approximation)									
Mois	W (Mm3)	U+P (Mm3)	W-(U+P) (Mm3)	1ere consigne			2eme consigne		
				Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)	Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)
				29,63	29,63		29,63	29,63	
Octobre	1,53	0,02	1,5	31,13	31,13		29,6	29,63	0,03
Novembre	2,14	0,03	2,11	33,25	33,25		31,11	31,11	
Décembre	2,78	0,01	2,77	36,02	36,02		33,22	33,22	
Janvier	2,32	0	2,32	38,33	38,33		35,99	35,99	
Février	2,08	0,04	2,04	40,37	40,37		38,3	38,3	
Mars	1,9	0,03	1,87	42,24	42,24		40,34	40,34	
Avril	1,73	0,54	1,18	43,43	43,4	0,03	42,22	42,22	
Mai	1,11	2,9	-1,78	41,62	41,62		43,4	43,4	
Juin	0,42	3,31	-2,89	38,73	38,73		41,62	41,62	
Juillet	0,35	4,14	-3,8	34,93	34,93		38,73	38,73	
Août	0,41	4,28	-3,87	31,06	31,06		34,93	34,93	
Septembre	0,86	2,29	-1,43	29,63	29,63		31,06	31,06	
Total	17,63	17,6	0,03			0,03	29,63		0,03

Du tableau (I.33) : on a

$$V_s = 13.80 \text{ Mm}^3$$

$$V_d = 13.77 \text{ Mm}^3$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$V_s > V_d$ D'ou : $V_u = V_d$ Alors :

$$V_u = 13.77 \text{ Mm}^3$$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m$$

$$V_{NNR} = 43.4 \text{ Mm}^3$$

Nous avons :

$$E = (V_u' - V_u) / V_u = (13,77 - 13,66) / 13,66 = 0,8\% < 2\%$$

Donc le volume utile saisonnier est de **13,77 Mm³**

I.5.7 Régularisation interannuelle [6]

Le volume utile dans le cas de la régularisation interannuelle est égal :

$$V_u (\text{inter}) = (\beta_s + \beta_{\text{plur}}) W_o = \beta_s W_o + \beta_{\text{plur}} W_o \dots\dots\dots (I.40)$$

Avec:

β_s : composante saisonnière

β_{plur} : composante interannuel

W_o : l'apport moyen interannuel

Tableau I.34 : Répartition mensuelle de l'apport moyen du site :

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Total
A (Mm³)	1,16	2,06	2,89	3,74	3,13	2,81	2,57	2,33	1,50	0,56	0,47	0,55	23,78
Apport (%)	4,90	8,66	12,15	15,76	13,16	11,82	10,81	9,80	6,32	2,37	1,97	2,32	100

On a trouvé le volume utile saisonnier en tenant compte des pertes, $V_u = \beta_s W_o = 13.77 \text{ Mm}^3$.

La composante interannuelle β_{plur} est déterminée en utilisant les monogrammes de Pléchkov-Svaizdé, cette composante β_{plur} est fonction de : $(P\%, \alpha C_v, C_s, r)$

α : Coefficient de régularisation.

$P_{\%}$: Probabilité de garantie

C_s : Coefficient d'asymétrie

C_v : Coefficient de variation de la série des débits annuels.

r : Coefficient de corrélation entre les écoulements des années voisines. Ce Coefficient est donné par le tableau de Radkovitch tableau si après :

Tableau I.35 : Tableau de Radkovitch $r = f(M_0)$:

module spécifique M_0 (l/s.km ²)	>20	20-10	10 – 04	04-01	<1
r	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5

On a: $M_0 = 0.598 \text{ l/s/Km}^2 < 1$ donc, $r=0,5$

Donc on est dans le cas où $C_s = 2 C_v$ et $r \neq 0,3$; on utilise les graphiques de Gougli qui donnent pour :

$$P=95\%$$

$$\alpha=0,9$$

$$C_v = 0,45$$

$$C_s=2C_v = 0.9$$

$$\beta_{plur} = 0.75$$

$$V_{plur} = \beta_{plur} W_0 = 0,75.23.78 = 17.84 \text{ Mm}^3$$

Donc : $V_{uint} = V_s + V_{plur} = 13.77 + 17.84 = 31.61 \text{ Mm}^3$

$$V_{uint} = 31.61 \text{ Mm}^3$$

Le volume au niveau normal de la retenue est: $V_{NNR} = V_m + V_{uint}$ implique que :

$$V_{NNR} = 29.63 + 31.61 = 61.24 \text{ Mm}^3$$

$$V_{NNR} = 61.24 \text{ Mm}^3$$

A partir de la courbe capacité – hauteur on tire le niveau normal du barrage :

$$NNR = 387.5 \text{ m.NGA}$$

Conclusion

A la fin de ce chapitre on a pu déterminer tous les paramètres hydrologiques nécessaires pour la conception de notre barrage. Mais, on voit clairement une divergence entre les résultats obtenus et ceux de l'étude de faisabilité faite par le bureau d'étude Suisses STUCKY-BG, cette divergence est due à plusieurs facteurs qui se rapportent à :

- ✓ l'avis du concepteur.
- ✓ La différence entre les méthodes et formules utilisées dans les deux études.
- ✓ l'étendu de la série pluviométrique.

Vu l'écart entre les deux résultats, les éléments constituant le barrage vont être redimensionnés en tenant compte des nouvelles valeurs qu'on a obtenu dans cette étude.

Chapitre II. Laminage de crue

Introduction

Le calcul du laminage des 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 temporaire du barrage et le débit progressive de déversement en fonction de l'apport entrant de la crue, cette relation peut être formulée comme suit :

$$Q.dt = q .dt + S.dh \dots\dots\dots (II.01)$$

- Ou: Q :le débit entrant de la crue.
- q : le débit déversé par l'évacuateur de crue.
- S : la surface du plan d'eau de la cuvette.

Le débit cumulé à l' instant ' t 'est:

$$Q - q = S.(dh / dt) \dots\dots\dots (II.02)$$

Ou: dh/dt : la vitesse de remplissage (ou de montée de la retenue).

Il existe plusieurs procédés de laminage, nous opterons pour les méthodes de Kotcherine, et celle de Hildenblate qui sont des méthodes grapho-analytiques. Les résultats sont les suivants :

II.1. La méthode de KOCHERINE [4]

La méthode se base sur les principes suivants:

- 1-l'Hydrogramme de crue est considérée comme un triangle ou un trapèze.
- 2-les débits transitant par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire.
- 3-le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau NNR;
- 4-les pertes par infiltration et évaporation sont concéderait comme nulles au moment de la crue.

Le débit d'évacuation est calculé d'après la formule suivante:

$$Q = mb\sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots (II.03)$$

m : coefficient de débit dépend de la forme de déversoir $m=0.49$.

b : largeur du déversoir (m).

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

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} \dots\dots\dots (II.04)$$

H_0 :charge globale.

V_0 : vitesse d'approche d'eau déterminée d'abord dans le lit d'après la formule:

$$V_0 = \frac{Q}{S}$$

Avec: $S = b.H$

Tous les résultats sont rassemblés dans le tableau II.01:

Tableau II.01 : Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE :

données		Largeur (m)	Hauteur (m)	Débit (m ³ /s)	Surface(²m)	Vitesse (m²/s)	Vd(³m)
G	9,81	200	0,5	153,46	100	1,53	260000
a	1	205	1	444,89	205	2,17	1660000
2*g	19,62	210	1,5	837,26	315	2,66	3060000
(2.g)^{0,5}	4,429	215	2	1319,73	430	3,07	4510000
Q_{1%}	3660	220	2,5	1887,27	550	3,43	5910000
W_{1%}	444690000	225	3	2537,27	675	3,76	7410000
m	0,49	230	3,5	3268,37	805	4,06	8760000
		235	4	4079,99	940	4,34	10110000
		240	4,5	4972,01	1080	4,6	11660000
		245	5	5944,6	1225	4,85	13110000
		250	5,5	6998,19	1375	5,09	14510000
		255	6	8133,34	1530	5,32	16060000
		260	6,5	9350,72	1690	5,53	17510000
		265	7	10651,1	1855	5,74	19000000
		270	7,5	12035,3	2025	5,94	20310000
		275	8	13504,2	2200	6,14	21760000

On fait le calcul en variant la largeur (**b**) de (200 à 275) m selon la formule: $Q = mb\sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}}$ les résultats sont donnés par les tableaux suivants:

Tableau II.02 : Détermination de H_0 et Q en fonction de b

h	v	h total	débit m ³ /s															
			200	205	210	215	220	225	230	235	240	245	250	255	260	265	270	275
0.5	1,53	0,6	212	217,3	222,6	227,9	233,2	238,4	243,7	249	254,3	259,6	264,9	270,2	275,5	280,8	286,1	291,4
1	2,17	1,2	599,5	614,5	629,5	644,5	659,5	674,4	689,4	704,4	719,4	734,4	749,4	764,4	779,4	794,3	809,3	824,3
1.5	2,66	1,9	1101	1128,9	1156	1184	1211,5	1239	1267	1294,1	1321,6	1349,2	1377	1404	1431,8	1459,3	1487	1514,4
2	3,07	2,5	1696	1738	1780	1823	1865,2	1908	1950	1992,4	2034,8	2077,2	2120	2162	2204,3	2246,7	2289	2331,5
2.5	3,43	3,1	2370	2429	2488	2548	2606,7	2666	2725	2784,4	2843,7	2902,9	2962	3021	3080,7	3139,9	3199	3258,4
3	3,76	3,7	3115	3193	3271	3349	3426,6	3505	3582	3660,2	3738,1	3816	3894	3972	4049,6	4127,5	4205	4283,3
3.5	4,06	4,3	3926	4023,6	4122	4220	4318	4416	4514	4612,4	4710,6	4808,7	4907	5005	5103,1	5201,2	5299	5397,5
4	4,34	5	4796	4915,9	5036	5156	5275,6	5396	5515	5635,3	5755,2	5875,1	5995	6115	6234,8	6354,7	6475	6594,5
4.5	4,6	5,6	5723	5865,9	6009	6152	6295,1	6438	6581	6724,3	6867,4	7010,4	7154	7297	7439,6	7582,7	7726	7868,8
5	4,85	6,2	6703	6870,2	7038	7205	7372,9	7540	7708	7875,6	8043,1	8210,7	8378	8546	8713,4	8881	9049	9216,1
5.5	5,09	6,8	7733	7926,1	8119	8313	8506	8699	8893	9086	9279,3	9472,6	9666	9859	10053	10246	10439	10633
6	5,32	7,4	8815	9035,1	9256	9476	9696,2	9917	10137	10357	10578	10798	11019	11239	11459	11680	11900	12120
6.5	5,53	8,1	9935	10183	10432	10680	10928	11177	11425	11673	11922	12170	12419	12667	12915	13164	13412	13660
7	5,74	8,7	11103	11381	11658	11936	12213	12491	12768	13046	13324	13601	13879	14156	14434	14711	14989	15267
7.5	5,94	9,3	12309	12617	12925	13233	13540	13848	14156	14464	14771	15079	15387	15695	16002	16310	16618	16926
8	6,14	9,9	13567	13907	14246	14585	14924	15263	15603	15942	16281	16620	16959	17298	17638	17977	18316	18655

Tableau II.03 : Débits déversants en fonction de h et b et le volume de crue :

h	Vch	q	débit m ³ /s															
			200	205	210	215	220	225	230	235	240	245	250	255	260	265	270	275
m	m ³	m																
0.5	260000	3109	212	217,25	222,6	227,9	233,15	238,5	243,8	249,05	254,35	259,65	264,9	270,2	275,54	280,84	286,1	291,44
1	1660000	3099	599,5	614,49	629,5	644,5	659,45	674,4	689,4	704,41	719,4	734,39	749,4	764,4	779,35	794,34	809,3	824,31
1.5	3060000	3090	1101	1128,9	1156	1184	1211,5	1239	1267	1294,1	1321,6	1349,2	1377	1404	1431,8	1459,3	1487	1514,4
2	4510000	3079	1696	1738	1780	1823	1865,2	1908	1950	1992,4	2034,8	2077,2	2120	2162	2204,3	2246,7	2289	2331,5
2.5	5910000	3070	2370	2429	2488	2547	2606,7	2666	2725	2784,4	2843,7	2902,9	2962	3021	3080,7	3139,9	3199	3258,4
3	7410000	3059	3115	3193	3271	3349	3426,6	3504	3582	3660,2	3738,1	3816	3894	3972	4049,6	4127,5	4205	4283,3
3.5	8760000	3050	3926	4023,6	4122	4220	4318	4416	4514	4612,4	4710,6	4808,7	4907	5005	5103,1	5201,3	5299	5397,5
4	10110000	3040	4796	4915,9	5036	5156	5275,6	5396	5515	5635,3	5755,2	5875,1	5995	6115	6234,8	6354,7	6475	6594,5
4.5	11660000	3029	5723	5865,9	6009	6152	6295,1	6438	6581	6724,3	6867,4	7010,4	7154	7297	7439,6	7582,7	7726	7868,8
5	13110000	3019	6703	6870,2	7038	7205	7372,9	7540	7708	7875,6	8043,1	8210,7	8378	8546	8713,4	8881	9049	9216,1
5.5	14510000	3009	7733	7926,1	8119	8313	8506	8699	8893	9086	9279,3	9472,6	9666	9859	10053	10246	10439	10633
6	16060000	2999	8815	9035,1	9256	9476	9696,2	9917	10137	10357	10578	10798	11018	11239	11459	11680	11900	12120
6.5	17510000	2989	9935	10183	10432	10680	10928	11177	11425	11673	11922	12170	12419	12667	12915	13164	13412	13660
7	19000000	2978	11103	11381	11658	11936	12213	12491	12768	13046	13323	13601	13879	14156	14434	14711	14989	15267
7.5	20310000	2969	12309	12617	12925	13233	13540	13848	14156	14464	14771	15079	15387	15695	16002	16310	16618	16926
8	21760000	2959	13567	13907	14246	14585	14924	15263	15602	15942	16281	16620	16959	17298	17638	17977	18316	18655

Tableau II.04 : récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.

Largeur(m)	Hauteur	Débit laminé (m ³ /s)
200	3	3115,1
210	2,9	3114,32
220	2,8	3098,64
230	2,7	3068,08
240	2,6	3022,58
250	2,5	2962,2
260	2,4	2905,39
270	2,3	2835,1

La détermination de la largeur du déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après le traçage du graphe $Q_{lam} = f(h)$ déterminée par la formule:

$$Q_{lam} = Q_{\%} \left(1 - \frac{V_{ch}}{V_{cr}}\right) \dots\dots\dots(II.05)$$

$Q_{\%}$: débit maximum de crue considérée en m³/s.

V_{ch} : volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur.

V_{cr} : volume de la crue correspondant au $Q_{\%}$ en m³.

$$V_{cr} = \frac{1}{2} q_{\%} T_b \dots\dots\dots(II.06)$$

T_b : temps global de la crue.

D'après le **tableau II.02**, on trace des courbes croissantes représentées dans la **Figure II.01**. la courbe $H=f(q, Q)$ nous permet de définir la largeur du déversoir optimal ainsi que le débit correspondant.

A travers le **tableau II.03**, on trace les courbes de variation des volumes déversés pour chaque largeur du déversoir puisque la courbe $V=f(q, Q)$ qui nous permet de faire le choix de la largeur du déversoir économique (Voir **Figure II.02**).

Pour choisir la largeur du déversoir la plus économique, on doit faire une étude d'optimisation ou ce qu'on appelle une étude technico-économique qui nécessite la détermination des volumes de travaux pour chaque largeur du déversoir, et du remblai et du béton.

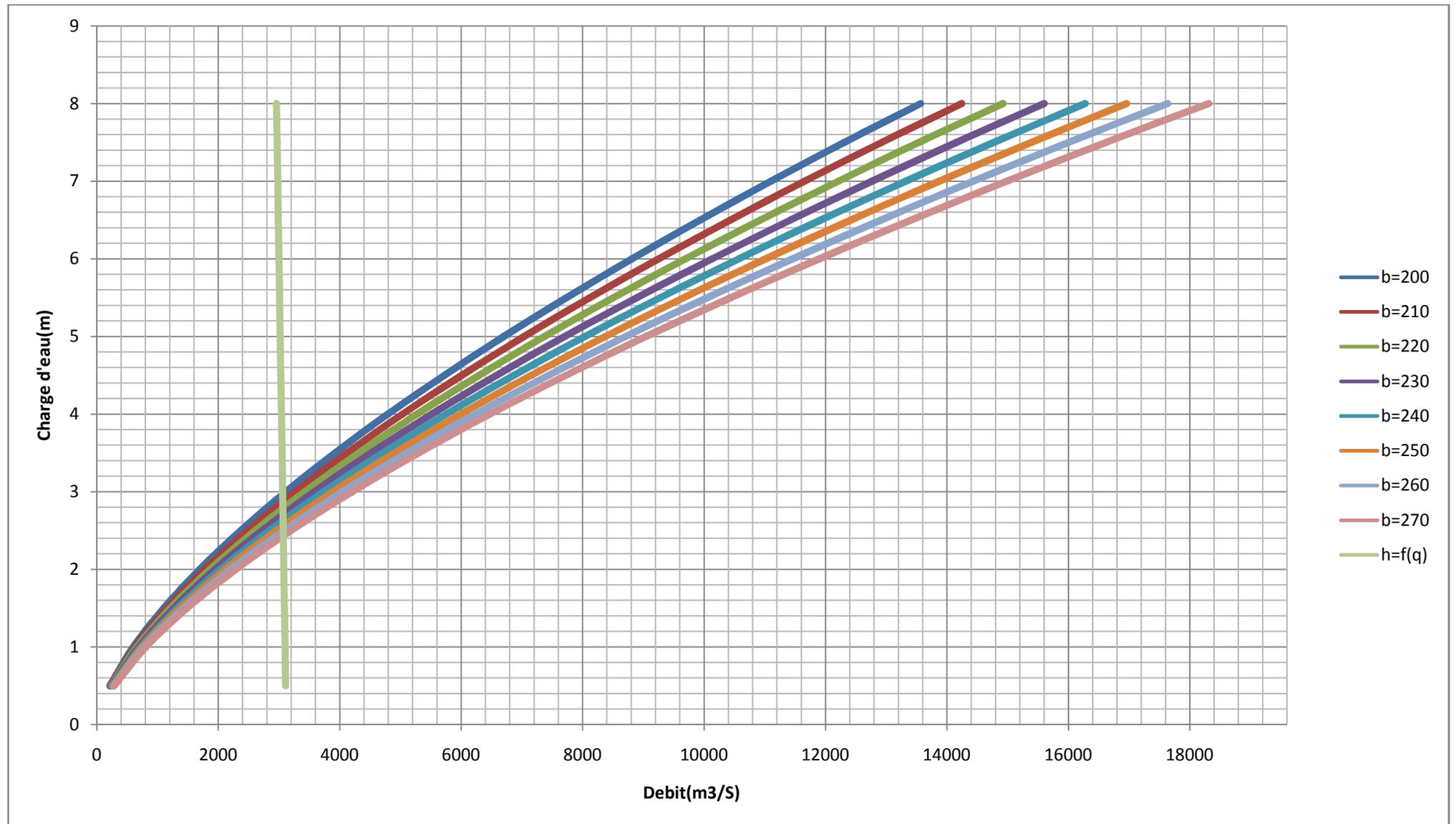


Figure II.01 : Courbes de $H = f(Q, q)$

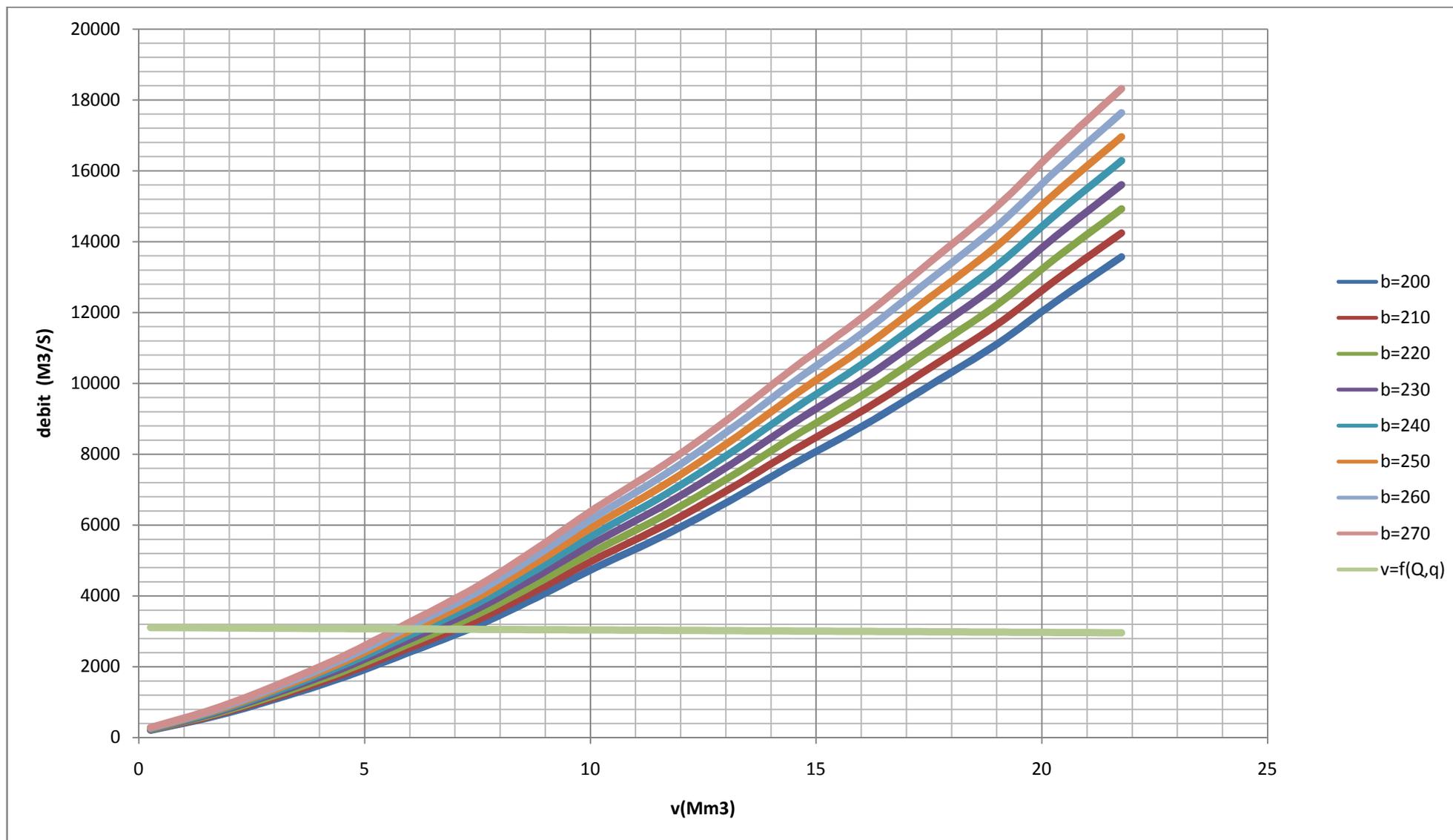


Figure II.02 : COURBES $V=f(Q,q)$

II.2.La méthode de step by step [4]

II.2.1. Données de base

- ✓ Niveau normal de la retenue (NNR).
- ✓ Hydrogramme de crue.
- ✓ Crue de projet.
- ✓ Courbe capacité--hauteur.

II.2.2. Principe de la méthode

Le temps de base est divisé en une série de pas de temps Δt à chaque instant t , on détermine les paramètres suivants :

- ✓ Débit de crue à partir de l'Hydrogramme de crue;
- ✓ Volume d'eau entrant pendant le temps Δt :

$$V_{ent} = \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2} \Delta t \dots\dots\dots (II.07).$$

- ✓ La cote du plan d'eau;
- ✓ La charge sur le déversoir c'est la différence des côtes du plan d'eau à l'instant t et le niveau normale de la retenue (NNR)

• **Le débit sortant**

$$Q_{sortie} = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2}$$

- Où :
- m : Coefficient de débit;
 - b : Largeur de déversoir;
 - h : Hauteur d'eau sur le déversoir.

• **Le volume sortant**

$$V_{sort} = Q_{sort} \cdot \Delta t$$

Ou : Δt : pas de temps.

• **Le volume dans la retenue**

$$(V_{Retenue})_i = (V_{Retenue})_{i-1} + (V_{ent})_i - (V_{sort})_i \dots\dots\dots (II.08)$$

Les différents débits laminés pour des largeurs différentes sont représentés dans le tableau suivant

Tableau II.05: résultats de calcul de la méthode step by step.

T(S)	Q -m ³ /s-	Q _{moy} -m ³ /s-	V _{entr} -Mm ³ -	V _{init} -Mm ³ -	V _{tot} -Mm ³ -	H -m-	Q _{dev} -m ³ /s-	V _{dev} - Mm ³ -	V _{rest} -Mm ³ -
b=200m									
0	0	10,07	0,04	61,24	61,28	0,01	0,43	0,00	61,27
1	20,14	50,355	0,18	61,28	61,46	0,03	2,26	0,01	61,41
2	80,57	130,925	0,47	61,46	61,93	0,045	4,14	0,01	61,70
3	181,28	251,775	0,91	61,93	62,84	0,071	8,21	0,03	62,12
4	322,27	412,91	1,49	62,84	64,32	0,078	9,46	0,03	62,69
5	503,55	614,33	2,21	64,32	66,53	0,086	10,95	0,04	63,41
6	725,11	856,035	3,08	66,53	69,62	0,093	12,31	0,04	64,28
7	986,96	1138,02	4,10	69,62	73,71	0,11	15,84	0,06	65,28
8	1289,08	1460,29	5,26	73,71	78,97	0,21	41,78	0,15	66,35
9	1631,5	1822,845	6,56	78,97	85,53	0,28	64,32	0,23	67,57
10	2014,19	2225,68	8,01	85,53	93,54	0,34	86,07	0,31	68,94
11	2437,17	2668,805	9,61	93,54	103,15	0,45	131,05	0,47	70,38
12	2900,44	3152,215	11,35	103,15	114,50	0,52	162,79	0,59	72,00
13	3403,99	3531,995	12,72	114,50	127,21	0,59	196,75	0,71	73,25
13,48	3660	3560,04	12,82	127,21	140,03	0,79	304,84	1,10	72,96
14	3460,08	3363,83	12,11	140,03	152,14	0,87	352,30	1,27	72,08
15	3267,58	3174,965	11,43	152,14	163,57	0,97	414,75	1,49	71,18
16	3082,35	2993,305	10,78	163,57	174,35	1,12	514,58	1,85	70,16
17	2904,26	2818,715	10,15	174,35	184,49	1,25	606,73	2,18	69,20
18	2733,17	2651,05	9,54	184,49	194,04	1,32	658,40	2,37	68,41
19	2568,93	2490,165	8,96	194,04	203,00	1,43	742,39	2,67	67,53
20	2411,4	2335,925	8,41	203,00	211,41	1,51	805,56	2,90	66,75
21	2260,45	2188,19	7,88	211,41	219,29	1,58	862,21	3,10	66,01
22	2115,93	2046,82	7,37	219,29	226,66	1,66	928,52	3,34	65,27
23	1977,71	1911,68	6,88	226,66	233,54	1,74	996,45	3,59	64,53
24	1845,65	1782,62	6,42	233,54	239,96	1,79	1039,70	3,74	63,91
25	1719,59	1659,505	5,97	239,96	245,93	1,81	1057,18	3,81	63,41
26	1599,42	1542,195	5,55	245,93	251,48	1,83	1074,75	3,87	62,92
27	1484,97	1430,545	5,15	251,48	256,63	1,85	1092,41	3,93	62,46
28	1376,12	1324,42	4,77	256,63	261,40	1,89	1128,03	4,06	61,95
29	1272,72	1223,68	4,41	261,40	265,81	1,95	1182,17	4,26	61,39
30	1174,64	1128,185	4,06	265,81	269,87	2,02	1246,40	4,49	60,81
31	1081,73	1037,79	3,74	269,87	273,60	2,15	1368,63	4,93	60,05
32	993,85	952,36	3,43	273,60	277,03	2,22	1436,02	5,17	59,50
33	910,87	871,755	3,14	277,03	280,17	2,29	1504,47	5,42	58,96
34	832,64	795,83	2,86	280,17	283,04	2,38	1594,03	5,74	58,37

35	759,02	724,445	2,61	283,04	285,64	2,42	1634,38	5,88	57,96
36	689,87	657,465	2,37	285,64	288,01	2,47	1685,29	6,07	57,54
37	625,06	594,75	2,14	288,01	290,15	2,55	1767,83	6,36	57,02
38	564,44	536,155	1,93	290,15	292,08	2,59	1809,59	6,51	56,66
39	507,87	481,54	1,73	292,08	293,82	2,65	1872,83	6,74	56,23
40	455,21	430,77	1,55	293,82	295,37	2,71	1936,80	6,97	55,82
41	406,33	383,7	1,38	295,37	296,75	2,75	1979,83	7,13	55,49
42	361,07	340,19	1,22	296,75	297,97	2,8	2034,07	7,32	55,14
43	319,31	300,105	1,08	297,97	299,05	2,84	2077,82	7,48	54,84
44	280,9	263,3	0,95	299,05	300,00	2,85	2088,80	7,52	54,67
45	245,7	229,635	0,83	300,00	300,83	2,89	2132,93	7,68	54,39
46	213,57	198,97	0,72	300,83	301,54	2,95	2199,70	7,92	54,04
47	184,37	171,165	0,62	301,54	302,16	3,15	2427,14	8,74	53,12
48	157,96	146,08	0,53	302,16	302,69	3,21	2496,82	8,99	52,78
49	134,2	123,575	0,44	302,69	303,13	3,28	2578,94	9,28	52,40
50	112,95	103,515	0,37	303,13	303,50	3,33	2638,13	9,50	52,12
51	94,08	85,755	0,31	303,50	303,81	3,39	2709,75	9,76	51,79
52	77,43	70,15	0,25	303,81	304,06	3,45	2782,01	10,02	51,48
53	62,87	56,565	0,20	304,06	304,27	3,59	2953,05	10,63	50,81
54	50,26	44,86	0,16	304,27	304,43	3,64	3014,96	10,85	50,55
56	39,46	34,9	0,13	304,43	304,55	3,68	3064,80	11,03	50,33
57	30,34	26,535	0,10	304,55	304,65	3,72	3114,90	11,21	50,12
58	22,73	19,625	0,07	304,65	304,72	3,79	3203,23	11,53	49,78
59	16,52	14,04	0,05	304,72	304,77	3,82	3241,34	11,67	49,62
60	11,56	9,635	0,03	304,77	304,81	3,87	3305,19	11,90	49,38
61	7,71	6,265	0,02	304,81	304,83	3,89	3330,84	11,99	49,27
62	4,82	3,795	0,01	304,83	304,84	3,91	3356,56	12,08	49,17
63	2,77	2,085	0,01	304,84	304,85	3,92	3369,45	12,13	49,12
64	1,4	0,99	0,00	304,85	304,85	3,92	3369,45	12,13	49,11
65	0,58	0,37	0,00	304,85	304,85	3,92	3369,45	12,13	49,11
66	0,16	0,09	0,00	304,85	304,86	3,92	3369,45	12,13	49,11
67	0,02	0,01	0,00	304,86	304,86	3,92	3369,45	12,13	49,11
68	0	0	0,00	304,86	304,86	3,92	3369,45	12,13	49,11

Tableau II.05 (suite) : résultats de calcul de la méthode step by step.

T(S)	Q -m ³ /s-	Q _{moy} -m ³ /s-	V _{entr} -Mm ³ -	V _{init} -Mm ³ -	V _{tot} -Mm ³ -	H -m-	Q _{dev} -m ³ /s-	V _{dev} -Mm ³ -	V _{rest} -Mm ³ -
b=210m									
0	0	10,07	0,04	61,24	61,28	0,01	0,46	0,00	61,27
1	20,14	50,355	0,18	61,28	61,46	0,02	1,29	0,00	61,42
2	80,57	130,925	0,47	61,46	61,93	0,04	3,65	0,01	61,70
3	181,28	251,775	0,91	61,93	62,84	0,11	16,63	0,06	62,09
4	322,27	412,91	1,49	62,84	64,32	0,21	43,87	0,16	62,57
5	503,55	614,33	2,21	64,32	66,53	0,23	50,28	0,18	63,27
6	725,11	856,035	3,08	66,53	69,62	0,25	56,98	0,21	64,12
7	986,96	1138,02	4,10	69,62	73,71	0,26	60,43	0,22	65,12
8	1289,08	1460,29	5,26	73,71	78,97	0,29	71,19	0,26	66,24
9	1631,5	1822,845	6,56	78,97	85,53	0,33	86,42	0,31	67,49
10	2014,19	2225,68	8,01	85,53	93,54	0,38	106,78	0,38	68,87
11	2437,17	2668,805	9,61	93,54	103,15	0,43	128,54	0,46	70,38
12	2900,44	3152,215	11,35	103,15	114,50	0,49	156,36	0,56	72,03
13	3403,99	3531,995	12,72	114,50	127,21	0,58	201,35	0,72	73,23
13,48	3660	3560,04	12,82	127,21	140,03	0,69	261,27	0,94	73,12
14	3460,08	3363,83	12,11	140,03	152,14	0,82	338,49	1,22	72,13
15	3267,58	3174,965	11,43	152,14	163,57	0,91	395,71	1,42	71,25
16	3082,35	2993,305	10,78	163,57	174,35	0,98	442,24	1,59	70,42
17	2904,26	2818,715	10,15	174,35	184,49	1,09	518,75	1,87	69,52
18	2733,17	2651,05	9,54	184,49	194,04	1,19	591,75	2,13	68,65
19	2568,93	2490,165	8,96	194,04	203,00	1,24	629,44	2,27	67,94
20	2411,4	2335,925	8,41	203,00	211,41	1,28	660,14	2,38	67,27
21	2260,45	2188,19	7,88	211,41	219,29	1,305	679,57	2,45	66,67
22	2115,93	2046,82	7,37	219,29	226,66	1,32	691,32	2,49	66,12
23	1977,71	1911,68	6,88	226,66	233,54	1,35	715,02	2,57	65,55
24	1845,65	1782,62	6,42	233,54	239,96	1,37	730,97	2,63	65,03
25	1719,59	1659,505	5,97	239,96	245,93	1,39	747,04	2,69	64,52
26	1599,42	1542,195	5,55	245,93	251,48	1,4	755,11	2,72	64,07
27	1484,97	1430,545	5,15	251,48	256,63	1,42	771,35	2,78	63,61
28	1376,12	1324,42	4,77	256,63	261,40	1,45	795,92	2,87	63,14
29	1272,72	1223,68	4,41	261,40	265,81	1,49	829,08	2,98	62,66
30	1174,64	1128,185	4,06	265,81	269,87	1,502	839,12	3,02	62,28
31	1081,73	1037,79	3,74	269,87	273,60	1,52	854,25	3,08	61,90
32	993,85	952,36	3,43	273,60	277,03	1,54	871,16	3,14	61,53
33	910,87	871,755	3,14	277,03	280,17	1,58	905,33	3,26	61,12
34	832,64	795,83	2,86	280,17	283,04	1,6	922,57	3,32	60,78

35	759,02	724,445	2,61	283,04	285,64	1,62	939,92	3,38	60,46
36	689,87	657,465	2,37	285,64	288,01	1,64	957,38	3,45	60,16
37	625,06	594,75	2,14	288,01	290,15	1,69	1001,50	3,61	59,78
38	564,44	536,155	1,93	290,15	292,08	1,72	1028,28	3,70	59,47
39	507,87	481,54	1,73	292,08	293,82	1,76	1064,36	3,83	59,14
40	455,21	430,77	1,55	293,82	295,37	1,88	1175,05	4,23	58,56
41	406,33	383,7	1,38	295,37	296,75	1,92	1212,75	4,37	58,26
42	361,07	340,19	1,22	296,75	297,97	2,05	1337,98	4,82	57,65
43	319,31	300,105	1,08	297,97	299,05	2,13	1417,06	5,10	57,22
44	280,9	263,3	0,95	299,05	300,00	2,15	1437,07	5,17	57,01
45	245,7	229,635	0,83	300,00	300,83	2,21	1497,64	5,39	56,68
46	213,57	198,97	0,72	300,83	301,54	2,28	1569,36	5,65	56,31
47	184,37	171,165	0,62	301,54	302,16	2,34	1631,71	5,87	55,98
48	157,96	146,08	0,53	302,16	302,69	2,38	1673,73	6,03	55,74
49	134,2	123,575	0,44	302,69	303,13	2,45	1748,11	6,29	55,39
50	112,95	103,515	0,37	303,13	303,50	2,52	1823,56	6,56	55,05
51	94,08	85,755	0,31	303,50	303,81	2,65	1966,47	7,08	54,47
52	77,43	70,15	0,25	303,81	304,06	2,79	2124,35	7,65	53,84
53	62,87	56,565	0,20	304,06	304,27	2,8	2135,78	7,69	53,75
54	50,26	44,86	0,16	304,27	304,43	2,81	2147,23	7,73	53,67
56	39,46	34,9	0,13	304,43	304,55	2,82	2158,70	7,77	53,59
57	30,34	26,535	0,10	304,55	304,65	2,83	2170,19	7,81	53,52
58	22,73	19,625	0,07	304,65	304,72	2,85	2193,24	7,90	53,41
59	16,52	14,04	0,05	304,72	304,77	2,86	2204,79	7,94	53,35
60	11,56	9,635	0,03	304,77	304,81	2,88	2227,96	8,02	53,25
61	7,71	6,265	0,02	304,81	304,83	2,89	2239,58	8,06	53,20
62	4,82	3,795	0,01	304,83	304,84	2,91	2262,86	8,15	53,11
63	2,77	2,085	0,01	304,84	304,85	2,92	2274,54	8,19	53,06
64	1,4	0,99	0,00	304,85	304,85	2,92	2274,54	8,19	53,06
65	0,58	0,37	0,00	304,85	304,85	2,92	2274,54	8,19	53,05
66	0,16	0,09	0,00	304,85	304,86	2,92	2274,54	8,19	53,05
67	0,02	0,01	0,00	304,86	304,86	2,92	2274,54	8,19	53,05
68	0	0	0,00	304,86	304,86	2,92	2274,54	8,19	53,05

Tableau II.05 (suite) : résultats de calcul de la méthode step by step.

T(S)	Q -m ³ /s-	Q _{moy} -m ³ /s-	V _{entr} -Mm ³ -	V _{init} -Mm ³ -	V _{tot} -Mm ³ -	H -m-	Q _{dev} -m ³ /s-	V _{dev} -Mm ³ -	V _{rest} - Mm ³ -
b=220m									
0	0	10,07	0,04	61,24	61,28	0,01	0,48	0,00	61,27
1	20,14	50,355	0,18	61,28	61,46	0,02	1,35	0,00	61,42
2	80,57	130,925	0,47	61,46	61,93	0,04	3,82	0,01	61,70
3	181,28	251,775	0,91	61,93	62,84	0,11	17,42	0,06	62,08
4	322,27	412,91	1,49	62,84	64,32	0,19	39,55	0,14	62,58
5	503,55	614,33	2,21	64,32	66,53	0,22	49,28	0,18	63,27
6	725,11	856,035	3,08	66,53	69,62	0,24	56,15	0,20	64,12
7	986,96	1138,02	4,10	69,62	73,71	0,25	59,69	0,21	65,12
8	1289,08	1460,29	5,26	73,71	78,97	0,27	67,00	0,24	66,26
9	1631,5	1822,84	6,56	78,97	85,53	0,32	86,45	0,31	67,49
10	2014,19	2225,68	8,01	85,53	93,54	0,36	103,15	0,37	68,88
11	2437,17	2668,80	9,61	93,54	103,15	0,41	125,37	0,45	70,40
12	2900,44	3152,21	11,35	103,15	114,50	0,48	158,81	0,57	72,02
13	3403,99	3531,99	12,72	114,50	127,21	0,54	189,50	0,68	73,27
13,48	3660	3560,04	12,82	127,21	140,03	0,65	250,26	0,90	73,16
14	3460,08	3363,83	12,11	140,03	152,14	0,74	304,00	1,09	72,26
15	3267,58	3174,96	11,43	152,14	163,57	0,86	380,86	1,37	71,30
16	3082,35	2993,30	10,78	163,57	174,35	0,94	435,23	1,57	70,45
17	2904,26	2818,71	10,15	174,35	184,49	1,02	491,95	1,77	69,62
18	2733,17	2651,05	9,54	184,49	194,04	1,11	558,48	2,01	68,77
19	2568,93	2490,16	8,96	194,04	203,00	1,19	619,93	2,23	67,97
20	2411,4	2335,92	8,41	203,00	211,41	1,23	651,45	2,35	67,30
21	2260,45	2188,19	7,88	211,41	219,29	1,29	699,69	2,52	66,60
22	2115,93	2046,82	7,37	219,29	226,66	1,32	724,24	2,61	66,00
23	1977,71	1911,68	6,88	226,66	233,54	1,35	749,07	2,70	65,43
24	1845,65	1782,62	6,42	233,54	239,96	1,37	765,78	2,76	64,90
25	1719,59	1659,50	5,97	239,96	245,93	1,39	782,61	2,82	64,40
26	1599,42	1542,19	5,55	245,93	251,48	1,4	791,07	2,85	63,94
27	1484,97	1430,54	5,15	251,48	256,63	1,42	808,08	2,91	63,48
28	1376,12	1324,42	4,77	256,63	261,40	1,45	833,82	3,00	63,01
29	1272,72	1223,68	4,41	261,40	265,81	1,49	868,56	3,13	62,52
30	1174,64	1128,18	4,06	265,81	269,87	1,5	877,32	3,16	62,14
31	1081,73	1037,79	3,74	269,87	273,60	1,52	894,93	3,22	61,75
32	993,85	952,36	3,43	273,60	277,03	1,54	912,65	3,29	61,38
33	910,87	871,755	3,14	277,03	280,17	1,58	948,44	3,41	60,96
34	832,64	795,83	2,86	280,17	283,04	1,6	966,50	3,48	60,63

35	759,02	724,445	2,61	283,04	285,64	1,62	984,68	3,54	60,30
36	689,87	657,465	2,37	285,64	288,01	1,63	993,81	3,58	60,03
37	625,06	594,75	2,14	288,01	290,15	1,64	1002,97	3,61	59,77
38	564,44	536,155	1,93	290,15	292,08	1,65	1012,16	3,64	59,53
39	507,87	481,54	1,73	292,08	293,82	1,67	1030,62	3,71	59,26
40	455,21	430,77	1,55	293,82	295,37	1,69	1049,19	3,78	59,01
41	406,33	383,7	1,38	295,37	296,75	1,7	1058,51	3,81	58,81
42	361,07	340,19	1,22	296,75	297,97	1,73	1086,65	3,91	58,55
43	319,31	300,105	1,08	297,97	299,05	1,82	1172,55	4,22	58,10
44	280,9	263,3	0,95	299,05	300,00	1,91	1260,59	4,54	57,65
45	245,7	229,635	0,83	300,00	300,83	1,98	1330,52	4,79	57,28
46	213,57	198,97	0,72	300,83	301,54	2,04	1391,45	5,01	56,95
47	184,37	171,165	0,62	301,54	302,16	2,09	1442,92	5,19	56,66
48	157,96	146,08	0,53	302,16	302,69	2,1	1453,29	5,23	56,53
49	134,2	123,575	0,44	302,69	303,13	2,13	1484,54	5,34	56,34
50	112,95	103,515	0,37	303,13	303,50	2,21	1568,96	5,65	55,96
51	94,08	85,755	0,31	303,50	303,81	2,27	1633,28	5,88	55,67
52	77,43	70,15	0,25	303,81	304,06	2,32	1687,54	6,08	55,42
53	62,87	56,565	0,20	304,06	304,27	2,4	1775,58	6,39	55,05
54	50,26	44,86	0,16	304,27	304,43	2,46	1842,57	6,63	54,77
56	39,46	34,9	0,13	304,43	304,55	2,47	1853,82	6,67	54,69
57	30,34	26,535	0,10	304,55	304,65	2,48	1865,09	6,71	54,62
58	22,73	19,625	0,07	304,65	304,72	2,49	1876,38	6,75	54,56
59	16,52	14,04	0,05	304,72	304,77	2,51	1899,04	6,84	54,45
60	11,56	9,635	0,03	304,77	304,81	2,52	1910,40	6,88	54,40
61	7,71	6,265	0,02	304,81	304,83	2,53	1921,78	6,92	54,34
62	4,82	3,795	0,01	304,83	304,84	2,54	1933,18	6,96	54,29
63	2,77	2,085	0,01	304,84	304,85	2,55	1944,61	7,00	54,25
64	1,4	0,99	0,00	304,85	304,85	2,56	1956,06	7,04	54,20
65	0,58	0,37	0,00	304,85	304,85	2,56	1956,06	7,04	54,20
66	0,16	0,09	0,00	304,85	304,86	2,56	1956,06	7,04	54,20
67	0,02	0,01	0,00	304,86	304,86	2,56	1956,06	7,04	54,20
68	0	0	0,00	304,86	304,86	2,56	1956,06	7,04	54,20

Tableau II.05 (suite) : résultats de calcul de la méthode step by step.

T(S)	Q -m ³ /s-	Q _{moy} -m ³ /s-	V _{entr} -Mm ³ -	V _{init} -Mm ³ -	V _{tot} -Mm ³ -	H -m-	Q _{dev} -m ³ /s-	V _{dev} - Mm ³ -	V _{rest} -Mm ³ -
b=230m									
0	0	10,07	0,04	61,24	61,28	0,01	0,50	0,00	61,27
1	20,14	50,355	0,18	61,28	61,46	0,02	1,41	0,01	61,42
2	80,57	130,925	0,47	61,46	61,93	0,03	2,59	0,01	61,70
3	181,28	251,775	0,91	61,93	62,84	0,09	13,48	0,05	62,10
4	322,27	412,91	1,49	62,84	64,32	0,15	29,00	0,10	62,62
5	503,55	614,33	2,21	64,32	66,53	0,21	48,05	0,17	63,28
6	725,11	856,035	3,08	66,53	69,62	0,24	58,70	0,21	64,11
7	986,96	1138,02	4,10	69,62	73,71	0,26	66,19	0,24	65,10
8	1289,08	1460,29	5,26	73,71	78,97	0,27	70,04	0,25	66,24
9	1631,5	1822,845	6,56	78,97	85,53	0,32	90,38	0,33	67,48
10	2014,19	2225,68	8,01	85,53	93,54	0,36	107,84	0,39	68,86
11	2437,17	2668,805	9,61	93,54	103,15	0,41	131,07	0,47	70,38
12	2900,44	3152,215	11,35	103,15	114,50	0,48	166,03	0,60	71,99
13	3403,99	3531,995	12,72	114,50	127,21	0,55	203,64	0,73	73,22
13,48	3660	3560,04	12,82	127,21	140,03	0,66	267,70	0,96	73,09
14	3460,08	3363,83	12,11	140,03	152,14	0,73	311,40	1,12	72,23
15	3267,58	3174,965	11,43	152,14	163,57	0,84	384,37	1,38	71,29
16	3082,35	2993,305	10,78	163,57	174,35	0,95	462,29	1,66	70,35
17	2904,26	2818,715	10,15	174,35	184,49	1,02	514,31	1,85	69,54
18	2733,17	2651,05	9,54	184,49	194,04	1,11	583,86	2,10	68,68
19	2568,93	2490,165	8,96	194,04	203,00	1,19	648,11	2,33	67,87
20	2411,4	2335,925	8,41	203,00	211,41	1,23	681,06	2,45	67,20
21	2260,45	2188,19	7,88	211,41	219,29	1,25	697,74	2,51	66,61
22	2115,93	2046,82	7,37	219,29	226,66	1,29	731,50	2,63	65,98
23	1977,71	1911,68	6,88	226,66	233,54	1,31	748,57	2,69	65,43
24	1845,65	1782,62	6,42	233,54	239,96	1,33	765,78	2,76	64,90
25	1719,59	1659,505	5,97	239,96	245,93	1,35	783,12	2,82	64,39
26	1599,42	1542,195	5,55	245,93	251,48	1,37	800,59	2,88	63,91
27	1484,97	1430,545	5,15	251,48	256,63	1,385	813,77	2,93	63,46
28	1376,12	1324,42	4,77	256,63	261,40	1,39	818,18	2,95	63,06
29	1272,72	1223,68	4,41	261,40	265,81	1,41	835,90	3,01	62,64
30	1174,64	1128,185	4,06	265,81	269,87	1,43	853,75	3,07	62,23
31	1081,73	1037,79	3,74	269,87	273,60	1,44	862,72	3,11	61,87
32	993,85	952,36	3,43	273,60	277,03	1,45	871,73	3,14	61,53
33	910,87	871,755	3,14	277,03	280,17	1,46	880,76	3,17	61,21
34	832,64	795,83	2,86	280,17	283,04	1,475	894,37	3,22	60,89

35	759,02	724,445	2,61	283,04	285,64	1,48	898,92	3,24	60,61
36	689,87	657,465	2,37	285,64	288,01	1,49	908,04	3,27	60,34
37	625,06	594,75	2,14	288,01	290,15	1,505	921,79	3,32	60,06
38	564,44	536,155	1,93	290,15	292,08	1,51	926,39	3,33	59,84
39	507,87	481,54	1,73	292,08	293,82	1,53	944,85	3,40	59,57
40	455,21	430,77	1,55	293,82	295,37	1,54	954,13	3,43	59,36
41	406,33	383,7	1,38	295,37	296,75	1,57	982,15	3,54	59,09
42	361,07	340,19	1,22	296,75	297,97	1,58	991,55	3,57	58,90
43	319,31	300,105	1,08	297,97	299,05	1,59	1000,98	3,60	58,72
44	280,9	263,3	0,95	299,05	300,00	1,605	1015,17	3,65	58,53
45	245,7	229,635	0,83	300,00	300,83	2,6	2093,09	7,54	54,53
46	213,57	198,97	0,72	300,83	301,54	2,61	2105,18	7,58	54,38
47	184,37	171,165	0,62	301,54	302,16	2,265	1701,88	6,13	55,73
48	157,96	146,08	0,53	302,16	302,69	2,26	1696,25	6,11	55,66
49	134,2	123,575	0,44	302,69	303,13	2,27	1707,52	6,15	55,54
50	112,95	103,515	0,37	303,13	303,50	2,27	1707,52	6,15	55,47
51	94,08	85,755	0,31	303,50	303,81	2,28	1718,82	6,19	55,36
52	77,43	70,15	0,25	303,81	304,06	2,29	1730,14	6,23	55,26
53	62,87	56,565	0,20	304,06	304,27	2,3	1741,48	6,27	55,17
54	50,26	44,86	0,16	304,27	304,43	2,31	1752,85	6,31	55,09
56	39,46	34,9	0,13	304,43	304,55	2,32	1764,25	6,35	55,01
57	30,34	26,535	0,10	304,55	304,65	2,32	1764,25	6,35	54,98
58	22,73	19,625	0,07	304,65	304,72	2,34	1787,11	6,43	54,88
59	16,52	14,04	0,05	304,72	304,77	2,35	1798,58	6,47	54,82
60	11,56	9,635	0,03	304,77	304,81	2,39	1844,69	6,64	54,63
61	7,71	6,265	0,02	304,81	304,83	2,4	1856,28	6,68	54,58
62	4,82	3,795	0,01	304,83	304,84	2,41	1867,90	6,72	54,53
63	2,77	2,085	0,01	304,84	304,85	2,42	1879,54	6,77	54,48
64	1,4	0,99	0,00	304,85	304,85	2,43	1891,20	6,81	54,44
65	0,58	0,37	0,00	304,85	304,85	2,43	1891,20	6,81	54,43
66	0,16	0,09	0,00	304,85	304,86	2,43	1891,20	6,81	54,43
67	0,02	0,01	0,00	304,86	304,86	2,43	1891,20	6,81	54,43
68	0	0	0,00	304,86	304,86	2,43	1891,20	6,81	54,43

Tableau II.05 (suite) : résultats de calcul de la méthode Step by step

T(S)	Q -m ³ /s-	Q _{moy} -m ³ /s-	V _{entr} -Mm ³ -	V _{init} -Mm ³ -	V _{tot} -Mm ³ -	H -m-	Q _{dev} -m ³ /s-	V _{dev} -Mm ³ -	V _{rest} -Mm ³ -
b=240m									
0	0	10,07	0,04	61,24	61,28	0,01	0,52	0,00	61,27
1	20,14	50,355	0,18	61,28	61,46	0,02	1,47	0,01	61,42
2	80,57	130,925	0,47	61,46	61,93	0,04	4,17	0,02	61,70
3	181,28	251,775	0,91	61,93	62,84	1,09	592,86	2,13	60,01
4	322,27	412,91	1,49	62,84	64,32	1,17	659,31	2,37	60,35
5	503,55	614,33	2,21	64,32	66,53	0,22	53,76	0,19	63,26
6	725,11	856,035	3,08	66,53	69,62	0,24	61,25	0,22	64,10
7	986,96	1138,02	4,10	69,62	73,71	0,25	65,12	0,23	65,10
8	1289,08	1460,29	5,26	73,71	78,97	0,27	73,09	0,26	66,23
9	1631,5	1822,845	6,56	78,97	85,53	0,32	94,31	0,34	67,46
10	2014,19	2225,68	8,01	85,53	93,54	0,36	112,53	0,41	68,85
11	2437,17	2668,805	9,61	93,54	103,15	0,41	136,77	0,49	70,36
12	2900,44	3152,215	11,35	103,15	114,50	0,48	173,25	0,62	71,96
13	3403,99	3531,995	12,72	114,50	127,21	0,54	206,73	0,74	73,21
13,48	3660	3560,04	12,82	127,21	140,03	0,65	273,01	0,98	73,07
14	3460,08	3363,83	12,11	140,03	152,14	0,74	331,63	1,19	72,16
15	3267,58	3174,965	11,43	152,14	163,57	0,86	415,49	1,50	71,17
16	3082,35	2993,305	10,78	163,57	174,35	0,94	474,79	1,71	70,31
17	2904,26	2818,715	10,15	174,35	184,49	1,02	536,67	1,93	69,46
18	2733,17	2651,05	9,54	184,49	194,04	1,11	609,25	2,19	68,59
19	2568,93	2490,165	8,96	194,04	203,00	1,19	676,29	2,43	67,77
20	2411,4	2335,925	8,41	203,00	211,41	1,23	710,67	2,56	67,09
21	2260,45	2188,19	7,88	211,41	219,29	1,29	763,30	2,75	66,37
22	2115,93	2046,82	7,37	219,29	226,66	1,32	790,08	2,84	65,76
23	1977,71	1911,68	6,88	226,66	233,54	1,35	817,17	2,94	65,18
24	1845,65	1782,62	6,42	233,54	239,96	1,37	835,40	3,01	64,65
25	1719,59	1659,505	5,97	239,96	245,93	1,39	853,75	3,07	64,14
26	1599,42	1542,195	5,55	245,93	251,48	1,4	862,98	3,11	63,69
27	1484,97	1430,545	5,15	251,48	256,63	1,42	881,54	3,17	63,22
28	1376,12	1324,42	4,77	256,63	261,40	1,45	909,63	3,27	62,73
29	1272,72	1223,68	4,41	261,40	265,81	1,49	947,52	3,41	62,23
30	1174,64	1128,185	4,06	265,81	269,87	1,5	957,08	3,45	61,86
31	1081,73	1037,79	3,74	269,87	273,60	1,52	976,28	3,51	61,46
32	993,85	952,36	3,43	273,60	277,03	1,54	995,62	3,58	61,08
33	910,87	871,755	3,14	277,03	280,17	1,58	1034,66	3,72	60,65
34	832,64	795,83	2,86	280,17	283,04	1,6	1054,37	3,80	60,31

Chapitre II. Laminage des crues

35	759,02	724,445	2,61	283,04	285,64	1,62	1074,20	3,87	59,98
36	689,87	657,465	2,37	285,64	288,01	1,63	1084,16	3,90	59,70
37	625,06	594,75	2,14	288,01	290,15	1,64	1094,15	3,94	59,44
38	564,44	536,155	1,93	290,15	292,08	1,65	1104,17	3,98	59,20
39	507,87	481,54	1,73	292,08	293,82	1,67	1124,31	4,05	58,93
40	455,21	430,77	1,55	293,82	295,37	1,69	1144,57	4,12	58,67
41	406,33	383,7	1,38	295,37	296,75	1,7	1154,74	4,16	58,46
42	361,07	340,19	1,22	296,75	297,97	1,73	1185,44	4,27	58,20
43	319,31	300,105	1,08	297,97	299,05	1,82	1279,14	4,60	57,72
44	280,9	263,3	0,95	299,05	300,00	1,91	1375,18	4,95	57,24
45	245,7	229,635	0,83	300,00	300,83	1,98	1451,47	5,23	56,84
46	213,57	198,97	0,72	300,83	301,54	2,04	1517,95	5,46	56,49
47	184,37	171,165	0,62	301,54	302,16	2,09	1574,09	5,67	56,19
48	157,96	146,08	0,53	302,16	302,69	2,1	1585,40	5,71	56,06
49	134,2	123,575	0,44	302,69	303,13	2,13	1619,50	5,83	55,85
50	112,95	103,515	0,37	303,13	303,50	2,21	1711,59	6,16	55,45
51	94,08	85,755	0,31	303,50	303,81	2,19	1688,41	6,08	55,47
52	77,43	70,15	0,25	303,81	304,06	2,2	1699,98	6,12	55,37
53	62,87	56,565	0,20	304,06	304,27	2,23	1734,88	6,25	55,20
54	50,26	44,86	0,16	304,27	304,43	2,25	1758,27	6,33	55,07
56	39,46	34,9	0,13	304,43	304,55	2,28	1793,55	6,46	54,91
57	30,34	26,535	0,10	304,55	304,65	2,3	1817,20	6,54	54,79
58	22,73	19,625	0,07	304,65	304,72	2,325	1846,91	6,65	54,66
59	16,52	14,04	0,05	304,72	304,77	2,32	1840,95	6,63	54,66
60	11,56	9,635	0,03	304,77	304,81	2,335	1858,84	6,69	54,58
61	7,71	6,265	0,02	304,81	304,83	2,33	1852,87	6,67	54,59
62	4,82	3,795	0,01	304,83	304,84	2,34	1864,81	6,71	54,54
63	2,77	2,085	0,01	304,84	304,85	2,34	1864,81	6,71	54,53
64	1,4	0,99	0,00	304,85	304,85	2,35	1876,78	6,76	54,49
65	0,58	0,37	0,00	304,85	304,85	2,35	1876,78	6,76	54,48
66	0,16	0,09	0,00	304,85	304,86	2,35	1876,78	6,76	54,48
67	0,02	0,01	0,00	304,86	304,86	2,35	1876,78	6,76	54,48
68	0	0	0,00	304,86	304,86	2,35	1876,78	6,76	54,48

Tableau II.05 (suite) : résultats de calcul de la méthode Step by step

T(S)	Q -m ³ /s-	Q _{moy} -m ³ /s-	V _{entr} -Mm ³ -	V _{init} -Mm ³ -	V _{tot} -Mm ³ -	H -m-	Q _{dev} -m ³ /s-	V _{dev} -Mm ³ -	V _{rest} -Mm ³ -
b=250m									
0	0	10,07	0,04	61,24	61,28	0,01	0,54	0,00	61,27
1	20,14	50,355	0,18	61,28	61,46	0,02	1,53	0,01	61,42
2	80,57	130,925	0,47	61,46	61,93	0,03	2,82	0,01	61,70
3	181,28	251,775	0,91	61,93	62,84	0,08	12,28	0,04	62,10
4	322,27	412,91	1,49	62,84	64,32	0,15	31,53	0,11	62,61
5	503,55	614,33	2,21	64,32	66,53	0,2	48,54	0,17	63,28
6	725,11	856,035	3,08	66,53	69,62	0,23	59,86	0,22	64,11
7	986,96	1138,02	4,10	69,62	73,71	0,24	63,81	0,23	65,11
8	1289,08	1460,29	5,26	73,71	78,97	0,26	71,94	0,26	66,24
9	1631,5	1822,845	6,56	78,97	85,53	0,3	89,17	0,32	67,48
10	2014,19	2225,68	8,01	85,53	93,54	0,36	117,22	0,42	68,83
11	2437,17	2668,805	9,61	93,54	103,15	0,4	137,29	0,49	70,35
12	2900,44	3152,215	11,35	103,15	114,50	0,47	174,86	0,63	71,96
13	3403,99	3531,995	12,72	114,50	127,21	0,53	209,39	0,75	73,20
13,48	3660	3560,04	12,82	127,21	140,03	0,62	264,93	0,95	73,10
14	3460,08	3363,83	12,11	140,03	152,14	0,71	324,66	1,17	72,18
15	3267,58	3174,965	11,43	152,14	163,57	0,82	402,96	1,45	71,22
16	3082,35	2993,305	10,78	163,57	174,35	0,93	486,70	1,75	70,26
17	2904,26	2818,715	10,15	174,35	184,49	0,98	526,48	1,90	69,49
18	2733,17	2651,05	9,54	184,49	194,04	1,05	583,88	2,10	68,68
19	2568,93	2490,165	8,96	194,04	203,00	1,12	643,23	2,32	67,89
20	2411,4	2335,925	8,41	203,00	211,41	1,19	704,47	2,54	67,11
21	2260,45	2188,19	7,88	211,41	219,29	1,24	749,33	2,70	66,42
22	2115,93	2046,82	7,37	219,29	226,66	1,3	804,37	2,90	65,71
23	1977,71	1911,68	6,88	226,66	233,54	1,34	841,78	3,03	65,09
24	1845,65	1782,62	6,42	233,54	239,96	1,36	860,69	3,10	64,56
25	1719,59	1659,505	5,97	239,96	245,93	1,38	879,75	3,17	64,05
26	1599,42	1542,195	5,55	245,93	251,48	1,4	898,94	3,24	63,56
27	1484,97	1430,545	5,15	251,48	256,63	1,42	918,27	3,31	63,08
28	1376,12	1324,42	4,77	256,63	261,40	1,45	947,53	3,41	62,60
29	1272,72	1223,68	4,41	261,40	265,81	1,49	987,00	3,55	62,09
30	1174,64	1128,185	4,06	265,81	269,87	1,5	996,96	3,59	61,71
31	1081,73	1037,79	3,74	269,87	273,60	1,52	1016,96	3,66	61,31
32	993,85	952,36	3,43	273,60	277,03	1,54	1037,10	3,73	60,93
33	910,87	871,755	3,14	277,03	280,17	1,58	1077,77	3,88	60,50
34	832,64	795,83	2,86	280,17	283,04	1,6	1098,30	3,95	60,15
35	759,02	724,445	2,61	283,04	285,64	1,62	1118,95	4,03	59,82

Chapitre II. Laminage des crues

36	689,87	657,465	2,37	285,64	288,01	1,63	1129,33	4,07	59,54
37	625,06	594,75	2,14	288,01	290,15	1,64	1139,74	4,10	59,28
38	564,44	536,155	1,93	290,15	292,08	1,65	1150,18	4,14	59,03
39	507,87	481,54	1,73	292,08	293,82	1,67	1171,16	4,22	58,76
40	455,21	430,77	1,55	293,82	295,37	1,69	1192,26	4,29	58,50
41	406,33	383,7	1,38	295,37	296,75	1,7	1202,85	4,33	58,29
42	361,07	340,19	1,22	296,75	297,97	1,73	1234,84	4,45	58,02
43	319,31	300,105	1,08	297,97	299,05	1,82	1332,44	4,80	57,52
44	280,9	263,3	0,95	299,05	300,00	1,91	1432,48	5,16	57,03
45	245,7	229,635	0,83	300,00	300,83	1,98	1511,95	5,44	56,62
46	213,57	198,97	0,72	300,83	301,54	1,99	1523,42	5,48	56,47
47	184,37	171,165	0,62	301,54	302,16	2	1534,92	5,53	56,33
48	157,96	146,08	0,53	302,16	302,69	2,01	1546,44	5,57	56,20
49	134,2	123,575	0,44	302,69	303,13	2,02	1558,00	5,61	56,08
50	112,95	103,515	0,37	303,13	303,50	2,05	1592,83	5,73	55,88
51	94,08	85,755	0,31	303,50	303,81	2,06	1604,50	5,78	55,77
52	77,43	70,15	0,25	303,81	304,06	2,07	1616,20	5,82	55,67
53	62,87	56,565	0,20	304,06	304,27	2,08	1627,93	5,86	55,58
54	50,26	44,86	0,16	304,27	304,43	2,09	1639,68	5,90	55,50
56	39,46	34,9	0,13	304,43	304,55	2,11	1663,27	5,99	55,38
57	30,34	26,535	0,10	304,55	304,65	2,12	1675,11	6,03	55,31
58	22,73	19,625	0,07	304,65	304,72	2,14	1698,87	6,12	55,19
59	16,52	14,04	0,05	304,72	304,77	2,15	1710,79	6,16	55,13
60	11,56	9,635	0,03	304,77	304,81	2,17	1734,72	6,24	55,03
61	7,71	6,265	0,02	304,81	304,83	2,18	1746,73	6,29	54,97
62	4,82	3,795	0,01	304,83	304,84	2,19	1758,76	6,33	54,92
63	2,77	2,085	0,01	304,84	304,85	2,2	1770,82	6,37	54,87
64	1,4	0,99	0,00	304,85	304,85	2,21	1782,91	6,42	54,83
65	0,58	0,37	0,00	304,85	304,85	2,21	1782,91	6,42	54,82
66	0,16	0,09	0,00	304,85	304,86	2,21	1782,91	6,42	54,82
67	0,02	0,01	0,00	304,86	304,86	2,21	1782,91	6,42	54,82
68	0	0	0,00	304,86	304,86	2,21	1782,91	6,42	54,82

Tableau II.05 (suite) : résultats de calcul de la méthode Step by step

T(S)	Q -m ³ /s-	Q _{moy} -m ³ /s-	V _{entr} -Mm ³ -	V _{init} -Mm ³ -	V _{tot} -Mm ³ -	H -m-	Q _{dev} -m ³ /s-	V _{dev} -Mm ³ -	V _{rest} -Mm ³ -
b=260m									
0	0	10,07	0,04	61,24	61,28	0,01	0,56	0,00	61,27
1	20,14	50,355	0,18	61,28	61,46	0,02	1,60	0,01	61,42
2	80,57	130,925	0,47	61,46	61,93	0,03	2,93	0,01	61,70
3	181,28	251,775	0,91	61,93	62,84	0,08	12,77	0,05	62,10
4	322,27	412,91	1,49	62,84	64,32	0,14	29,56	0,11	62,62
5	503,55	614,33	2,21	64,32	66,53	0,19	46,74	0,17	63,28
6	725,11	856,035	3,08	66,53	69,62	0,22	58,24	0,21	64,11
7	986,96	1138,02	4,10	69,62	73,71	0,23	62,25	0,22	65,11
8	1289,08	1460,29	5,26	73,71	78,97	0,25	70,55	0,25	66,24
9	1631,5	1822,845	6,56	78,97	85,53	0,29	88,14	0,32	67,48
10	2014,19	2225,68	8,01	85,53	93,54	0,35	116,86	0,42	68,83
11	2437,17	2668,805	9,61	93,54	103,15	0,38	132,21	0,48	70,37
12	2900,44	3152,215	11,35	103,15	114,50	0,45	170,37	0,61	71,97
13	3403,99	3531,995	12,72	114,50	127,21	0,5	199,54	0,72	73,24
13,48	3660	3560,04	12,82	127,21	140,03	0,6	262,30	0,94	73,11
14	3460,08	3363,83	12,11	140,03	152,14	0,67	309,52	1,11	72,24
15	3267,58	3174,965	11,43	152,14	163,57	0,76	373,93	1,35	71,32
16	3082,35	2993,305	10,78	163,57	174,35	0,87	457,99	1,65	70,37
17	2904,26	2818,715	10,15	174,35	184,49	0,93	506,17	1,82	69,57
18	2733,17	2651,05	9,54	184,49	194,04	0,98	547,54	1,97	68,81
19	2568,93	2490,165	8,96	194,04	203,00	1,02	581,40	2,09	68,11
20	2411,4	2335,925	8,41	203,00	211,41	1,07	624,67	2,25	67,40
21	2260,45	2188,19	7,88	211,41	219,29	0,16	36,12	0,13	68,99
22	2115,93	2046,82	7,37	219,29	226,66	1,23	769,89	2,77	65,84
23	1977,71	1911,68	6,88	226,66	233,54	1,24	779,30	2,81	65,32
24	1845,65	1782,62	6,42	233,54	239,96	1,25	788,75	2,84	64,82
25	1719,59	1659,505	5,97	239,96	245,93	1,27	807,75	2,91	64,31
26	1599,42	1542,195	5,55	245,93	251,48	1,34	875,45	3,15	63,64
27	1484,97	1430,545	5,15	251,48	256,63	1,36	895,12	3,22	63,17
28	1376,12	1324,42	4,77	256,63	261,40	1,39	924,90	3,33	62,68
29	1272,72	1223,68	4,41	261,40	265,81	1,41	944,93	3,40	62,24
30	1174,64	1128,185	4,06	265,81	269,87	1,43	965,11	3,47	61,83
31	1081,73	1037,79	3,74	269,87	273,60	1,45	985,43	3,55	61,43
32	993,85	952,36	3,43	273,60	277,03	1,46	995,64	3,58	61,08
33	910,87	871,755	3,14	277,03	280,17	1,49	1026,48	3,70	60,68
34	832,64	795,83	2,86	280,17	283,04	1,52	1057,64	3,81	60,30
35	759,02	724,445	2,61	283,04	285,64	1,53	1068,10	3,85	60,00

36	689,87	657,465	2,37	285,64	288,01	1,54	1078,58	3,88	59,72
37	625,06	594,75	2,14	288,01	290,15	1,55	1089,11	3,92	59,46
38	564,44	536,155	1,93	290,15	292,08	1,57	1110,25	4,00	59,17
39	507,87	481,54	1,73	292,08	293,82	1,59	1131,54	4,07	58,90
40	455,21	430,77	1,55	293,82	295,37	1,6	1142,23	4,11	58,68
41	406,33	383,7	1,38	295,37	296,75	1,62	1163,71	4,19	58,43
42	361,07	340,19	1,22	296,75	297,97	1,65	1196,19	4,31	58,16
43	319,31	300,105	1,08	297,97	299,05	1,67	1218,00	4,38	57,94
44	280,9	263,3	0,95	299,05	300,00	1,68	1228,96	4,42	57,76
45	245,7	229,635	0,83	300,00	300,83	1,7	1250,97	4,50	57,56
46	213,57	198,97	0,72	300,83	301,54	1,72	1273,11	4,58	57,37
47	184,37	171,165	0,62	301,54	302,16	1,74	1295,38	4,66	57,19
48	157,96	146,08	0,53	302,16	302,69	1,75	1306,56	4,70	57,06
49	134,2	123,575	0,44	302,69	303,13	1,76	1317,78	4,74	56,94
50	112,95	103,515	0,37	303,13	303,50	1,77	1329,02	4,78	56,83
51	94,08	85,755	0,31	303,50	303,81	1,79	1351,61	4,87	56,68
52	77,43	70,15	0,25	303,81	304,06	1,8	1362,96	4,91	56,59
53	62,87	56,565	0,20	304,06	304,27	1,81	1374,33	4,95	56,50
54	50,26	44,86	0,16	304,27	304,43	1,85	1420,14	5,11	56,29
56	39,46	34,9	0,13	304,43	304,55	1,87	1443,23	5,20	56,17
57	30,34	26,535	0,10	304,55	304,65	1,89	1466,45	5,28	56,06
58	22,73	19,625	0,07	304,65	304,72	1,94	1525,02	5,49	55,82
59	16,52	14,04	0,05	304,72	304,77	1,95	1536,83	5,53	55,76
60	11,56	9,635	0,03	304,77	304,81	1,97	1560,53	5,62	55,66
61	7,71	6,265	0,02	304,81	304,83	1,98	1572,43	5,66	55,60
62	4,82	3,795	0,01	304,83	304,84	2	1596,31	5,75	55,51
63	2,77	2,085	0,01	304,84	304,85	2,01	1608,30	5,79	55,46
64	1,4	0,99	0,00	304,85	304,85	2,03	1632,36	5,88	55,37
65	0,58	0,37	0,00	304,85	304,85	2,03	1632,36	5,88	55,36
66	0,16	0,09	0,00	304,85	304,86	2,03	1632,36	5,88	55,36
67	0,02	0,01	0,00	304,86	304,86	2,03	1632,36	5,88	55,36
68	0	0	0,00	304,86	304,86	2,03	1632,36	5,88	55,36

Tableau II.05 (suite) : résultats de calcul de la méthode Step by step

T(S)	Q -m ³ /s-	Q _{moy} -m ³ /s-	V _{entr} -Mm ³ -	V _{init} -Mm ³ -	V _{tot} -Mm ³ -	H -m-	Q _{dev} -m ³ /s-	V _{dev} -Mm ³ -	V _{rest} -Mm ³ -
b=270m									
0	0	10,07	0,04	61,24	61,28	0,01	0,59	0,00	61,27
1	20,14	50,355	0,18	61,28	61,46	0,02	1,66	0,01	61,42
2	80,57	130,925	0,47	61,46	61,93	0,03	3,05	0,01	61,70
3	181,28	251,775	0,91	61,93	62,84	0,08	13,26	0,05	62,10
4	322,27	412,91	1,49	62,84	64,32	0,14	30,70	0,11	62,62
5	503,55	614,33	2,21	64,32	66,53	0,19	48,54	0,17	63,28
6	725,11	856,035	3,08	66,53	69,62	0,22	60,48	0,22	64,10
7	986,96	1138,02	4,10	69,62	73,71	0,23	64,65	0,23	65,10
8	1289,08	1460,29	5,26	73,71	78,97	0,25	73,26	0,26	66,23
9	1631,5	1822,845	6,56	78,97	85,53	0,29	91,53	0,33	67,47
10	2014,19	2225,68	8,01	85,53	93,54	0,35	121,36	0,44	68,82
11	2437,17	2668,805	9,61	93,54	103,15	0,38	137,29	0,49	70,35
12	2900,44	3152,215	11,35	103,15	114,50	0,45	176,92	0,64	71,95
13	3403,99	3531,995	12,72	114,50	127,21	0,5	207,21	0,75	73,21
13,48	3660	3560,04	12,82	127,21	140,03	0,59	265,61	0,96	73,10
14	3460,08	3363,83	12,11	140,03	152,14	0,66	314,25	1,13	72,22
15	3267,58	3174,965	11,43	152,14	163,57	0,76	388,31	1,40	71,27
16	3082,35	2993,305	10,78	163,57	174,35	0,87	475,60	1,71	70,30
17	2904,26	2818,715	10,15	174,35	184,49	0,92	517,18	1,86	69,53
18	2733,17	2651,05	9,54	184,49	194,04	0,98	568,59	2,05	68,74
19	2568,93	2490,165	8,96	194,04	203,00	1,02	603,76	2,17	68,03
20	2411,4	2335,925	8,41	203,00	211,41	1,07	648,69	2,34	67,31
21	2260,45	2188,19	7,88	211,41	219,29	1,11	685,41	2,47	66,65
22	2115,93	2046,82	7,37	219,29	226,66	1,14	713,38	2,57	66,04
23	1977,71	1911,68	6,88	226,66	233,54	1,15	722,79	2,60	65,52
24	1845,65	1782,62	6,42	233,54	239,96	1,16	732,24	2,64	65,02
25	1719,59	1659,505	5,97	239,96	245,93	1,18	751,25	2,70	64,51
26	1599,42	1542,195	5,55	245,93	251,48	1,2	770,43	2,77	64,02
27	1484,97	1430,545	5,15	251,48	256,63	1,21	780,08	2,81	63,58
28	1376,12	1324,42	4,77	256,63	261,40	1,22	789,77	2,84	63,16
29	1272,72	1223,68	4,41	261,40	265,81	1,24	809,27	2,91	62,73
30	1174,64	1128,185	4,06	265,81	269,87	1,25	819,08	2,95	62,35
31	1081,73	1037,79	3,74	269,87	273,60	1,26	828,93	2,98	61,99
32	993,85	952,36	3,43	273,60	277,03	1,27	838,82	3,02	61,65
33	910,87	871,755	3,14	277,03	280,17	1,28	848,75	3,06	61,32
34	832,64	795,83	2,86	280,17	283,04	1,29	858,71	3,09	61,01
35	759,02	724,445	2,61	283,04	285,64	1,305	873,73	3,15	60,70

36	689,87	657,465	2,37	285,64	288,01	1,31	878,76	3,16	60,44
37	625,06	594,75	2,14	288,01	290,15	1,33	898,96	3,24	60,14
38	564,44	536,155	1,93	290,15	292,08	1,34	909,12	3,27	59,90
39	507,87	481,54	1,73	292,08	293,82	1,35	919,31	3,31	59,66
40	455,21	430,77	1,55	293,82	295,37	1,355	924,43	3,33	59,46
41	406,33	383,7	1,38	295,37	296,75	1,36	929,55	3,35	59,27
42	361,07	340,19	1,22	296,75	297,97	1,37	939,82	3,38	59,08
43	319,31	300,105	1,08	297,97	299,05	1,38	950,13	3,42	58,90
44	280,9	263,3	0,95	299,05	300,00	1,39	960,47	3,46	58,73
45	245,7	229,635	0,83	300,00	300,83	1,405	976,06	3,51	58,55
46	213,57	198,97	0,72	300,83	301,54	1,41	981,28	3,53	58,42
47	184,37	171,165	0,62	301,54	302,16	1,42	991,74	3,57	58,29
48	157,96	146,08	0,53	302,16	302,69	1,425	996,98	3,59	58,18
49	134,2	123,575	0,44	302,69	303,13	1,43	1002,23	3,61	58,08
50	112,95	103,515	0,37	303,13	303,50	1,44	1012,76	3,65	57,97
51	94,08	85,755	0,31	303,50	303,81	1,44	1012,76	3,65	57,90
52	77,43	70,15	0,25	303,81	304,06	1,44	1012,76	3,65	57,85
53	62,87	56,565	0,20	304,06	304,27	1,45	1023,33	3,68	57,76
54	50,26	44,86	0,16	304,27	304,43	1,46	1033,93	3,72	57,68
56	39,46	34,9	0,13	304,43	304,55	1,475	1049,91	3,78	57,59
57	30,34	26,535	0,10	304,55	304,65	1,47	1044,57	3,76	57,58
58	22,73	19,625	0,07	304,65	304,72	1,48	1055,25	3,80	57,51
59	16,52	14,04	0,05	304,72	304,77	1,49	1065,97	3,84	57,45
60	11,56	9,635	0,03	304,77	304,81	1,505	1082,10	3,90	57,38
61	7,71	6,265	0,02	304,81	304,83	1,51	1087,50	3,91	57,35
62	4,82	3,795	0,01	304,83	304,84	1,52	1098,32	3,95	57,30
63	2,77	2,085	0,01	304,84	304,85	1,525	1103,74	3,97	57,27
64	1,4	0,99	0,00	304,85	304,85	1,53	1109,18	3,99	57,25
65	0,58	0,37	0,00	304,85	304,85	1,53	1109,18	3,99	57,25
66	0,16	0,09	0,00	304,85	304,86	1,53	1109,18	3,99	57,25
67	0,02	0,01	0,00	304,86	304,86	1,53	1109,18	3,99	57,25
68	0	0	0,00	304,86	304,86	1,53	1109,18	3,99	57,25

Le tableau si dessous récapitule les résultats de la méthode step by step

Tableau II.06 : Récapitulatif des résultats de la méthode de STEP BY STEP.

b (m)	H (m)	NPHE (m)	q (m3/s)
200	3,92	391,42	3369,45
210	2,92	390,42	2274,54
220	2,56	390.06	1956,06
230	2,43	389.93	1891,20
240	2,35	389.85	1876,78
250	2,21	389.71	1782,91
260	2,03	389.53	1632,36
270	1,53	389.03	1109,18

Remarque :Pour choisir la largeur du déversoir la plus économique, on doit faire une étude d'optimisation ou ce qu'on appelle une étude technico-économique qui nécessite la détermination des volumes de travaux pour chaque largeur du déversoir, ainsi que le remblai et le béton avec leur devis estimatif. Pour cela on utilise les résultats de la méthode de Kotcherine.

II.3. Etude d'optimisation [8]

Le but de l'étude d'optimisation est de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue correspondante à la hauteur optimale de la digue, afin d'obtenir le devis le plus économique de l'aménagement.

Le calcul consiste à évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs déversants correspondantes aux différentes hauteurs de la digue

II.3.1 La revanche [8]

C'est la tranche comprise entre la crête du barrage et la côte des plus hautes eaux, elle est en fonction de la hauteur des vagues H, de la vitesse du vent U et de la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue.

La revanche minimale est donnée par la relation suivante :

$$R = H + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (II.09)$$

La hauteur des vagues H est estimé a l'aide des formules suivantes :

A- Formule de Stevenson

$$H = 0.75 + 0.34 F^{0.5} - 0.26 F^{0.25} \dots\dots\dots (II.10)$$

F : le Fetch F = 3 Km

B- Formule de Molitor

$$H = 0.75 + 0.032 (U.F)^{0.5} - 0.27 F^{0.25} \dots\dots\dots (II.11)$$

U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; U= 9.86 Km/h.

C- Formule de Mallet-paquant

$$H = 0.5 + 0.33 (F)^{0.5} \dots\dots\dots (II.12)$$

Il existe aussi la formule simplifiée pour qui donne directement la revanche :

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots (II.13).$$

La vitesse de propagation des vagues est donnée par la relation de Gaillard :

$$V = 1.5 + 2H \dots\dots\dots (II.14)$$

H : hauteur des vagues (m).

Le tableau ci-après récapitule les résultats obtenus par les différentes formules :

Tableau II.07: les différents résultats de la revanche.

Formule	H (m)	V (m/s)	R (m)
Stevenson	1	3.5	1.62
Molitor	0.57	2.64	0.92
Mallet-paquant	1.07	3.64	1.74
Simplifiée	*	*	1.52

Pour des raisons de sécurité on prend : **R=2 m**

II.3.2. La largeur en crête [8]

La largeur du barrage près de son couronnement lorsque la retenue est pleine. Elle doit également permettre la circulation des engins pour la finition du barrage et les éventuels pour les eaux ultérieurs.

Elle dépend de plusieurs facteurs et notamment des risques de tremblement de terre et de la longueur minimum du chemin d'infiltration qui assure un gradient hydraulique suffisamment faible à travers le barrage lorsque le réservoir est plein.

La largeur en crête peut être évaluée à l'aide des formules suivantes :

✓ **Formule T.KNAPPEN** $b_{cr} = 1.65 H_b^{0.5} \dots\dots\dots (II.15)$

✓ **Formule E.F.PREECE** $b_{cr} = 1.1 H_b^{0.5} + 1 \dots\dots\dots (II.16)$

✓ **Formule SIMPLIFIEE** $b_{cr} = 3.6 \cdot H_b^{1/3} - 3 \dots\dots\dots (II.17)$

Avec : H_b : Hauteur du barrage (m).

$$H_b = NNR - C_f + h_{\text{dév}} + R + t \dots\dots\dots (II.18).$$

On admet une valeur de $t = 0$ m pour le tassement des barrage en BCR.

Les résultats de calcul selon les différentes relations sont récapitulés ci après:

Tableau II.08 : les hauteurs du barrage pour différentes charges déversées.

B déversoir	NPHE	H deverse	Hb	largeur en crete			moy	cote crete
				KNAPPEN	PREECE	SIMPLIFIEE		
200	390,50	3	73,00	14,10	10,40	11,83	12,11	393,00
210	390,40	2,9	72,90	14,09	10,39	11,83	12,10	392,90
220	390,30	2,8	72,80	14,08	10,39	11,82	12,09	392,80
230	390,20	2,7	72,70	14,07	10,38	11,81	12,09	392,70
240	390,10	2,6	72,60	14,06	10,37	11,81	12,08	392,60
250	390,00	2,5	72,50	14,05	10,37	11,80	12,07	392,50
260	389,90	2,4	72,40	14,04	10,36	11,79	12,06	392,40
270	389,80	2,3	72,30	14,03	10,35	11,78	12,06	392,30

On opte pour une largeur en crête : $b_{cr} = 13$ m

II.3.4. Calcul du volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage, on peut calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs déversantes, en utilisant les formules citées précédemment. Le volume et le coût des différentes digues sont donnés dans le tableau ci-après.

Tableau II.09 : volume et coût de la digue pour différentes largeurs déversantes.

B déversoir	volume de digue	cout de digue
M	m³	million de DA
200	2057611,54	11522,62462
210	2029075,83	11362,82462
220	2026474,01	11348,25444
230	2019219,25	11307,62782
240	2011097,44	11262,14567
250	2003766,4	11221,09186
260	1997140,66	11183,98772
270	1990644,41	11147,60872

Remarque : Pour le fruit des talus de la digue aval on prend 0.85 mètres, et pour Le prix du mètre cube du BCR est estimé à 5600 DA.

II.3.5. Calcul du coût de l'évacuateur de crues

Vu que le bassin de dissipation garde leur profil pour les différentes largeurs déversantes, on va donc tenir compte que du seuil déversant, du canal d'approche et du coursier.

II.3.6. Coût du déversoir

On va envisager le déversoir type « Creager » ce dernier s'adapte mieux à la lame d'eau de façon que celle-ci ne puisse pas se décoller et n'exerce pas d'effort sur le parement. Le déversoir sera construit en BCR.

La section transversale du déversoir est obtenue en schématisant le profil du déversoir pour la charge déversante à l'aide de l'équation du profil donnée par l'expression suivante :

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \cdot \left(\frac{X}{H}\right)^{1,80} \dots\dots\dots (II.19).$$

Avec : H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{\text{dév}} = S * b \dots\dots\dots (II.20).$$

S : Section transversale (m²).

b : Largeur déversante (m).

On trace la courbe pour les différentes largeurs déversantes (b) qui correspondent aux différentes charges déversantes (h). Ainsi on détermine la section transversale qui nous mène à déterminer le volume du déversoir.

Le prix du mètre cube du BCR est estimé à 5600 DA.

Tableau II.10 : Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs

Profil N°	B (m)	h _{dév} (m)	S (m ²)	V (m ³)	Coûts (Millions de DA)
1	200	3	2280,30	456060,12	2553,936658
2	210	2,9	2265,53	475760,38	2664,258105
3	220	2,8	2282,62	502177,42	2812,193571
4	230	2,7	2300,63	529145,66	2963,215713
5	240	2,6	2317,89	556293,02	3115,24093
6	250	2,5	2335,23	583808,37	3269,326885
7	260	2,4	2352,69	611698,88	3425,513721
8	270	2,3	2370,26	639969,69	3583,83027

II.3.7. Coût du coursier

On opte pour un coursier de section rectangulaire pour assurer les bonnes conditions de l'écoulement.

La longueur approximative du coursier est 190 mètre (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times L_{\text{cou}} \dots\dots\dots (II.21).$$

L'épaisseur du radier et des murs bajoyers est prise égale à 0,5 mètres et l'épaisseur du radier et de 0,9 m

La largeur du coursier est égale à la largeur du déversoir pour cause qu'on a un déversoir centrale incorporé dans la digue.

Le tableau II.11 nous donne les résultats de calcul du coût du coursier pour les différentes largeurs déversantes.

Tableau II.11 : Récapitulatif des coûts du coursier pour différentes largeurs déversantes

largeur déversants (m)	q (m ³ /s)	b _c (m)	volume du béton (m ³)	Coût de coursier (millions de DA)
200	3115,1	200	13776,4807	77,14829191
210	3114,324	210	14427,56916	80,79438727
220	3098,644	220	15206,83878	85,15829717
230	3068,08	230	15994,49409	89,5691669
240	3022,58	240	16790,53508	94,02699647
250	2962,2	250	17594,96176	98,53178586
260	2905,388	260	18407,77412	103,0835351
270	2835,1	270	19228,97217	107,6822441

Tableau II.12 : récapitulatif des prix totaux pour les différentes largeurs déversantes.

Coupes de Barrage N°	b (m)	h (m)	H _b (m)	Coût (Millions de DA)			
				Digue	Déversoir	Coursier	Global
1	200	3	73	11522,62462	2553,936658	77,14829191	14153,70957
2	210	2,9	72,9	11362,82462	2664,258105	80,79438727	14107,87711
3	220	2,8	72,8	11348,25444	2812,193571	85,15829717	14245,60631
4	230	2,7	72,7	11307,62782	2963,215713	89,5691669	14360,4127
5	240	2,6	72,6	11262,14567	3115,24093	94,02699647	14471,4136
6	250	2,5	72,5	11221,09186	3269,326885	98,53178586	14588,95053
7	260	2,4	72,4	11183,98772	3425,513721	103,0835351	14712,58498
8	270	2,3	72,3	11147,60872	3583,83027	107,6822441	14839,12123

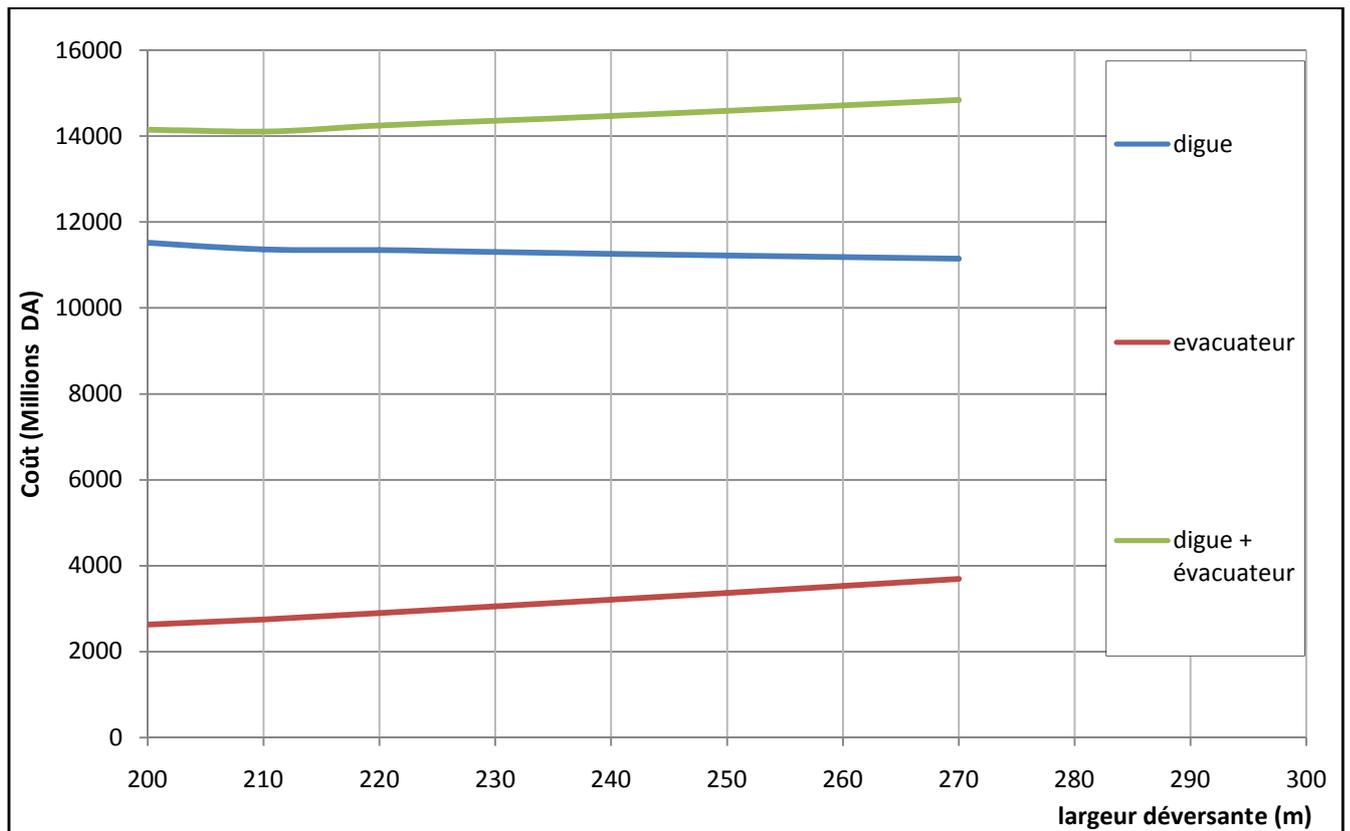


Figure II.03 : courbe d'optimisation

Après avoir tracé la courbe d'optimisation de la digue et de l'évacuateur de crue (respectivement les coûts en fonction de la hauteur) et au vu de cette figure, notre choix a été basé sur le coût total Optimal.

La courbe superposée des coûts totaux donne un point optimum correspondant à une largeur de déversoir optimale « $b = 210 \text{ m}$ » ce qui correspond à une hauteur déversée $h = 2.9 \text{ m}$ et un débit laminé $Q = 2250,93 \text{ m}^3/\text{s}$. avec une hauteur du barrage $H_b = 72.9 \text{ m}$, à une côte en crête optimale de la digue égale à 392.4 m NGA .

II.4 laminage pour un déversoir de largeur $b = 210 \text{ m}$ [4]

Connaissant cette largeur, on va calculer et tracer la courbe des débits déversant en fonction de la variation du volume d'eau au dessus du déversoir en prenant un pas de 2 heures.

Tableau II.13 : les volumes et les débits déversant.

Courbe des débits déversants pour $b = 210 \text{ m}$					
Cotes (m)	H_d (m)	q (m ³ /s)	$1/2 q\Delta t$ (m ³)	V (Mm ³)	$V+1/2q\Delta t$ (Mm ³)
387,5	0	0,00	0	61,24	61,24
387,6	0,1	14,41	51888,05	61,44	61,49
387,7	0,2	40,77	146761,58	61,75	61,90
387,8	0,3	74,89	269618,23	61,96	62,23
387,9	0,4	115,31	415104,43	62,12	62,54
388	0,5	161,15	580126,07	62,25	62,83
388,1	0,6	211,83	762595,53	62,51	63,27
388,2	0,7	266,94	960980,19	62,73	63,69
388,3	0,8	326,14	1174092,62	62,91	64,08
388,4	0,9	389,16	1400977,44	63,11	64,51
388,5	1	455,79	1640844,32	63,34	64,98
388,6	1,1	525,84	1893025,24	63,54	65,43
388,7	1,2	599,15	2156945,87	63,72	65,88
388,8	1,3	675,58	2432105,48	63,93	66,36
388,9	1,4	755,02	2718062,45	64,17	66,89
389	1,5	837,34	3014423,49	64,32	67,33
389,1	1,6	922,45	3320835,41	64,51	67,83
389,2	1,7	1010,27	3636978,71	64,76	68,40
389,3	1,8	1100,71	3962562,59	64,98	68,94
389,4	1,9	1193,70	4297320,83	65,17	69,47
389,5	2	1289,17	4641008,57	65,34	69,98
389,6	2,1	1387,06	4993399,57	65,67	70,66
389,7	2,2	1487,30	5354283,94	65,89	71,24
389,8	2,3	1589,85	5723466,31	66,12	71,84
389,9	2,4	1694,66	6100764,20	66,34	72,44
390	2,5	1801,67	6486006,66	66,51	73,00
390,1	2,6	1910,84	6879033,10	66,81	73,69
390,2	2,7	2022,14	7279692,31	67,02	74,30
390,3	2,8	2135,51	7687841,56	67,28	74,97
390,4	2,9	2250,93	8103345,83	67,59	75,69

A partir de ce tableau, on remarque que les débits déversés augmentent considérablement en disproportion avec la hauteur qui elle augmente que de très peu à savoir de 0.1 m.

La figure ci dessous nous présente la courbe des débits déversants

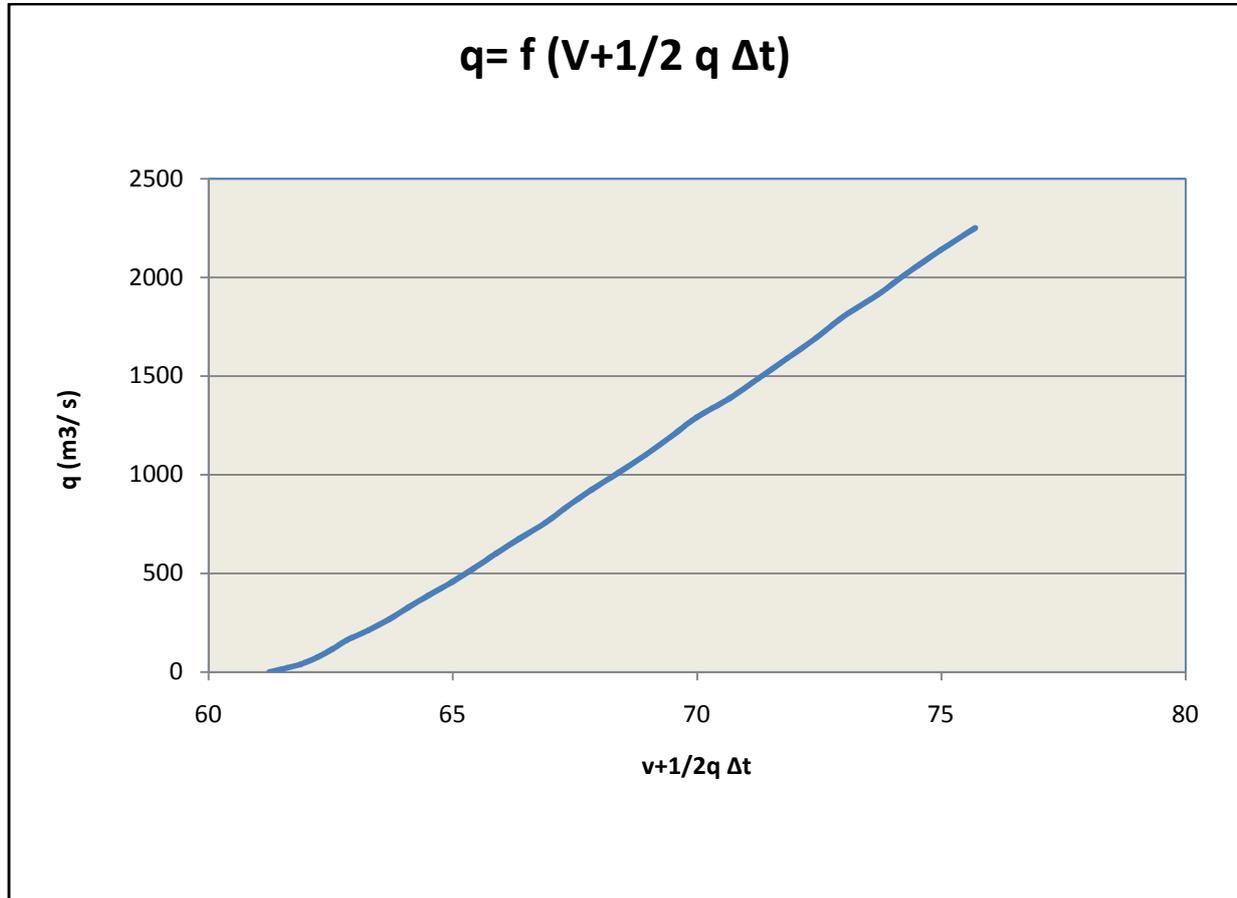


Figure II.04 : courbe des débits déversants.

Le laminage se fait comme suit :

- ✓ Pour $t=0$ on a $V_1 = V_{\text{NNR}}$.
- ✓ de la courbe $q = f(v + 1/2 q \Delta t)$ on tire q_1 .
- ✓ On calcule $(\bar{Q}_1 - q_1)$ et $(\bar{Q}_1 - q_1) \Delta t$
- ✓ $V_2 = V_1 + (\bar{Q}_1 - q_1) \Delta t$.
- ✓ on suit les mêmes procédures pour calculer les autres volumes et débits.
- ✓ on arrête à l'obtention de V_{NNR} à nouveau.

Les résultats de la méthode de Hildenblate sont représentés dans l'annexe N° 03

Le tableau suivant récapitule les résultats de l'étude hydrologique et du laminage des crues dans le tableau II.14

Tableau II.14 : caractéristiques du barrage

Dénomination	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm³	29.63
Volume utile saisonnier	Mm³	13.77
Volume utile interannuel	Mm³	31.61
Volume au NNR	Mm³	61.24
Cote du fond	m NGA	320
Cote NVM	m NGA	361.4
Cote NNR	m NGA	387.5
Cote NPHE	m NGA	390.4
Cote en crête	m NGA	392.4
Largeur en crête	m	13
Largeur du déversoir	m	210
Charge déversée	m	2.9

Conclusion

A la fin de ce chapitre on a pu déterminer les paramètres de l'évacuateur de part une optimisation du projet et un laminage qui a contribué a un débit à évacuer de 2250.93m³/s avec une hauteur déversée de 2,9m, et on entamera le prochain chapitre à savoir le choix et dimensionnement de l'évacuateur de crue.

Chapitre III.

Choix et dimensionnement de l'évacuateur de crue

III.1.Le choix de la variante

III.1.1.Introduction

L'évacuateur de crue est un ouvrage dont le rôle est indispensable pour la sécurité du barrage ; vu le risque important de rupture. A cause des crues ce rôle se manifeste en conduisant les débits excédentaires en dehors de la retenue en tenant compte des facteurs économiques et sécuritaires.

Ainsi, cet ouvrage doit permettre le déversement des crues exceptionnelles haut delà de la côte maximale des eaux au niveau de la retenue. Leur classification se base sur différents critères cités ci-dessous.

III.1.2. Classification des évacuateurs de crues

Selon le type de fonctionnement hydraulique

- Evacuateur de surface.
- Evacuateur en charge.
 - forme puits.
 - forme siphon sommaire pour petit barrage.
 - forme siphon à faible charge et fort débit.

Selon L'emplacement par rapport à la digue

- Evacuateur central.
 - posé sur la digue
 - posé sur la fondation (barrage poids a un déversoir en marches d'escalier ou barrage déversoir profilé)
- Evacuateur latéral.
 - à entonnement frontal.
 - à entonnement latéral.

III.1.3. Critères de choix de l'évacuateur de crue

Les principaux critères à prendre en considération pour le choix de l'évacuateur de crues sont:

- la sûreté et la sécurité de fonctionnement.
- les difficultés de réalisation.
- les exigences typographiques du site.
- les exigences géologiques du site.
- la facilité d'entretien.
- la facilité de modification.
- le coût de l'ouvrage.

III.1.4. Choix du type de l'évacuateur de crues

Le choix du type d'évacuateur de crues dépend essentiellement des conditions topographiques, géologiques, économiques et sécuritaires, car sa sécurité et sa longévité en dépendent.

Dans la plupart des régions d'Afrique, les débits de crue peuvent atteindre des valeurs considérables, c'est pour ça que la prise en compte de l'effet de laminage permet souvent de dimensionner les déversoirs au plus juste. Néanmoins la plupart du temps le choix s'orientera vers des évacuateurs de surface. Les tulipes ou les siphons, sont en outre très vulnérables face aux risques élevés de transports de corps flottants et d'instabilité.

Le débit maximal à évacuer pour une période de retour égal à 1000 ans :

- $Q_{\max 0.1\%} = 2250,93 \text{ m}^3/\text{s}$.
- La charge maximale déversant : $h_d=2,9 \text{ m}$
- La largeur du déversoir : $b=210 \text{ m}$.
- Côte de la retenue normale : $\text{NNR} = 387,5 \text{ m}$
- variante évacuateur en puits est déconseillée à cause du :
 - Risque de saturation et de vibration ;
 - Cout très élevé
 - Capacité de débit limité pour cette variante ;
 - Complexité de réalisation ;
 - L'assurance de la liaison digue-conduite est difficile.
- Les deux types d'entonnement (latéral et frontal) sur les rives sont impossibles de point de vue topographique et technique
 - Un coursier à forte pente et plus long, favorise l'érosion et la vibration des murs bajoyers.
 - le débit a évacué est très important et largeur très grande de la valeur de 210 m.
 - Un volume de déblai important.
- On doit installer un évacuateur central sur le corps du barrage' ; et pour cela on choisit deux variantes qui sont :
 - un évacuateur de crue central en escalier muni à son pied aval d'un dispositif dissipateur type USBR.
 - un évacuateur de crue a déversoir profilé (profil Creager) avec un bassin de dissipation type USBR.

Les avantages

- Capable d'évacuer un débit supérieur au débit de dimensionnement, ($q_{\max} = 2250,93 \text{ m}^3/\text{s}$)
- il supporte la charge de l'eau sur l'évacuateur de crue
- Cette solution est moins coûteuse et de point de vue technique les liaisons entre les parties du barrage et l'évacuateur en BCR sont très faciles à réaliser.

Les inconvénients

- cette solution a pour risque de déstabiliser le barrage

III.1.5. Conclusion

Selon la topographie et la géologie de notre site, le choix est arrêté pour l'étude détaillée des deux variantes suivantes du bloc central posé sur la fondation :

- 1- Évacuateur de crue central à surface libre, équipé d'un déversoir standard (profil Greager).
- 2- Évacuateur de crue central en escalier.

Ces ouvrages présentent beaucoup d'avantages à savoir :

- Entretien facile,
- Pas risque de saturation,
- Il supporte une grande charge sur le déversoir.
- Une bonne sécurité,
- Un bon rendement

III.2. Dimensionnement des variantes

Introduction

Dans ce chapitre on va dimensionner les deux variantes d'évacuateurs qui sont un l'évacuateur de crue a marches d'escaliers et un évacuateur a déversoir profilé, et cela ce fera grâce aux résultats trouvés dans le laminage des crues. Ce dimensionnement nous permettra de faire le bon choix de variante

III.2.1. Evacuateur de crue a déversoir profilé

III.2.1.1. Généralité

Les dimensions du bloc en béton constituant l'évacuateur de crue de déversoirs profilé permettent de le considérer comme un petit barrage poids en béton. Sa conception et son mode de construction découlent des techniques traditionnelles pour ce type d'ouvrage. Il en est de même pour son étanchéité.

L'évacuation des eaux par des vannes de surface pose toujours des problèmes de réalisation et de celui qui peut être dangereuse et dans ce but qu'on a crée un profil qui élimine toutes ces forces dangereuses et permet d'évacuer l'eau lors des besoins et ce profil type est créé par **GREAGER - OFITSEROV** et on l'appelle profil **GREAGER - OFITSEROV**

III.2.1.2. BUT

Les barrages déversoirs font partie de la classe des barrages type fixe rigide, destinés pour la régularisation et de dérivation des eaux de cours d'eau.

Dans ce travail nous allons entamer le dimensionnement d'un évacuateur de crue a déversoir profilé posé sur une assise rocheuse.

III.2.1.3. Données de départ

- Longueur déversant : $L = 210$ m
- Débit évacué : $Q_{\text{dév}} = 2250.93$ m³/s
- Charge hydraulique : $H = 2.9$ m
- Côte de la retenue normale : $NNR = 387.5$ m
- Coefficient de rugosité pour le béton: $0,014 \text{ s} \cdot \text{m}^{-(1/3)}$ (rugosité équivalente en sable)

III.2.1.4. Canal d'amenée

La vitesse d'approche est donnée par la formule :

$$V = Q / S \dots\dots\dots(III.01)$$

Avec :

Q : Débit à évacuer (m³/s).

S : Section du canal (m²) = h x b

h: Charge d'eau (m) = H + P

P : Hauteur de pelle (67.5 m).

H : Lamé déversant (2.9 m).

$$V = 2250.93 / ((67.5 + 2.9) * 210) = 0.15 \text{ m/s}$$

$V \leq V_{adm}$ (4.4 – 10) m/s (Donc pas de risque de l'érosion.)

III.2.1.5. Le déversoir

Le déversoir a pour but de collecter les eaux de la retenue, il joue un rôle d'une section de contrôle, il est dimensionné en fonction des contraintes de stabilité et de débit de pointe de l'hydrogramme.

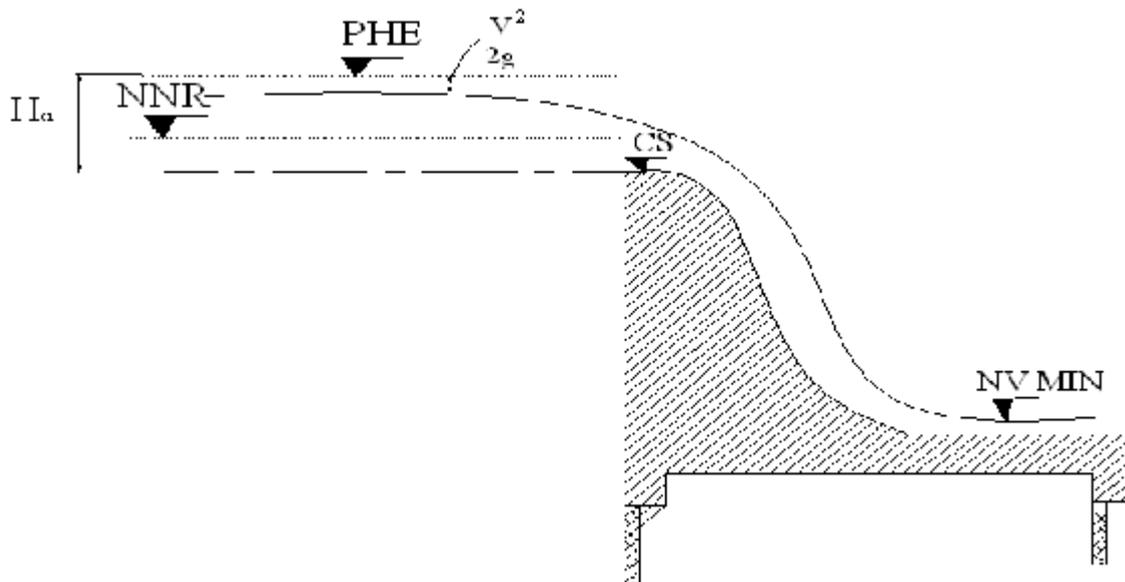


Figure III.01 : Coupe d'un seuil déversant

On adopte un déversoir à profil Creager qui a l'avantage d'éviter toute suppression qui provoque la cavitation et l'érosion par la suite.

La figure suivante montre les différents paramètres du profil normal du déversoir

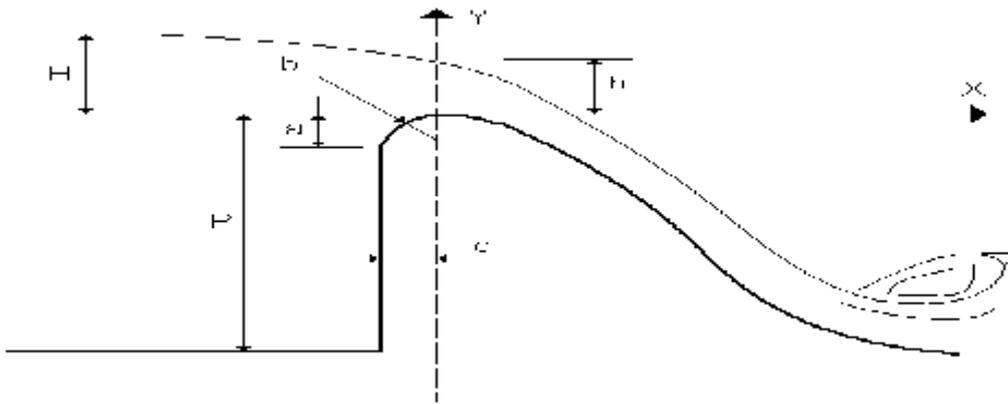


Figure III.02 : Les paramètres du profil d'un déversoir

On a:

$$a = 0.12 * H = 0.35 \text{ m}$$

$$b = 0.4 * H = 1.16 \text{ m}$$

$$c = 0.3 * H = 0.87 \text{ m}$$

Les coordonnées du profil du déversoir sont déterminées à l'aide de l'expression du Creager suivante :

$$y = 0.5 \frac{x^{1.85}}{H^{0.85}} \dots\dots\dots (III.02)$$

Les résultats du calcul des coordonnées (x,y) sont représentés dans le tableau ci-dessous :

La partie en amont de la crête est conforme aux indications de l'U.S.A.C.E. elle est construite en fonction de l'Hdev = 2,9 m, selon les rayons suivants :

- r1 = 0,5 Hdev = 1,45 m
- r2 = 0,2 Hdev = 0,58 m

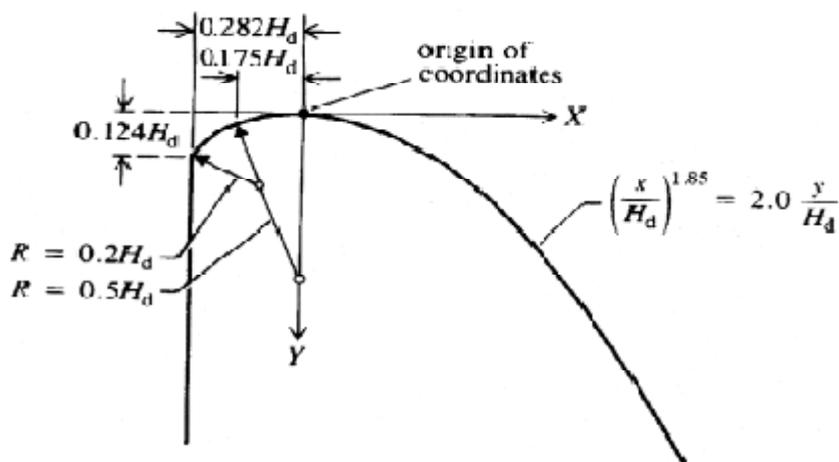


Figure III.03 : les rayons de raccordement de la partie amont de déversoir

Le tableau III.01 représente les coordonnées (X,Y) du profil du déversoir

Tableau III.01: Les coordonnées du profil de déversoir.

x	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	5,5	6	6,5	7	7,5	8
y	-0,06	-0,2	-0,43	0,73	-1,1	-1,54	-2,05	-2,63	3,27	-3,97	4,74	-5,57	-6,45	-7,4	-8,41	-9,48

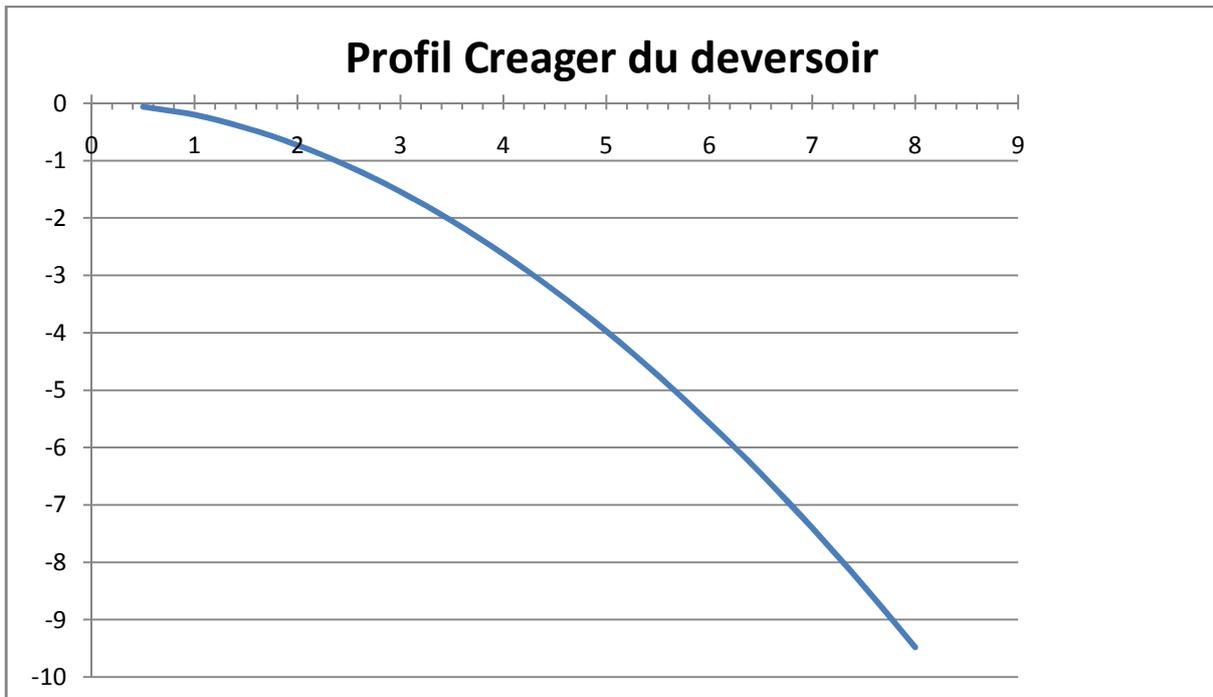


Figure III.04 : profil de cadrant aval de déversoir

III.2.1.6.Ouvrage de raccordement du Bief Aval

III.2.1.6.1.Bassin de dissipation

Le bassin de dissipation est destiné à :

- Dissiper l'énergie due au déversement.
- Supporter les actions hydrodynamiques.
- Améliorer partiellement la répartition des débits et des vitesses.
- Assurer la submersion du ressaut hydraulique.

III.2.1.6.2.Calcul des paramètres du bassin de dissipation

Pour déterminer les paramètres du bassin de dissipation, il faut passer par les étapes suivantes :

- Etablir le type du ressaut
- Calculer les hauteurs conjuguées h_1 et h_2 ainsi que la longueur du ressaut

- Calculer et choisir le type de dissipateur d'énergie

Pour la détermination des hauteurs conjuguées, il existe plusieurs méthodes de résolution, ces dernières donnent par leurs différences l'encadrement du ressaut qui se produit souvent si un écoulement passe brusquement du régime sur critique, au régime fluvial sous critique provoquant ainsi une dissipation d'énergie mécanique très importante.

Comme il s'agit de résoudre une équation de troisième degré, et la méthode analytique est très difficile donc on va utiliser une méthode tabulaire d'AGROSKYNE pour déterminer ces hauteurs conjuguées.

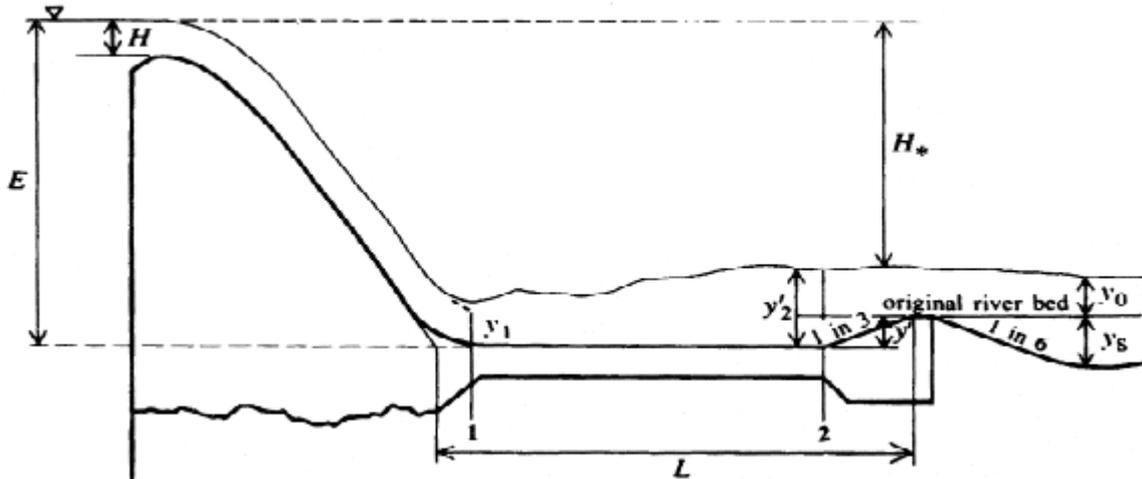


Figure III.05 : différents paramètres du bassin de dissipation

III.2.1.6.2.1. La première méthode [07]

Calcul de la fonction auxiliaire (AGROSKINE)

$$\phi = q/\varphi.Eo^{3/2} \dots\dots\dots (III.03)$$

Avec φ : coefficient de répartition des vitesses ($\varphi=0,95$ cas d'un barrage déversoirs)

q : le débit spécifique $q= Q /B = 2250.93/210 = 10.72 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$

$$Eo = E + \alpha V^2/2g$$

$$Eo = P + H + \alpha V^2/2g + d$$

V : vitesse d'approche tel que $V = 0,15 \text{ m/s}$

d : marge de sécurité (0,5 –1) m on prend $d = 1 \text{ m}$

$$P = \Delta C_s - \Delta C_f = 387.5 - 320 = 67.5 \text{ m} \qquad \qquad \qquad \mathbf{P=67.5 \text{ m}}$$

On prend $\alpha=1$

$$Eo = 67.5 + 2.9 + 1 * 0.15^2 / 2 * 9,81 + 1 = 71,40 \text{ m} \qquad \qquad \qquad \mathbf{Eo =71,40m}$$

Détermination des valeurs de τ' et τ'' pour la fonction auxiliaire correspondante

$$\phi = 10.72 / 0,95 * 71.4^{3/2} = 0,0187 \qquad \qquad \qquad \mathbf{\phi = 0,0187}$$

$\phi = 0,0187 \Rightarrow$ à partir de tableau on trouve

$$\tau' = 0,0049 \quad \text{et} \quad \tau'' = 0,127$$

Calcul des hauteurs conjuguées :

$$h_1 = \tau' E_0 \quad h_1 = 0,0049 * 71.4 = 0,35 \text{ m}$$

$$h_2 = \tau'' E_0 \quad h_2 = 0,127 * 71.4 = 9.07 \text{ m}$$

On compare h_2 avec le tirant d'eau h_{av}

$h_{av} = 10 \text{ m}$ donc $h_2 = 9.07 < 10 \text{ m}$ donc le ressaut est dénoyé, d'où on doit recourir à un dimensionnement d'un bassin de dissipation pour dissiper l'énergie induite par le changement du régime d'écoulement.

III.2.1.6.2.2. Deuxième méthode [07]

a) Conception

A la sortie du coursier, il faut prévoir un dispositif pour dissiper l'énergie cinétique de l'eau. Il s'agit d'un ouvrage qui, par création d'un ressaut hydraulique, transforme l'écoulement torrentiel au niveau du coursier à un écoulement lent pouvant être restitué dans le lit de l'oued sans risque d'érosion. Pour obtenir un ressaut stable, il faut que le nombre de Froude (F_R) soit compris entre 4,5 et 9.

Il est opportun que le ressaut commence au pied du coursier pour limiter la longueur du bassin. Pour cela, il est nécessaire que le fond du bassin soit plus bas que celui du fond du lit de l'oued.

b) Dimensionnement

Nous avons $Z = NNR + H - C_f$

NNR : niveau normal de la retenue

H : surélévation max de plan d'eau $H = 2.9 \text{ m}$

C_f : la cote de fond (niveau de radier)

Alors

$$Z = 387.5 + 2.9 - 320 = 70.4 \text{ m}$$

Soit (L) la longueur du bassin de dissipation et (B) sa largeur et soient (h_1) et (h_2) respectivement les tirants d'eau amont et aval dans ce bassin (III.06).

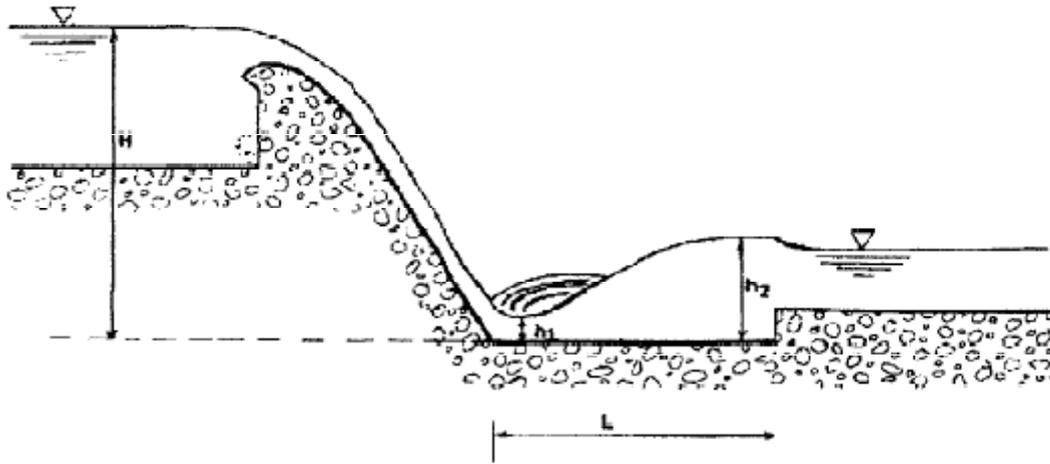


Figure:(III.06) : Dissipateur à ressaut hydraulique

Nous avons :

La vitesse théorique : $V_t = 2 \sqrt{gH}$ (III.04)

La vitesse d'eau (V_a) dans le bassin de dissipation est :

$V_a = 0.932 V_t$ (III.05)

H : hauteur d'eau par rapport au fond du bassin.

Le débit (Q) qui passe dans le bassin de dissipation est : $Q = V_a \cdot h_1 \cdot B$ (III.06)

L'inconnu dans les deux équations est la hauteur (h_1).

La hauteur (h_2) est déterminée par la relation : $h_2 = \left(\frac{h_1}{2}\right) \left(\sqrt{1 + 8F_R^2} - 1\right)$ (III.07)

La longueur de ressaut hydraulique $L_{\text{ressaut}} = 6(h_2 - h_1)$ (III.08)

La longueur de bassin de dissipation $L_{\text{bassin}} = (0.8-1.25) L_{\text{ressaut}}$ (III.09)

Le nombre de Froude est donné par la relation ; $F_R = \frac{V_a}{\sqrt{gh_1}}$ (III.10)

La longueur du bassin de dissipation correspondant à celle du ressaut est donnée par la relation ; $L = 6(h_2 - h_1)$ (III.11)

..

Application numérique : La vitesse théorique au pied de barrage : $V_t = \sqrt{2g \left(Z - \frac{H}{2}\right)}$

AN : $V_t = \sqrt{2 \cdot 9,81 \left(70,4 - \frac{2,9}{2}\right)} = 36,78 \text{ m/s}$

La vitesse actuelle : $V_a = 0,93 \cdot V_t = 34,21 \text{ m/s}$

La hauteur d'eau amont $h_1 = \frac{q}{V_a} = \frac{Q}{B.V_a}$ implique $h_1 = \frac{2250.93}{210 \cdot 34.21} = 0.31 \text{ m}$

Le nombre de Froude $Fr = \frac{V_a}{\sqrt{gh_1}} = 19.62$

La hauteur (h_2).est déterminée par la relation : $h_2 = \left(\frac{0.31}{2}\right) \left(\sqrt{1 + 8 \cdot 19.62^2} - 1\right) = 8.45 \text{ m}$

La longueur de ressaut hydraulique $L_{\text{ressaut}} = 6(h_2 - h_1) = 49 \text{ m}$

La longueur de bassin de dissipation $L_{\text{bassin}} = (0.8 - 1.25) L_{\text{ressaut}} = 60 \text{ m}$

Nous avons Fr supérieure a 4,5 et V_a supérieure a 15 m/s alors on opte pour un Bassin de dissipation type III.

III.2.1.7. Calcul de l'épaisseur du bassin de dissipation

On va construire notre bassin de dissipation en BCR donc son épaisseur est de :

$$T_{\text{bas}} = (1/12 - 1/10) L_{\text{bas}} \Rightarrow T_{\text{bas}} = (1/12) \cdot 60 = 5 \text{ m}$$

Pour s'assurer la stabilité au renversement il faut vérifier que : T_{bas} inférieur a $0.4 \cdot h_2$

Donc on prend $T_{\text{bas}} = 3 \text{ m}$

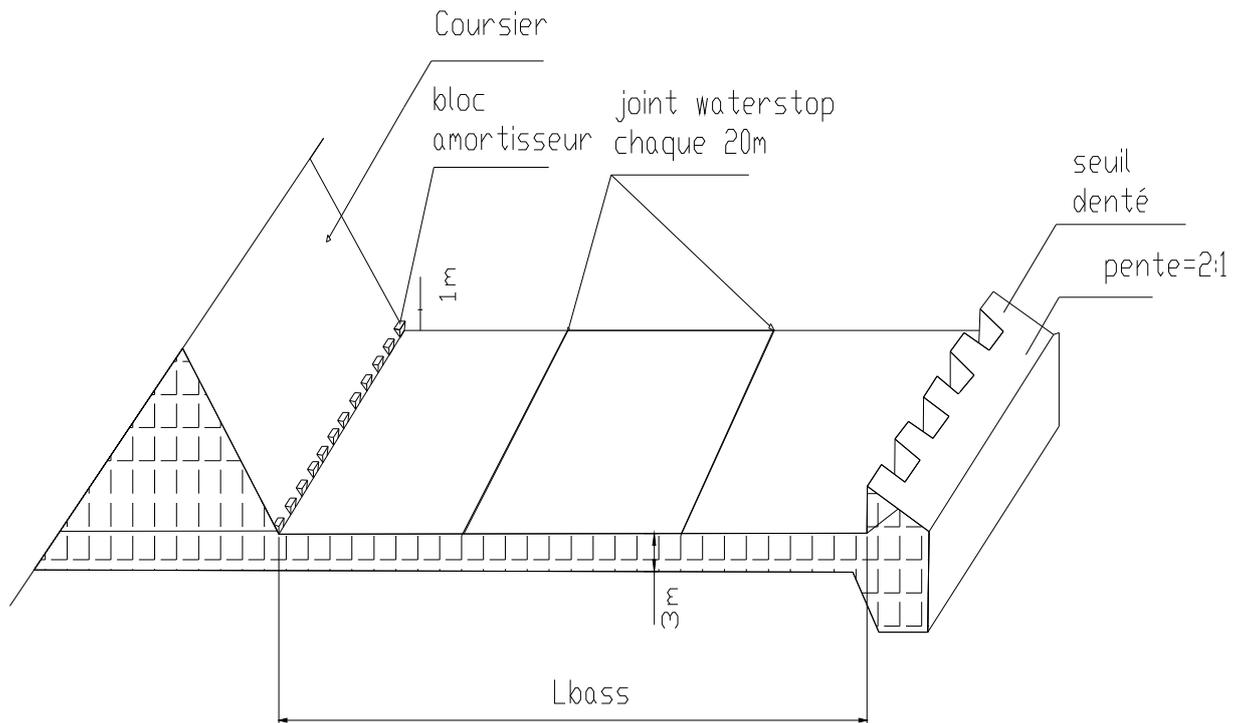


Figure III.07: Bassin de dissipation type III

III.2.1.8. Dimensionnement des blocs de chute [07]

$$z_1 = a_1 = e_1 = y_1 = h_1 = 0.31 \text{ m}$$

Avec :

z_1 : La hauteur du bloc de chute,

a_1 : L'épaisseur du bloc de chute,

e_1 : L'espacement entre deux blocs de chutes successives.

Le nombre des blocs de chute = $210 / (2 * 0.31) = 339$ blocs

III.2.1.9. Dimensionnement du seuil denté [07]

$$z_2 = 0.2h_2 = 0.2 * 8.45 = 1.69 \text{ m}$$

$$a_2 = 0.15 h_2 = 0.15 * 8.45 = 1.27 \text{ m}$$

$$e_2 = 0.15h_2 = 0.15 * 8.45 = 1.27 \text{ m}$$

Avec :

z : La hauteur du seuil denté,

a : L'épaisseur du seuil denté,

e : L'espacement entre deux seuils dentés successifs.

Le nombre des seuils dentés $210 / (2 * 1.27) = 83$ seuils dentés

III.2.1.10. Hauteurs des murs bajoyers

Sur le long du déversoir, la hauteur des murs bajoyers, atteint le niveau crête de la digue $N_{cr} = 392.4$ m. Leur tracé suit dans la trajectoire le parement amont, tandis qu'il suit le parement aval jusqu'au bassin de dissipation après le canal de restitution jusqu'à la rivière ; Voir le dessin sur la planche N02.

La hauteur des murs bajoyers sur le bassin de dissipation

$$H_m = h_e + r$$

Avec :

H_m : hauteur du mur bajoyer

h_e : hauteur d'eau $h_e = 8.45$ m

r : revanche de sécurité donnée par : $r = 0,61 + 0,14 * V_a / 3$

V_a : la vitesse à l'entre du bassin de dissipation : $V_a = 34.21$ m/s

Ce qui donne : $r = 2,21$ m alors **$H_m = 11$ m**

III.2.1.11. Calcul de la risberme

La longueur de la risberme est déterminée en fonction de tirant d'eau critique

$$L_{ris} = 8h_{cr} \text{ telque : } h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q_{ris}^2}{g}} \dots\dots\dots (III.12)$$

$$h_{cr} = 2.27 \text{ m}$$

Alors $L_{ris} = 8 * 2.27 = 18.17 \text{ m}$, on prend **$L_{ris} = 18.5$**

La largeur de risberme est égale la largeur de coursier $B = 210 \text{ m}$

III.2.2. Evacuateur de crue à un déversoir en escalier [08]

III.2.2.1 Méthodologie

Les formes et les dimensions du déversoir et des murs bajoyers sont conçues en suivant les directives d'U.S.Army Corps of Engineers.

Données utilisées

Dimensions principales de l'ouvrage:

- Longueur déversant : $L = 210 \text{ m}$.
- Débit évacué : $Q_{dév} = 2250.93 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Charge hydraulique : $H = 2.9 \text{ m}$.
- Côte de la retenue normale : $NNR = 387.50 \text{ m}$.
- Coefficient de rugosité pour le béton: $0,014 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ (rugosité équivalente en sable).
- Pente du coursier (= pente du parement aval du barrage) : $1V : 0,85H$ ($\varphi = 49.64^\circ$).

III.2.2.2. Le déversoir

III.2.2.2.1. La définition de la forme de la crête du déversoir

Le déversoir est du type sans-vide et revêt le contour prédéfini par la formule de WES – Creager

:

$$= \frac{L}{(\dots)} * \dots\dots\dots (III.13)$$

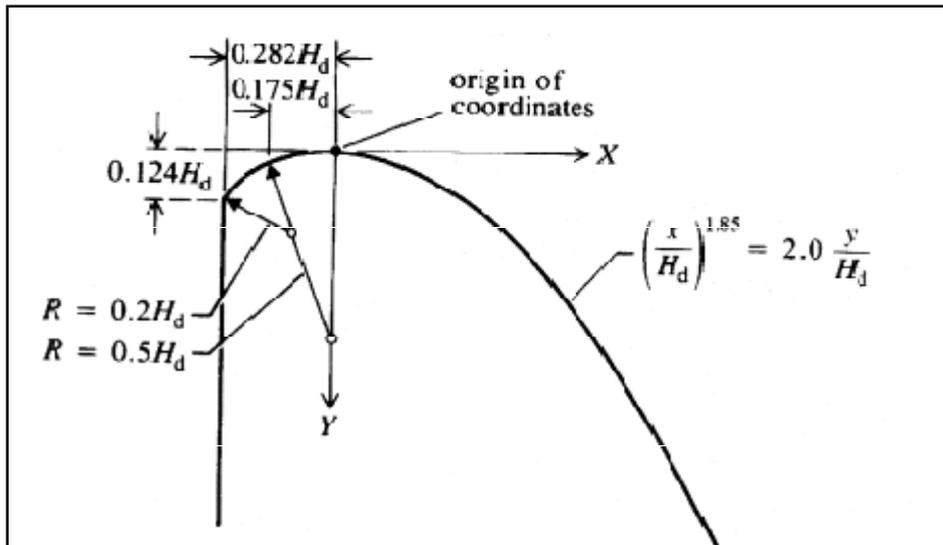


Figure III.08 : évacuateur de crue ; profil de déversoir (WES-GREAGER)

La partie en amont de la crête est conforme aux indications de l'U.S.A.C.E. elle est construit en fonction de $H_{dev} = 2.9$ m, selon les rayons suivants :

- $r_1 = 0,5 * H_{dev} = 1.45$ m
- $r_2 = 0,2 * H_{dev} = 0.58$ m

Tableau III.02 : Les coordonnées du profil de déversoir.

x	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	5,5	6	6,5	7	7,5	8
y	-0,06	-0,2	-0,43	-0,73	-1,1	-1,54	-2,05	-2,63	-3,27	-3,97	-4,74	-5,57	-6,45	-7,4	-8,41	-9,48

Le coefficient total de débit est obtenu par la multiplication de trois coefficients distincts, notamment: $m = 0.49$

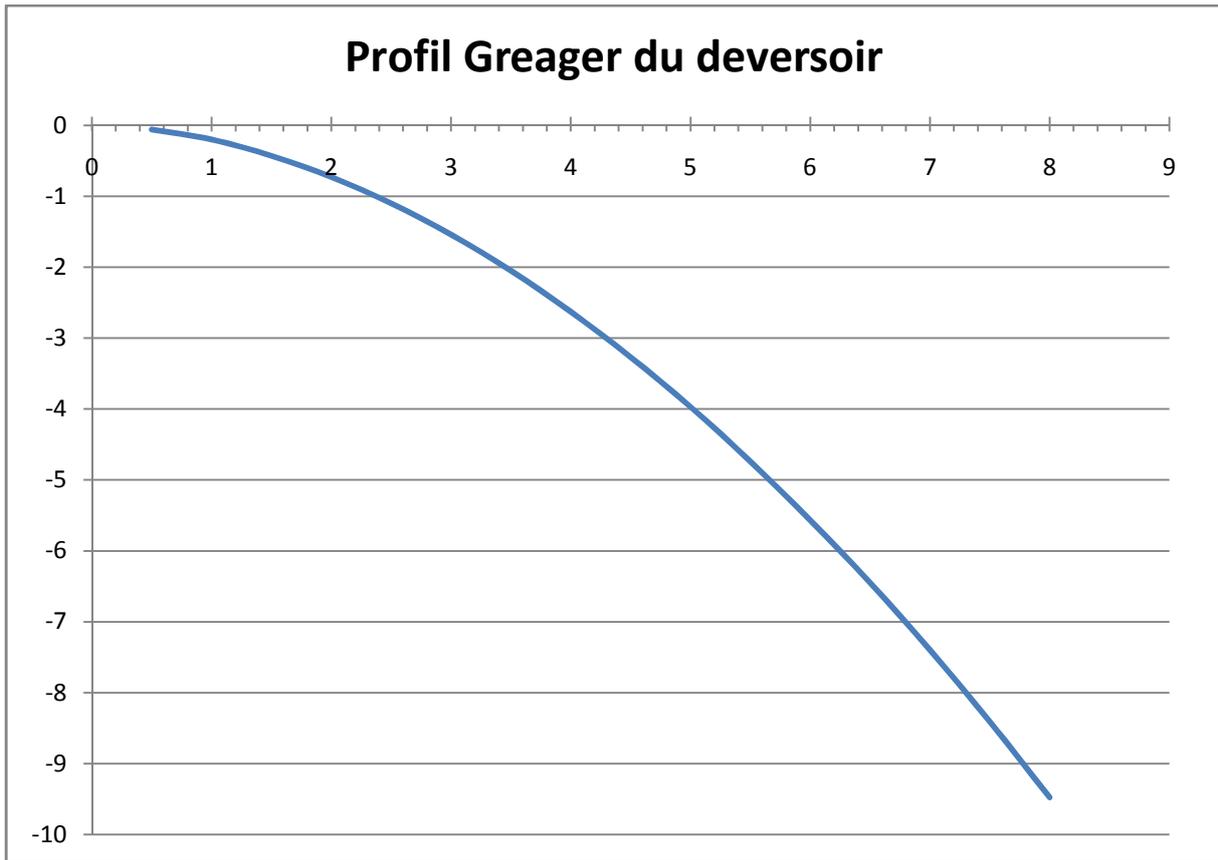


Figure III.09 : Profil de Greager du déversoir

III.2 2.2.2 Choix de la hauteur des marches

De récentes études ont démontré que, relativement à la dissipation d'énergie, la hauteur optimale des marches S_{opt} (des hauteurs supérieures donneraient une amélioration de moins en moins sensible) est peut être calculée comme

$$S_{opt} = 0.3 * h_c \dots\dots\dots (III.14)$$

Où h_c est la hauteur critique. En considérant un débit spécifique moyen q en référence à la largeur du coursier $b = 210$ m

$$\text{Pour } Q_{0,1\%} = 2250.93 \text{ m}^3/\text{s} \quad h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = 3.42 \quad S_{opt} = 1 \text{ m}$$

Par conséquent on a opté pour une hauteur de marche de 1 m. Par ailleurs, la sureté de ces choix a été confirmée par les résultats suivants.

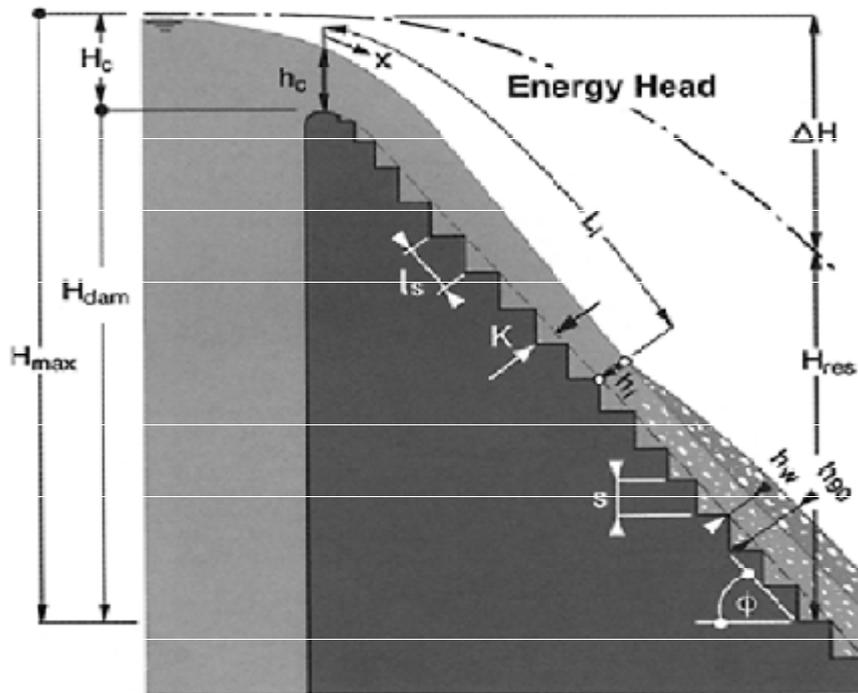


Figure III.10 : Evacuateur de crue en marche d'escalier

III.2.2.2.3. Les caractéristiques hydrauliques du courant sur le coursier

III.2.2.2.3.1. Contrôle pour l'occurrence du « skimming flow » (Courant en flottant sur les marches)

$$- > 0.91 - 0.14 * \phi \Rightarrow \dots \dots \dots (III .15)$$

$$- < 0.91 - 0.14 * \phi \Rightarrow \dots \dots \dots (III.16)$$

Pour les valeurs de débit inférieures à environ $300 \text{ m}^3/\text{s}$ on est en présence de « nappe flow » et pour tous les débits plus grands, par contre on est en présence de « skimming flow » (voir figure ci-dessous)

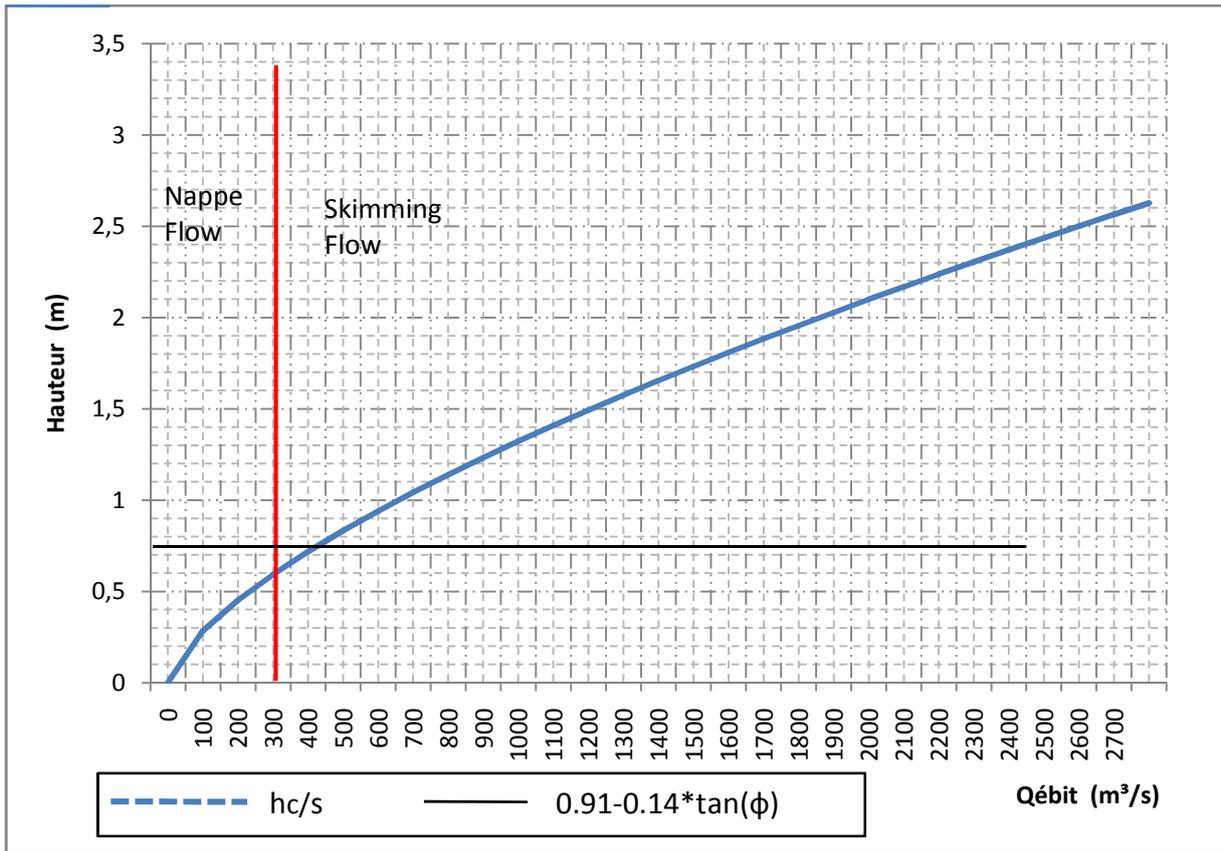


Figure III.11 : évacuateur de crue ; limite entre (nappe flow et skimming flow)

III.2.2.2.3.2. Calcul de la longueur L_i de la zone de courant non-aéré

$$L_i = 9.72 \cdot \dots \dots \dots (III.17)$$

L_i : longueur de la zone de courant non-aéré.

Avec :

$$= \dots \dots \dots \text{À savoir la hauteur de rugosité.}$$

$$Fr = \frac{\dots}{\dots \cdot \phi} \dots \dots \dots (III.18)$$

Fr: nombre de Froude de rugosité.

Donc $\dots = \dots = 0.64$ pour des valeurs croissantes de débit on obtient :

Tableau III.03: longueur Li de la zone de courant non aéré pour débits différents

Q (m³/s)	300	600	900	1200	1500	1800	2100	2251
q (m²/s)	1,43	2,86	4,29	5,71	7,14	8,57	10,00	10,72
Hi (m)	0,59	0,94	1,23	1,49	1,73	1,96	2,17	2,27
Froude Fr	0,52	1,05	1,57	2,09	2,61	3,14	3,66	3,92
Li (m)	3,54	6,49	9,17	11,73	14,2	16,64	18,99	20,14

Pour le débit de projet le courant commence à être aéré après environ 20.14 m de la crête du déversoir (la longueur totale du coursier est de 96.26 m).

III.2.2.2.3.3. Distance de début du courant uniforme

La distance Lu de début du courant uniforme est calculée avec la formule suivante:

$$L = \frac{1}{\phi} \dots \dots \dots (III.19)$$

Donc, pour les valeurs différentes de débit on obtient :

Tableau III.04 : la longueur d'eau non aérée sur le coursier

Q (m3/s)	300	600	900	1200	1500	1800	2100	2251
q (m2/s)	1,43	2,86	4,29	5,71	7,14	8,57	10,00	10,72
Lu (m)	12,32	20,16	26,88	32,98	38,64	43,98	49,06	51,54

III.2.2.2.3.4 Caractéristiques hydrauliques à la fin du coursier

Pour le calcul de l'énergie résiduaire à la fin du coursier on a utilisé la formule suivante :

$$= h * \phi + \dots \dots \dots (III.20)$$

Où :

$\alpha = 1$ coefficient d'énergie cinétique (valeur moyenne)

h_w : hauteur d'eau claire équivalente

$$h = \dots \dots \dots (III.21)$$

$h_{w,u}$: hauteur uniforme d'eau claire équivalente

$$h = 0.23 * (\phi)^{-1} * h \dots \dots \dots (III.22)$$

Pour les deux valeurs principales de débit on obtient :

Tableau III.05 : caractéristiques hydraulique a la fin de coursier.

débit Q (m³/s)	2250.91
L_{coursier} (m)	96.26
h_{w,u} (m)	0,571
h_w (m)	0,572
H_{res} (m)	22,10

III.2.2.3. Détermination de la hauteur des bajoyers du coursier

Pour le calcul de la hauteur des murs bajoyers du coursier on fait référence à un paramètre caractéristique des courants aérés, c'est à dire la hauteur d'eau équivalente à une concentration d'air de 90% qu'on calcule par la formule suivante :

$$h = 0.55 * \frac{Q}{\phi} * \left(\frac{h_{w,u}}{h_{w,u} + 0.42} \right) + 0.42 * \frac{Q}{\phi} \dots \dots \dots (III.23)$$

La hauteur des bajoyers du coursier conseillée par la littérature technique est par conséquent $h = \eta * h_{w,u}$

Où : $\eta = 1.5$ = facteur de sécurité
 Donc pour les crues de projet, Li calculée et égale a 20.14 m
 On obtient:

Tableau III.06: Autres caractéristiques hydrauliques à la fin de coursier.

débit Q (m³/s)	3660
L_{coursier} (m)	96.26
h₉₀ (m)	2
h_{baj} (m)	3

On adopte une hauteur des bajoyers de **3 m**.

III.2.2.4. Bassin d'amortissement [07]

L'énergie résiduelle de la lame d'eau déversée sera dissipée dans un bassin d'amortissement qui vient en prolongement à l'extrémité aval du coursier. Ce bassin est fondé directement sur le rocher d'une largeur de 210 m et d'un seuil aval réalisé en BCR, calé à la cote 314 NGA.

Le parement amont de ce seuil est composé de marches d'escalier de 1 m de hauteur afin de dissiper davantage d'énergie et de réduire par la même occasion les affouillements à l'aval et d'un seuil denté à l'aval.

Largeur de bassin de 210 m la même largeur que le coursier :

$$q=10.72 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$h_{w,u}=0.572 \text{ m}$$

$$H_{res}= 22.10\text{m}$$

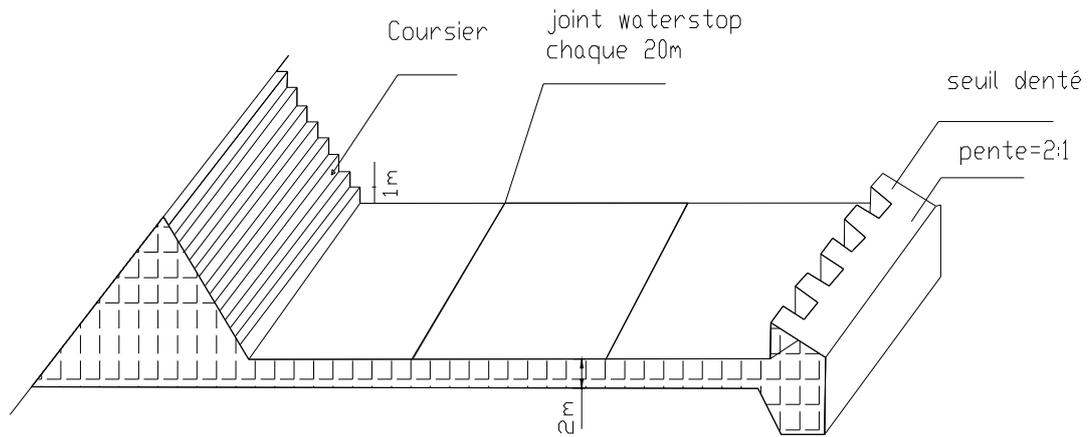


Figure III.12 : Schéma du bassin de dissipation de l'évacuateur en marches d'escalier

Nous avons :

La vitesse théorique : $V_{th} = 2 \sqrt{gH}$ (III.24)

La vitesse d'eau (V_a) dans le bassin de dissipation est

$$V_a = 0.932 \sqrt{gH} \text{(III.25)}$$

H : hauteur d'eau par rapport au fond du bassin.

Le débit (Q) qui passe dans le bassin de dissipation est : $Q= V_a \cdot h_1 \cdot B$ (III.26)

L'inconnu dans les deux équations est la hauteur (h_1).

La hauteur (h_2).est déterminée par la relation : $h_2 = \left(\frac{h_1}{2}\right)\left(\sqrt{1+8F_R^2} - 1\right)$(III.27)

La longueur de ressaut hydraulique $L_{\text{ressaut}} = 6(h_2 - h_1)$ (III.28)

La longueur de bassin de dissipation $L_{\text{bassin}} = (0.8-1.25) L_{\text{ressaut}}$ (III.29)

Le nombre de Froude est donne par la relation ; $F_R = \frac{V_a}{\sqrt{gh_1}}$ (III.30)

La longueur du bassin de dissipation correspondant a celle du ressaut est donnée par la relation ;

$$L = 6(h_2 - h_1) \dots\dots\dots(III.31)$$

..

Application numérique : La vitesse théorique au pied de barrage : $V_t = \sqrt{2g\left(H - \frac{h_{dev}}{2}\right)}$

$$A N : V_t = \sqrt{2 * 9,81 * \left(22,10 - \frac{2,9}{2}\right)} = 20,13 \text{ m/s}$$

La vitesse actuelle : $V_a = 0,93 \cdot V_t = 18.72 \text{ m/s}$

$$\text{La hauteur d'eau amont } h_1 = \frac{q}{V_a} = \frac{Q}{B \cdot V_a} \text{ implique } h_1 = \frac{2250.93}{210 * 18.72} = 0.57 \text{ m}$$

$$\text{Le nombre de Froude } Fr = \frac{V_a}{\sqrt{gh_1}} = 7.92$$

La hauteur (h_2).est déterminée par la relation : $h_2 = \left(\frac{0.57}{2}\right)\left(\sqrt{1+8 * 7.92^2} - 1\right) = 6.10 \text{ m}$

La longueur de ressaut hydraulique $L_{\text{ressaut}} = 6(h_2 - h_1) = 34 \text{ m}$

La longueur de bassin de dissipation $L_{\text{bassin}} = (0.8-1.25) L_{\text{ressaut}} = 41.5 \text{ m}$

Nous avons Fr supérieur à 4,5 et V_a supérieure à 15 m/s alors on opte pour un Bassin de dissipation type III.

Les résultats de calcul sur l'évacuateur de crue et sont les suivantes :

Tableau III.07: principaux résultats de bassin de dissipation.

largeur du bassin (m)	210
Hauteur d'eau claire équivalente h_w (m)	0.572
vitesse équivalente a la base du coursier v (m/s)	18.72
nombre de Froude a la base du coursier Fr .	7.92

On a utilisé l'hauteur d'eau claire équivalente (sans augmentation due au pourcentage d'air qui est le paramètre plus significatif du point de vue énergétique) en considérant le coursier à largeur constante (de 210 m en faveur de la sécurité)

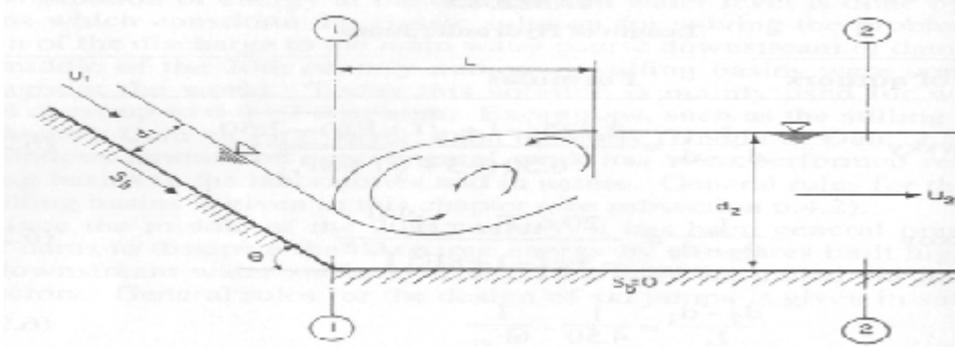


Figure III.13 : Schéma du ressaut hydraulique

III.2.2.5. Calcul de l'épaisseur du bassin de dissipation

On va construire notre bassin de dissipation en béton armé, donc son épaisseur est de :
 $T_{bas} = (1/12 - 1/10) L_{bas} \Rightarrow T_{bas} = (1/12) \cdot 41.5 = 3,46 \text{ m}$

Pour s'assurer la stabilité au renversement il faut vérifier que : T_{bas} inférieur a $0.4 \cdot h_2$
 Donc on prend $T_{bas} = 2 \text{ m}$

III.2.2.6. Dimensionnement du seuil denté

$$z_2 = 0.2h_2 = 0.2 \cdot 6,10 = 1.22 \text{ m}$$

$$a_2 = 0.15 h_2 = 0.15 \cdot 6,10 = 0.92 \text{ m}$$

$$e_2 = 0.15h_2 = 0.15 \cdot 6,10 = 0.92 \text{ m}$$

Avec :

- z : La hauteur du seuil denté,
- a : L'épaisseur du seuil denté,
- e : L'espacement entre deux seuils dentés successifs.

Le nombre des seuils dentés $210 / (0.92 + 0.92) = 115$ seuils dentés

III.2.2.7. La hauteur des murs bajoyers sur le bassin de dissipation

$$H_m = h_e + r$$

Avec :

H_m : hauteur du mur bajoyer

h_e : hauteur d'eau $h_e = 6.1 \text{ m}$

r : revanche de sécurité donnée par : $r = 0,61 + 0,14Va/3$

V : la vitesse à l'entrée du bassin de dissipation : $V=18,36$ m/s

Ce qui donne : $r=1,48$ m alors **Hm = 8 m**

III.2.2.8. Calcul de la risberme

La longueur de la risberme est déterminée en fonction de tirant d'eau critique

$$L_{ris} = 8h_{cr} \text{ tel que : } h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q_{ris}^2}{g}}$$

$$h_{rc} = 2.27 \text{ m}$$

$$\text{Alors } L_{ris} = 8 * 2.27 = 18.17 \text{ m}$$

La largeur de risberme est égale la largeur de coursier $B = 210$

III.2.3.Choix de la variante la plus favorable

Le choix de la variante la plus favorable est basée sur plusieurs critères : le rendement de l'ouvrage, la stabilité, la difficulté et les exigences de réalisation et d'entretien, le cout et la durée de réalisation.

Les deux variantes calculées sont installées au milieu de la digue, c'est-à-dire qu'elles ont les mêmes conditions topographiques et géologiques.

L'évacuateur à déversoir profilé est facile à réaliser, peu volumineux. Par contre, l'évacuateur en marche d'escalier est un ouvrage difficile à réaliser, et aussi à modifier, néanmoins il reste la meilleure solution dans notre cas ; parce que il est très efficace pour dissiper une grande partie d'énergie due au très grand débit qu'on doit évacuer **$Q_{dev}=2251$ m³/s**

Le tableau suivant fait une présentation des résultats trouvés par le calcul hydraulique

Tableau III.08: Présentation des résultats de calcul hydraulique.

Les différentes dimensions	L'évacuateur central à déversoir profilé	L'évacuateur central à déversoir en marche d'escalier
Déversoir		
Largeur du seuil déversant	210 m	210 m
Charge déversant	2.9 m	2.9 m
Coursier		
Largeur	210 m	210 m
Longueur	96.26 m	96.26 m
Bassin de dissipation		
Type du bassin	Bassin à ressaut type III	Bassin à ressaut type III
Longueur	60 m	41.5 m
Largeur	210 m	210 m
Murs bajoyers		
Coursier	Suivant les parements de la digue	3 m
Bassin de dissipation + risberme	11 m	8 m

L'évacuateur central à déversoir profilé est déconseillé car il est :

- Difficile à accomplir les tâches de dissipation d'énergie tout le long du déversoir se qui nous amène à dimensionner un grand bassin de dissipation
- Risque d'affouillement et d'instabilité de l'ouvrage.

D'où, la variante choisies, qui est un évacuateur de crues central en marche d'escalier parce qu'il est le plus favorable et c'est celui qui donne une meilleure stabilité à l'ouvrage, donne un bon rendement, et assure la dissipation d'une partie de l'énergie le long du déversoir ce qui nous permet de minimiser les dimensions du bassin de dissipation ;

Conclusion

Le barrage d'Ouldja est un barrage poids en béton compacté au rouleau. Lequel est projeté par évacuateur de crue centrale. Dans ce projet nous avons étudié deux variantes pour un déversoir posé sur la digue ; un évacuateur de crue central à déversoir profilée et un autre à déversoir en marche d'escalier.

Le choix de la variante est basé sur les dimensions trouvées. A l'aide de la comparaison faite entre les deux variantes ; représentée sur le tableau (III.08), nous constatons que la variante évacuateur central à marche d'escalier est la plus favorable.

Après le choix de la variante de l'évacuateur de crues, le calcul hydraulique et le dimensionnement de la variante choisie, il nous reste les calculs du génie civil : calcul de stabilité, le coffrage et les quantités des matériaux nécessaires pour la construction (ciment, les armatures, les granulats, l'eau, les adjuvants, ...etc.).

Chapitre IV.

Etude génie civil

IV.1. Etude de stabilité du barrage [09]

Introduction

Ce chapitre se propose d'indiquer les principes généraux de calcul des principales actions et de leurs effets.

Les actions sont classées en trois catégories :

- les actions permanentes ;
- les actions variables ;
- les actions accidentelles.

IV.1.1.Principe de calcul des actions et des effets des actions

IV.1.1.1 Actions permanentes

Les actions permanentes sont les actions dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie dans le même sens en tendant vers une limite.

Les actions permanentes sont notées G.

A. Poids propre

G_0 : poids propre

γ_b : poids volumique des matériaux du barrage

S : surface du profil étudié

L'intensité du poids propre est représentée par une valeur nominale calculée à partir des dessins et des coupes du projet et en prenant en compte la surface du profil étudié (S), le poids volumique des matériaux du barrage (γ_b) et le poids des équipements fixes.

B. Poussée des sédiments

G_1 : poussée des sédiments

$\gamma_{\text{sédiment}}$: poids volumique déjaugé des sédiments ($\gamma'_{\text{sédiment}} = \gamma_{\text{sédiment}} - \gamma_w$)

$\varphi_{\text{sédiment}}$: angle de frottement interne des sédiments

K_{indice} : coefficient de poussée des sédiments

Principe de calcul

Le principe du calcul de l'action des sédiments revient à un calcul de poussée. Les sédiments sont considérés non pas comme un fluide, mais comme un matériau frottant possédant donc un angle de frottement interne.

En premier lieu, il convient de déterminer la hauteur du massif des sédiments, qui est obtenue sans difficulté pour les barrages existants et par des études spécifiques pour les projets. On envisage la hauteur des sédiments maximale obtenue à moyen et long terme.

Le calcul est mené en considérant que la poussée de l'eau agit sur toute la hauteur du massif des sédiments et on calcule la poussée des sédiments à partir du poids volumique déjaugé $\gamma'_{\text{sédiment}}$.

On néglige les frottements entre le massif des sédiments et le parement amont, ce qui revient à considérer que la résultante est perpendiculaire au parement amont.

Cette hypothèse est d'autant plus réaliste que les sédiments ont une granulométrie fine, ce qui est le cas dans la plupart des ouvrages. En outre, elle va dans le sens de la sécurité.

IV.1.1.2. Actions variables

Les actions variables comprennent les actions dont l'intensité et/ou les points d'application varient fréquemment et de façon importante dans le temps.

Les actions variables sont notées Q .

Dans notre contexte, nous considérons que les actions de l'eau (poussées hydrostatiques amont et aval et action des sous-pressions) sont des actions variables, et ce quelles que soient l'amplitude et la fréquence du marnage de la retenue.

A. Poussée hydrostatique amont

Q_1 : poussée hydrostatique amont

Q_3 : poussée hydrostatique aval

γ_w : poids volumique de l'eau dans la retenue

Principe de calcul

Le principe du calcul de l'action de l'eau de la retenue revient à un calcul de poussée hydrostatique.

Sauf cas particulier (barrages de torrents de Montagne), le poids volumique de l'eau est pris égal à $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$, en toutes circonstances.

Pour le calcul de Q_1 (et Q_3), il convient de déterminer les niveaux de remplissage représentatifs de la retenue (et en aval du barrage) compatibles avec la situation de projet

considérée. Plusieurs exemples représentatifs utilisés dans la suite du rapport sont cités ci-dessous :

Niveau d'eau dans la retenue

Les recommandations existantes considèrent différentes cotes de remplissage de la retenue. Les principales cotes sont les suivantes :

- retenue normale d'exploitation (RN) :

L'appellation « retenue normale d'exploitation » correspond plus à une pratique dans les notes de calculs qu'à une définition précise issue de la littérature. Par ailleurs, elle est relativement abusive car les retenues de barrages sont loin d'être exploitées, de façon moyenne, à la cote RN.

- **cote minimale d'exploitation normale**

C'est le seuil bas de l'exploitation normale de la retenue, en deçà duquel il est considéré une opération de vidange.

- **les plus hautes eaux (PHE)**

Elles correspondent au niveau de la retenue obtenu pour la crue de projet, arrivant sur un barrage dont la cote de remplissage est à la RN et sans dysfonctionnement de l'évacuateur de crue. Il s'agit d'un niveau de remplissage peu courant dans la vie du barrage, laissant généralement une revanche (distance entre la cote des PHE et la crête du barrage) suffisante.

Les pratiques usuelles à la crue de projet une période de retour de 1000 ans pour les barrages poids.

Le niveau des PHE est à rapprocher de la cote « maximum water surface » qui est la cote atteinte pour la crue de projet

B. Poussée hydrostatique aval

La poussée hydrostatique aval (Q_3) est le plus souvent liée à la poussée hydrostatique amont. Elle est déduite d'un calcul de ligne d'eau dans la rivière en aval du barrage.

Toutefois sur certains ouvrages (contre-barrage aval, succession de barrages, ...), Q_3 peut être une action variable indépendante de la poussée hydrostatique amont.

C. Action des sous-pressions

Le calcul est en général à faire pour la crue de projet. En l'absence de drainage, on considère habituellement un diagramme trapézoïdal avec la pleine sous-pression (U_m) du plan d'eau en pied amont et une sous-pression (U_v) égale au niveau d'eau en pied aval (figure 2-a).

En l'absence de drainage, le diagramme des sous-pressions peut être plus défavorable que le diagramme trapézoïdal (a) de la figure 2 si les fissures du rocher ont tendance à se refermer au

pied aval. Lorsque l'étude géologique conduit à redouter cette hypothèse, des drains doivent impérativement être forés au pied aval.

En cas de drainage et dans l'hypothèse d'un entretien régulier des drains, il est recommandé de considérer que le drainage est efficace à 50 %, ce qui revient à dire que les sous-pressions sont abaissées de moitié au droit du voile de drainage :

$$U_A - U_B = (U_A - U_C)/2 \quad (\text{figure 2-b}).$$

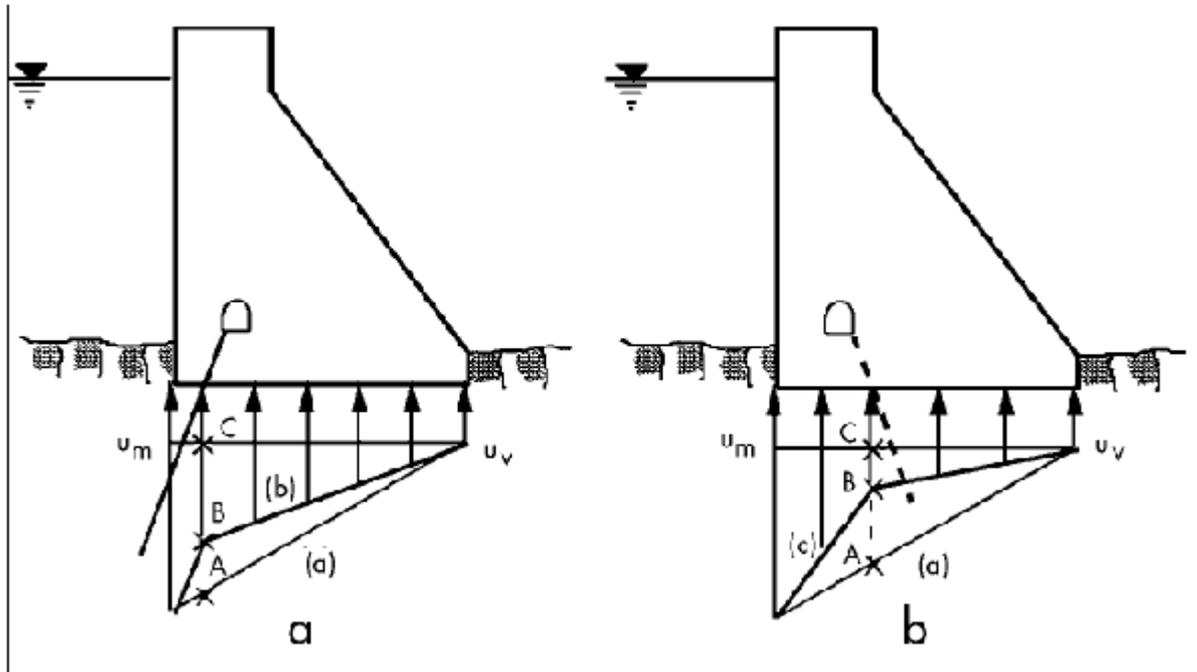


Figure IV.01 : Diagramme indicatif des sous-pressions : (a) - sans injection ni drainage
 (b) - avec voile d'injection
 (c) - avec drainage

De même, si un voile d'injection a été réalisé en fondation près du pied amont, et pour autant que le pied amont ne soit pas soumis à des tractions, on considère que le voile a pour effet de diminuer d'un tiers la sous-pression juste à son aval (par rapport à un diagramme trapézoïdal avec la pleine sous-pression côté amont) :

$$U_A - U_B = (U_A - U_C)/3 \quad (\text{figure 2-a})$$

IV.1.1.3. Actions accidentelles

Les actions accidentelles proviennent de phénomènes se produisant très rarement avec des intensités très élevées. Dans ce cadre, les pratiques actuelles considèrent :

A. Séisme

Au cours d'un séisme, l'énergie transmise par la fondation se traduit par la mise en mouvement de l'ouvrage, structure qui malgré son caractère massif est susceptible de se

mettre en vibration. Les sollicitations mécaniques auxquelles un barrage est alors soumis sont de deux types :

- les forces d'inertie dues à l'accélération de la structure ;
- les forces hydrodynamiques dues à la mise en vibration de la retenue qui s'ajoutent aux forces hydrostatiques.

B. Poussées hydrostatiques exceptionnelles

Les poussées hydrostatiques exceptionnelles, correspondant à des niveaux de retenue supérieurs aux PHE.

IV.1.2. Géométrie du barrage

Les principales caractéristiques du barrage sont les suivantes :

Fruit du parement aval : 0,85 H/1V,

Seuil de l'évacuateur de crues, de type Creager, calé à la cote 387,50 NGA correspondant à la cote de retenue normale.

Coursier intégré au barrage, composé de marches d'escalier de 1 m de hauteur permettant d'obtenir rapidement un écoulement très aéré de l'eau dissipant l'énergie et de minimiser l'importance des ouvrages de dissipation en pied aval du barrage

IV.1.2.1. Les cas de calcul stabilité

Les méthodes utilisées pour les barrages déversoirs consistent à considérer un plot de barrage comme un bloc indéformable soumis à des combinaisons des actions décrites ci-dessus.

En analyse successivement la stabilité au glissement, la stabilité au renversement et la stabilité interne.

On utilise bien entendu la géométrie réelle du barrage pour calculer les différents coefficients de sécurité.

Les formules ci-après sont toutefois établies pour des hypothèses simplificatrices :

- Parement amont vertical ;
- Epaisseur en crête nulle ;
- Parement aval constant de fruit égal à m.

Trois cas de chargement sont considérés examinés :

- Conditions normales (retenue au niveau normale) ;

- Conditions exceptionnelles (avec une retenue au niveau des plus hautes eaux) ;
- Conditions extrêmes (séisme combiné avec une retenue au niveau normal) ;

Les calculs sont effectués sans pondérations des sollicitations.

Les vérifications pour ces critères de stabilité tiennent compte des sous pressions.

IV.1.2.2. Les forces agissant sur le barrage (profil courant)

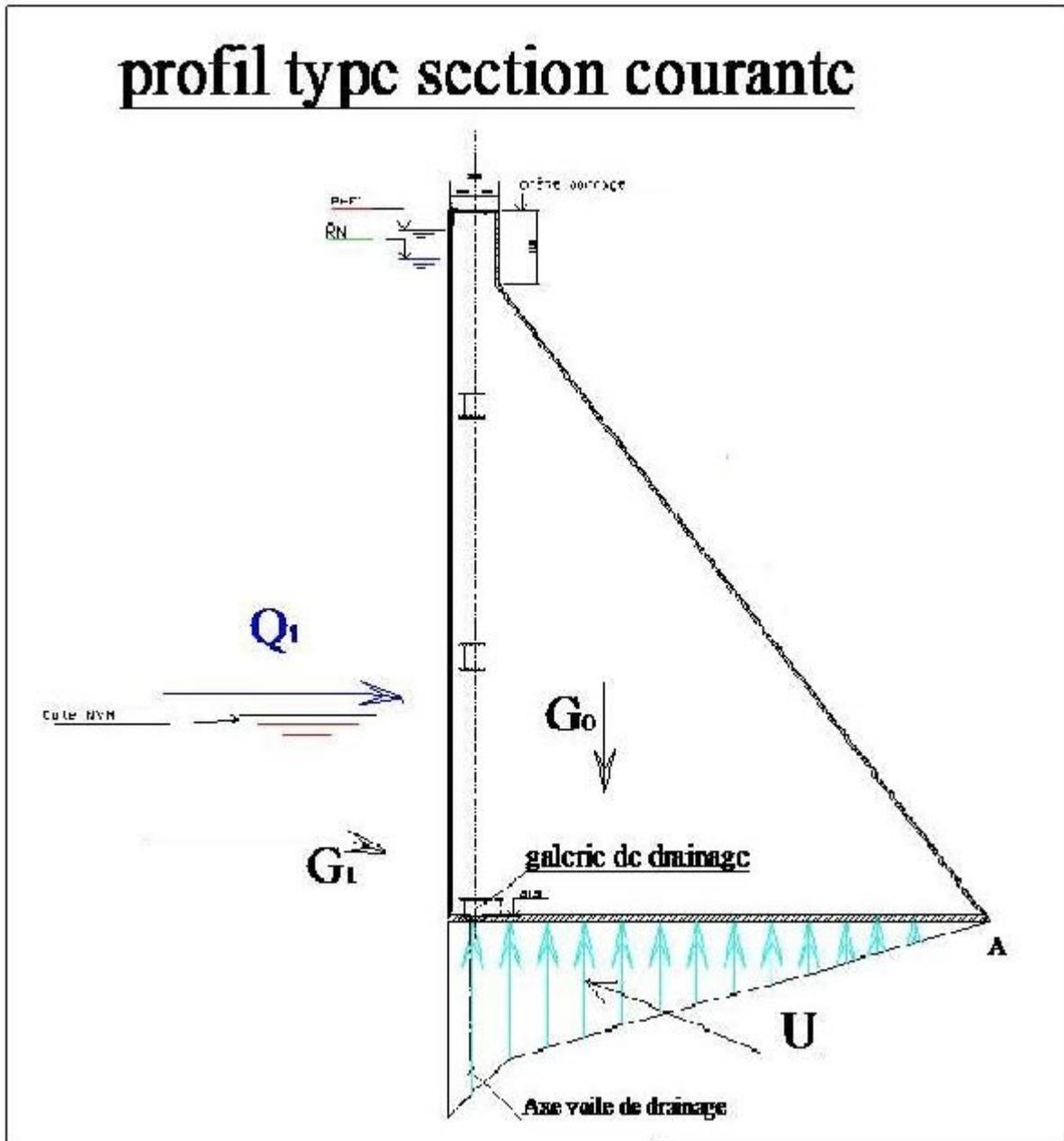


Figure IV.02 : Diagramme indicatif des sous-pressions

a) Poids propre du déversoir

$$G_0 = \gamma_b S_{pc} b_p = -\gamma_b h_b^2 m \dots\dots\dots (IV.01)$$

Avec :

G_0 : poids propre du corps du barrage (tf)

γ_b : poids volumique de béton (tf/m³)

S_{pc} : aire du profil de déversoir (m²)

m: fruit du talus = 0.85

h_b : hauteur du barrage = 72.4 m

$$G_0 = 5246.59 \text{ t/f}$$

b) sous pression hydrostatique

• **Condition normale**

$$U_A - U_B = (U_A - U_C)/3 \quad (\text{figure 2-a})$$

$$U_1 = B * \gamma_w * S_1 \dots\dots\dots (IV.02)$$

Avec:

γ_w : poids volumique de l'eau (tf/m³) = [1tf/m³]

S_1 : section de hydro-gramme de sous pression en référence au NNR

$$U_1 = 1936.41 \text{ t/f}$$

• **Conditions exceptionnelles**

$$U_2 = B * \gamma_w * S_2 \dots\dots\dots (IV.03)$$

Avec:

γ_w : poids volumique de l'eau (tf/m³) = [1tf/m³].

S_2 : section de hydro-gramme de sous pression en référence au NPHE

$$U_2 = 2106.37 \text{ t/f}$$

c) Poussée Hydrostatique Aval

Q_3 : poussée hydrostatique aval

γ_w : poids volumique de l'eau dans la retenue

$$Q_{3V} = \gamma_w S_h^{av} b_h = 1/2 \gamma_w m h_{av}^2 \dots\dots\dots (IV.04)$$

Avec :

h_{av} : hauteur de la colonne d'eau aval = 10 m

$$Q_{3V} = 42.5 \text{ t/f}$$

$$Q_{3H} = 1/2 h_{av}^2 \gamma_w \dots \dots \dots (IV.05)$$

$$Q_{3H} = 50 \text{ t/f}$$

$$Q_3 = 65.62 \text{ t/f}$$

d) Poussée hydrostatique à l'amont

• **Condition normale**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q_1 = 1/2 * h_{1, eau}^2 * \gamma_w \dots \dots \dots (IV.06)$$

$$Q_1 = 340.61 \text{ t/f}$$

• **Conditions exceptionnelles**

$$Q_2 = 1/2 * h_{2, eau}^2 * \gamma_w \dots \dots \dots (IV.07)$$

$$Q_2 = 420.5 \text{ t/f}$$

Avec : $h_{1, eau}$ et $h_{2, eau}$, les hauteurs des colonnes d'eau en amont respectivement aux deux niveaux NNR et NPHE

e) Poussée des sédiments :

$$G_1 = 1/2 * h_s^2 * \gamma_s \dots \dots \dots (IV.08)$$

Avec :

h_s : hauteur des sédiment dans le barrage = $h_{NVM} = 41.4$ m

γ_s : poids volumique des sédiments = 1.265 T/m^3

$$G_1 = 921.48 \text{ t/f}$$

IV.1.2.3. Calcul de la charge sismique

L'étude simple d'un effet sismique utilise un modèle pseudo-statique.

Aux effets extérieurs habituels, on ajoute :

a) Une force horizontale vers l'aval

Appliquée au centre de gravité du corps du barrage et proportionnelle au poids, le coefficient de proportionnalité varie de 0.1 à 0.2 selon la magnitude du séisme

$$F_h = 0.2 * G_0 = 0.2 * 5246.59 = 1049.32 \dots \dots \dots (IV.09)$$

Avec :

F_h : force horizontale provoquée par le séisme

$$F_h = 1049.32 \text{ t/f}$$

b) Une verticale vers le bas

Proportionnelle au poids du barrage et correspondant aux accélérations verticales.

$$F_v = 0.1 * G_0 = 0.1 * 5246.59 = 524.66 \dots \dots \dots (IV.10)$$

$$F_v = 524.66 \text{ t/f}$$

c) un supplément de poussée hydrostatique

L'effet de la mise en mouvement de l'eau de la retenue qui vient buter sur le barrage poids rigide a été étudié par plusieurs auteurs avec différentes hypothèses de géométrie, de déformabilité, la formule la plus simple est celle de Westergaad. Le supplément de poussée varie de façon parabolique depuis la surface de la retenue avec un coefficient de proportionnalité analogue a celui de la force horizontale.

$$\Delta P_{\text{eau}} = 0.875 * \gamma_w * 0.2 * \sqrt{h} \dots \dots \dots (IV.11)$$

Avec :

ΔP_{eau} : supplément de poussée hydrostatique

h : hauteur du barrage = 72.4 m

$$\Delta P_{\text{eau}} = 1.49 \text{ t/f}$$

IV.1.2.4. Calcul de stabilité

A. Calcul de la stabilité dans les conditions normales

1- Stabilité au renversement

$$\frac{\Sigma}{\Sigma} \geq \dots \dots \dots (IV.12)$$

La somme de moment par rapport de point A.

D'où :

$$\begin{aligned} &= * + * = 5246.59 * 38.25 + 65.62 * 3.33 \\ &= * + * + * = 921.48 * 13.8 + 340.61 * 50.1 + 1936.41 * 38.25 \\ &= 103848.67 \end{aligned}$$

Avec : L_0, L_1, L_2, L_3 et L_4 sont les bras de leviers des forces qui agissent sur notre barrage

D'où :

$$= * + * = 5246.59 * 38.25 + 65.62 * 3.33$$

$$= * + * + * = 921.48 * 13.8 + 420.5 * 51.06 + 2106.37 * 38.25$$

$$= 114755.81$$

$$\frac{\Sigma}{\Sigma} = . \geq .$$

Donc la condition de stabilité au renversement est vérifiée.

2- Stabilité au glissement

Pour cette vérification il faut :

$$\frac{\Sigma}{\Sigma} \geq$$

D'où = 1.1

- **Les forces verticales :**

$$+ -$$

$$\Sigma = . .$$

- **Les forces horizontales**

$$\Sigma + -$$

$$= . .$$

$\frac{\Sigma}{\Sigma} = 2.46 \geq 1.1$. Donc la condition de stabilité au glissement est vérifiée

3- Stabilité au soulèvement

On vérifié que :

$$\frac{\Sigma ()}{\Sigma ()} \geq 1$$

D'où :

$$\Sigma () = 5246.59 + 42.5 = 5289.09$$

$$\Sigma () = 2106.37$$

On trouve :

$$\frac{\Sigma ()}{\Sigma ()} = \frac{5289.09}{2106.37} = 2.51 > 1 (\text{ é é })$$

C. Calcul la stabilité dans les conditions extrêmes

1- Stabilité au renversement

$$\frac{\Sigma}{\Sigma} \geq .$$

La somme de moment par rapport de point A.

D'où :

$$= * + * + * = 5246.59 * 38.25 + 65.62 * 3.33 + 524.66 * 38.25$$

$$= * + (+ \Delta Peau) * + * + * = 921.48 * 13.8 + (340.61 + 1.49) * 50.1 + 1936.41 * 38.25 + 1049.32 * 38.25 = \mathbf{144059.81}$$

$$\frac{\Sigma}{\Sigma} = . \geq .$$

Donc la condition de stabilité au renversement est vérifiée.

2- Stabilité au glissement

Pour cette vérification il faut :

$$\frac{\Sigma}{\Sigma} \geq$$

D'où = 1.3

- **Les forces verticales**

$$+ + -$$

$$\Sigma = . .$$

- **Les forces horizontales**

$$\Sigma + + - = . .$$

$\frac{\Sigma}{\Sigma} = 1.72 \geq 1,3$. Donc la condition de stabilité au glissement est vérifiée

3-Stabilité au soulèvement

On vérifié que :

$$\frac{\Sigma ()}{\Sigma ()} \geq 1$$

D'où :

$$\Sigma () = + = 5246.59 + 42.5 + 524.66 = 5289.09$$

$$\Sigma () = 1936.41$$

On trouve :

$$\frac{\Sigma ()}{\Sigma ()} = \frac{5289.09}{1389.97} = 3.00 > 1 (\text{é é })$$

Conclusion

D'après les calculs effectués ci-dessus, on constate que la stabilité du barrage au glissement, renversement et au soulèvement est assurée dans les différentes conditions.

IV.2.Stabilité de l'évacuateur

Introduction

Le béton compacté au rouleau BCR est un matériau de construction relativement nouveau qui offre plusieurs avantages techniques et économiques, notamment pour construire des barrages. On estime que le coût approximatif du BCR est 25 à 50% plus faible que celui du béton conventionnel.

Dans un contexte général, on désigne par le terme «béton» un mélange d'eau, de ciment ou liant, et de granulats. L'eau et le ciment forment la pâte et les granulats forment le matériau de remplissage inerte.

Le terme « inerte » signifie que les granulats ne réagissent pas avec le liant et ne participent à la résistance du béton que par la compacité qu'ils confèrent à celui-ci.

En général, la forme des particules d'un granulats dépend du mode de concassage, du type de concasseur et de la nature minéralogique de la roche mère.

Dans le présent chapitre, nous allons calculer les armatures nécessaires pour le mur bajoyer de bassin de dissipation afin qu'il résiste aux différents charges exercées : la poussée de béton BCR, la poussée hydrodynamique de l'eau, Les poids propre de la structure,...etc.

Les murs bajoyers du bassin de dissipation seront construits en béton armé.

IV.2.1.Les organes de l'évacuateur des crues

➤ **Le déversoir**

Pour des raisons d'entretien, ce qui peut implique des coûts non négligeables, ainsi que de robustesse du système il est décidé de ne pas équiper l'évacuateur de crue avec des organes mobiles. Cela veut dire que l'évacuateur est un simple déversoir à surface libre.

L'évacuateur est intégré au barrage et centré sur l'axe de l'oued El Arab. Le seuil du déversoir, dont la crête est calée à la cote de retenue normale (RN) 387,50 NGA, est de type Creager ; il sera réalisé en BCR.

➤ **Le coursier**

Le coursier de l'évacuateur présente une largeur unique de 210 m et épouse le parement aval du barrage taluté à 0,85H/1V jusqu'en pied aval du barrage.

Le coursier, réalisé en BCR, est composé de marches d'escalier de 1 m de hauteur, sur lesquelles la lame d'eau déversée perd une partie de son énergie et prend la forme d'une émulsion très finement divisée. De ce fait, le potentiel d'érosion de l'eau est sensiblement diminué, permettant de réduire d'autant l'importance des ouvrages de dissipation au pied aval du barrage.

➤ **Le bassin de dissipation d'énergie à l'aval de l'évacuateur**

Le bassin amortisseur a pour but de dissiper l'énergie cinétique résiduelle de l'eau déversée par l'évacuateur de crue afin de minimiser l'érosion au pied aval du barrage. Vu les sollicitations en jeu dans ce genre d'ouvrage, il doit être construit en béton armé. Pour limiter le volume de béton à mettre en place, l'emplacement du bassin amortisseur est choisi directement au pied aval du barrage.

Cet ouvrage est constitué d'un seuil aval réalisé en BCR de même largeur que celle du coursier, calé à la cote 314 NGA.

Un tapis d'embrochements assure la transition entre le pied aval du seuil BCR et le lit naturel de l'oued El Arab.

Les murs bajoyers des Bassin de dissipation sont réalisés en béton armé.

IV.2.2. Etude de stabilité

Cette étude a pour but de vérifier la stabilité de l'ouvrage au renversement, au glissement et à la résistance aux contraintes se développant à l'intérieur de la masse

Le calcul est fait pour une tranche de longueur : $l_s = 1 \text{ m}$

IV.2.2.1. Stabilité du déversoir

1. Détermination des forces qui agissent autour du déversoir

Sur le déversoir agissent les forces suivantes :

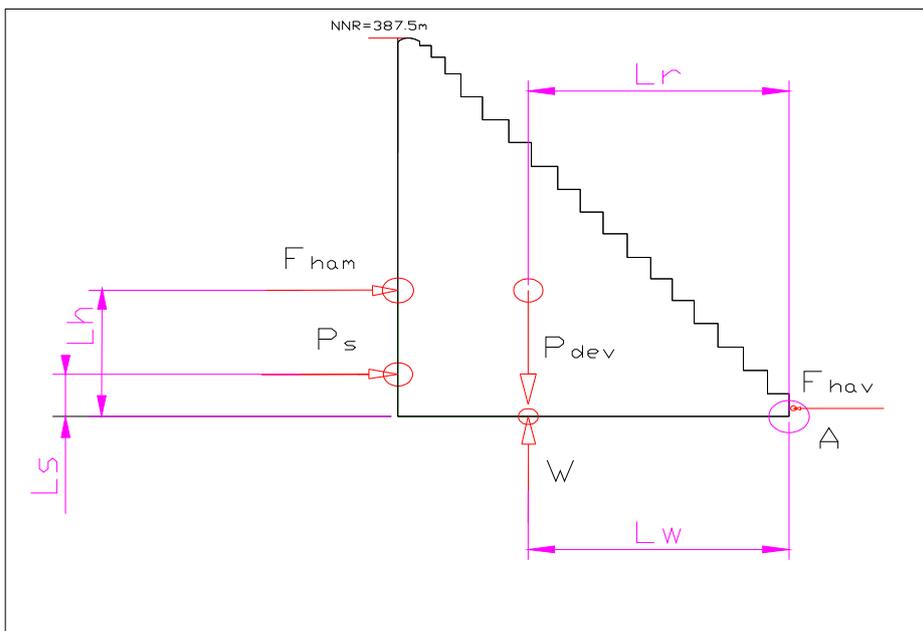


Figure IV.03 : présentation des forces qui agissent sur le déversoir

A / Poids du déversoir

Le centre de gravité est déterminé on utilisant du logiciel "AutoCAD", les coordonnées sont comme suit :

X: 19.125

Y: 22.5

$$P_{dev} = \gamma_b * S_d * l_s \dots\dots\dots (IV.15)$$

Avec : γ_b : Poids volumique du béton : $\gamma_b = 2,4 \text{ T/m}^3$

S_d : Section du déversoir $S_{dev} = 1936.41 \text{ m}^2$

$l_s = 1\text{m}$.

Donc :

$$P_{dev} = 4647.39 \text{ Tf}$$

B / Force hydrostatique amont

$$F = - \gamma \ h \ l \dots\dots\dots (IV.16)$$

Avec :

F_h^{am} : force hydrostatique amont

γ_w : Poids volumique de l'eau : $\gamma_w = 1 \text{ T/m}^3$

h_{am} : hauteur d'eau à l'amont

$l_s = 1 \text{ m}$.

Donc : $F_h^{am} = 340.61 \text{ Tf}$.

C / Force hydrostatique aval

$$F = - \gamma \ h \ m \ l \dots\dots\dots (IV.17)$$

$$= 42.5 \text{ Tf}$$

D / Force des sous pressions

$$W = \gamma_w * S * l_s \dots\dots\dots (IV.18)$$

$$W = 1936.41 \text{ Tf}$$

E / Poussée des sédiments

On a $P_s = \gamma_s * S * l_s \dots\dots\dots (IV.19)$

Avec : $\gamma_s = 1.265 \text{ T/m}^3$

$S = 728.43 \text{ m}^2$

Donc on aura : $P_s = 921.48 \text{ Tf}$

2. Stabilité au glissement

Pour un calcul de stabilité au glissement d'un barrage déversoir, il faut déterminer toutes les forces qu'elles soient stabilisatrice ou déstabilisatrice s'exerçant sur le corps du barrage déversoir.

La stabilité du barrage est vérifiée si :

$$\frac{\Sigma}{\Sigma} \leq f \dots\dots\dots (IV.20)$$

Avec : F_v : charges verticales

F_h : charges horizontales

$f=0.8$

$$F_h = F_h^{am} + P_s - F_h^{av} = 1219.59 \text{ Tf}$$

$$F_v = P_{dev} - W = 2710.98 \text{ Tf}$$

$$\frac{\Sigma}{\Sigma} = 0,45 \leq f = 0,8$$

Donc du point de vue glissement le déversoir est stable.

3. Stabilité au renversement

Pour qu'il ait stabilité au renversement de mur de soutènement, il faut que la relation suivante soit vérifiée

$$\frac{\Sigma}{\Sigma} \geq 1,5 \dots\dots\dots (IV.21)$$

Avec : M_s = les Moments des forces stabilisatrices par rapport au point A

M_r = les Moments des forces déstabilisatrices par rapport au point A

L_r , L_h et L_s sont respectivement les bras de leviers du poids propre du déversoir, de la force hydrostatique amont et la poussée des sédiments par rapport au point A

$$M_s = P_{dev} * L_r + F_h^{av} * L_h^{av}$$

$$M_s = 4647.39 * 38.25 + 42.5 * 3.33 = 177904.19 \text{ Tf.m}$$

$$M_r = F_h^{am} * L_h^{am} + P_s * L_s + W * L_w$$

$$M_r = 340.61 * 50.1 + 921.48 * 13.8 + 1936.41 * 38.25 = 103848.67 \text{ Tf.m}$$

$$\frac{\Sigma}{\Sigma} = 1.71 \geq 1,5$$

La condition de stabilisé du déversoir est vérifiée.

4. Stabilité au soulèvement

On vérifié que :

$$\frac{\Sigma ()}{\Sigma ()} \geq 1$$

D'où :

$$\Sigma () = P_{dev} = 4647.39$$

$$\Sigma () = 1936.41$$

On trouve :

$$\frac{\Sigma ()}{\Sigma ()} = \frac{4647.39}{1936.41} = 2.4 > 1 (\quad \acute{e} \quad \acute{e})$$

IV.2.2.2. Stabilité des murs bajoyers du coursier

Les murs bajoyers travaillent comme des murs de soutènement, ils s'opposent à la Poussée d'eau.

Les sollicitations auxquelles est soumis l'ouvrage pendant son exploitation sont diverses et dépendent essentiellement des dimensions choisies, la stabilité d'un tel ouvrage doit être assurée afin d'éviter les dégâts qui peuvent avoir lieu.

Les murs bajoyers assurent en même temps l'acheminement régulier des eaux vers l'aval.

Le calcul de stabilité se fait pour une tranche de 1m de longueur.

Schéma de calcul: Voir figure N°IV.2

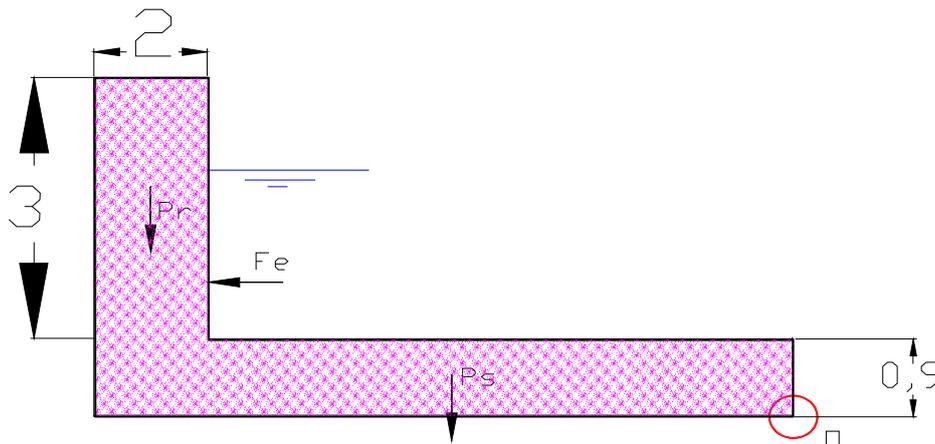


Figure IV.04: Schéma de calcul

Les forces qui agissent sur le mur bajoyer sont:

a- Forces verticales

• Poids du rideau

$$\gamma_b = 24 \text{ KN/m}^3$$

$$P_r = \gamma_b * 2 * 3; \quad P_r = 14.4 \text{ tf}$$

• Poids de la semelle

$$P_s = \gamma_b * 0.9 * 10; \quad P_s = 21.6 \text{ tf}$$

b- Forces horizontales

• Poussée d'eau

$$\gamma_e = 10 \text{ KN/m}^3$$

$$F_e = \gamma_e * \frac{1}{2} * H^2; \quad F_e = 2.1 \text{ tf}$$

➤ **Stabilité au renversement**

Pour le calcul de stabilité au renversement, nous considérons que le canal est plain et ceci pour augmenter la sécurité.

Le mur est stable au renversement si :

$$\frac{\sum M_{s/o}}{\sum M_{r/o}} \geq K_r^{adm}$$

$\sum M_{s/o}$: Moments stabilisants;

$\sum M_{r/o}$: Moments renversants;

$$\sum M_s = P_r * 11 + P_s * 5$$

$$AN: \sum Ms = 266.4 \text{ tf.m}$$

$$\sum M_r = F_e * 2.55$$

$$D'ou : \sum M_r = 5.35 \text{ tf.m}$$

La stabilité des murs bajoyers est assurée du fait que la force de l'eau qui agit en force déstabilisatrice est très faible

➤ **Stabilité au glissement**

La stabilité du mur au glissement est assurée si:

$$\frac{\sum F_H}{\sum F_V} < F$$

où $\sum F_V$: Somme des forces vertical es (stabilisat rices);

$\sum F_H$: Somme des forces horizontal es (déstabilis atrices);

F : Coefficient t de frottement du béton BCV sur béton BCR, F = 0.8

$$\frac{\sum F_H}{\sum F_V} = 0,06 < F$$

La stabilité au glissement du mur est vérifiée.

➤ **Stabilité au poinçonnement**

Le poinçonnement est le renversement de l'ouvrage autour d'un point G se trouve au centre de gravité de la base du radier.

- : est la contrainte maximale que peut supposer le sol qui support la base du radier, ce paramètre se détermine par les essais in situ :

- Pénétrromètre dynamique.
- Pénétrromètre statique.
- Pressiomètre.

Calcul des contraintes exercé par l'ouvrage sur le sol : sous l'effet des forces verticales et horizontales, il va créer des contraintes et à la base du radier.

Le signe positif des moments le sens des aiguilles d'une montre.

On a:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = - + 6 \frac{\dots}{x} \dots\dots\dots (IV.21) \\ \sigma = - - 6 \frac{\dots}{x} \dots\dots\dots (IV.22) \end{array} \right.$$

Avec :

N : Somme des forces verticales.

M_G : Somme des moments des forces verticales et horizontales par rapport à G.

b : Longueur transversale du radier (on prend 1m).

B : Largeur du radier.

= x : Surface de la base du radier.

Les conditions qui doivent être vérifiées pour que l'ouvrage soit stable au poinçonnement sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \geq 0 \dots\dots\dots (IV.23) \\ \leq \dots\dots\dots (IV.24) \end{array} \right.$$

Le poinçonnement est le renversement de l'ouvrage autour d'un point G se trouve au centre de gravité de la base du radier.

σ_{ber} : Est la contrainte maximale que peut supposer le BCR qui support la base du mur.

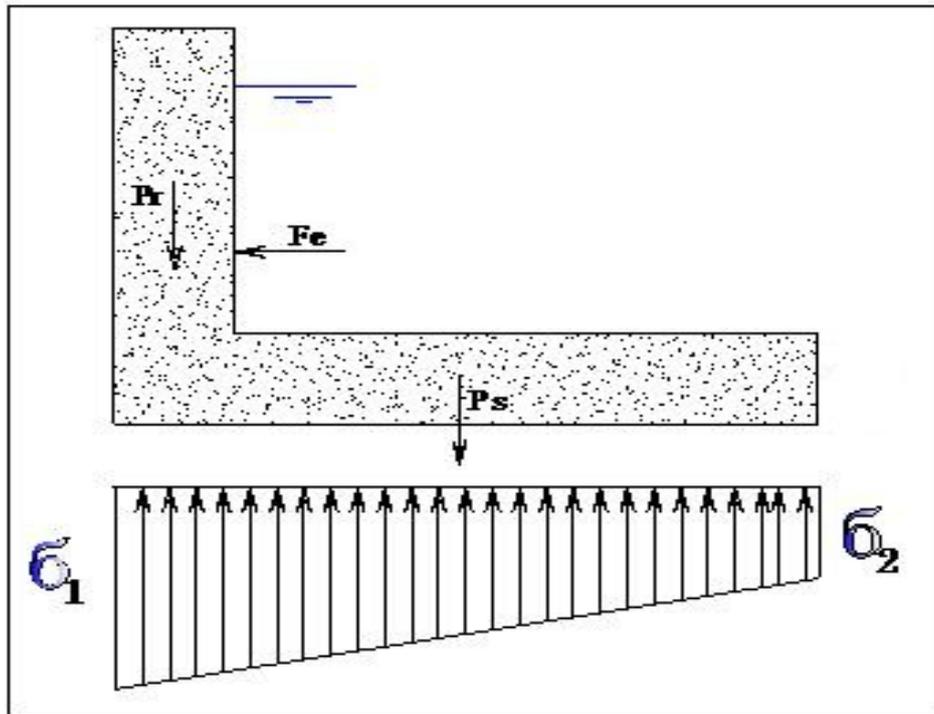


Figure IV.05 : les contraintes exercées sur le BCR.

Calcul des contraintes exercé par l'ouvrage sur le BCR : sous l'effet des forces verticales et Horizontales, il va créer des contraintes σ_1 et σ_2 à la base.

Le signe positif des moments le sens des aiguilles d'une montre.

On a :

$$1 = - + 6 * \frac{\quad}{*}$$

$$2 = - - 6 * \frac{\quad}{*}$$

Avec :

N : Somme des forces verticales.

M_G : Somme des moments des forces verticales et horizontales par rapport à G.

b : Longueur transversale de la base, (on prend 1 m).

B : Largeur de la semelle.

S = b x B : Surface de la base de la semelle.

$$= (\quad)$$

$$A.N: \quad N = (14.4 + 21.6) = 36$$

$$\sum / = * + *$$

$$= 57.6 \text{ tf.m}$$

$$Donc: \sum _ = 57.6$$

$$1 = - + 6 * \frac{\quad}{*} = - + 6 * \frac{\quad}{*} = 7.01 /$$

$$2 = - - 6 * \frac{\quad}{*} = - - 6 * \frac{\quad}{*} = 0.15 /$$

$$\leq \epsilon$$

Donc la condition de non poinçonnement est vérifiée.

IV.2.2.3. Stabilité des murs bajoyers du bassin d'amortissement [09]

Les murs bajoyers travaillent comme des murs de soutènement, ils s'opposent à la Poussée d'eau.

Les sollicitations auxquelles est soumis l'ouvrage pendant son exploitation sont diverses et dépendent essentiellement des dimensions choisies, la stabilité d'un tel ouvrage doit être assurée afin d'éviter les dégâts qui peuvent avoir lieu.

Les murs bajoyers assurent en même temps l'acheminement régulier des eaux vers l'aval. Le calcul de stabilité se fait pour une tranche de 1m de longueur.

Le schéma suivant montre les combinaisons des charges :

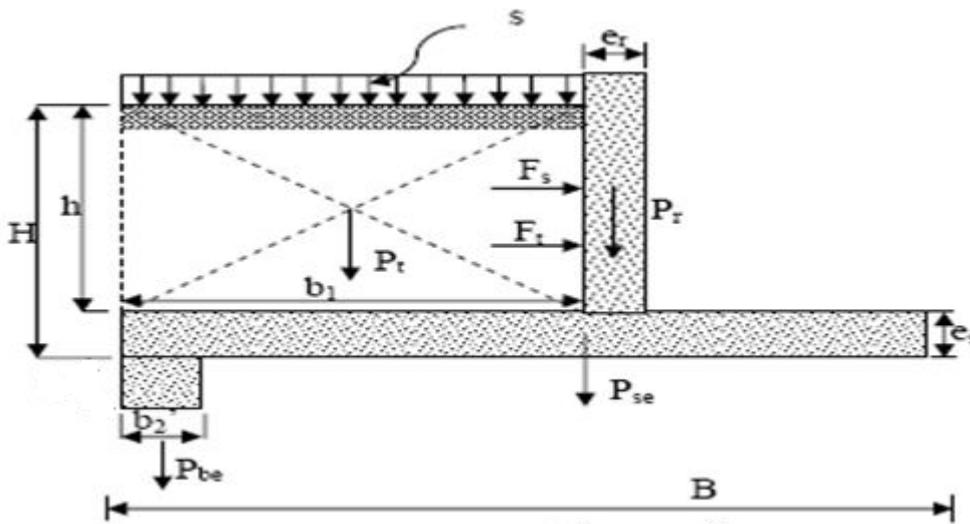


Figure IV.06 : Schéma explicatif de combinaison des charges

a) Les forces verticales

- Poids de terre derrière le mur

$$P_t = \gamma_t * b_1 * h \dots\dots\dots (IV.25)$$

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) ps

$$P_s = s * b_1 ; \dots\dots\dots (IV.26)$$

s: surcharge (s=1t/m²)

- Poids de la semelle

$$P_{se} = \gamma_b * e_s * B \dots\dots\dots (IV.27)$$

γ_b : Poids volumique du béton armé $\gamma=2.5 \text{ t/m}^3$

e_s : épaisseur de la semelle.

B : la largeur de la semelle.

- **Poids de la bèche**

$$P_{be} = \gamma_b * b'_1 * b'_2 \dots\dots\dots (IV.28)$$

γ_b : Poids volumique du béton armé $\gamma =2.5 \text{ t/m}^3$

b'_1 et b'_2 : Ce sont la largeur et la longueur de la bèche respectivement.

- **Poids du rideau**

$$P_r = \gamma_b * h(e_s+e_r)/2 \dots\dots\dots (IV.29)$$

b) Les forces horizontales

- **Forces dues à la pousse des terres**

$$F_t = K * \gamma_t * H^2/2 \dots\dots\dots (IV.30)$$

$$K = \text{tg}^2 (\pi/4 - \phi/2) \dots\dots\dots (IV.31)$$

γ : Poids volumique de la terre (1.73t/m3)

K : coefficient de poussée.

H .la hauteur du mur bajoyer

- **Force due a la poussée de la surcharge**

$$F_s = K * s * H \dots\dots\dots (IV.32)$$

1. Stabilité au renversement

Le principe est de vérifier que le mur ne tourne pas autour de l'arrête A sous l'effet des force horizontales

$\Sigma M_s/A$: La somme des moments stabilisateurs autour du point A.

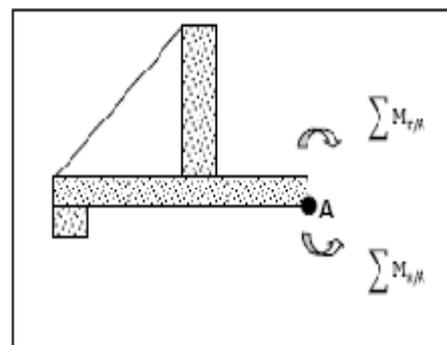
$\Sigma M_d/A$: La somme des moments déstabilisateurs autour du point A.

Z : coefficient de sécurité ($z=1.5$)

Nous avons :

$M_s = 1145.2 \text{ T.m}$

M_r = les Moments des forces déstabilisatrices par rapport au point A



$$M_r = 195.30, 5 \text{ T.m}$$

$$\Sigma M_S / \Sigma M_d = 5.86$$

La condition de stabilisée est vérifiée
 Donc de point de vue renversement le mur est stable

2. Stabilité au poinçonnement

Il faut vérifier que sous l'effet de tout les forces extérieures les contraintes qui s'exercent à la base du mur sont inférieurs a la contrainte admissible de sole de fondation

$$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2 < \sigma_{sol})$$

Position de la résultante des charges verticales

$$x = \Sigma M_S / A / \Sigma F_V \dots\dots\dots (IV.33)$$

$$e_0 = |x - B/2| \dots\dots\dots (IV.34)$$

e_0 : c'est l'excentricité

Il faut que (e_0) soit inférieur à ($B/6$)

$$X = 6,1 \quad e_0 = 1.1 < (B/6 = 1.66)$$

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 ($b = 1\text{m}$).

B : la largeur de la semelle.

Détermination du moment due aux forces verticales par rapport au centre de gravité de la semelle

$$\Sigma M/G = (F_s * H/2) + (F_t * H/2) - e_0 * \Sigma F_V \dots\dots\dots (IV.35)$$

F_s : force de surcharge.

F_t : force de pousse de la terre.

H ; la hauteur de mur.

e_0 : excentricité.

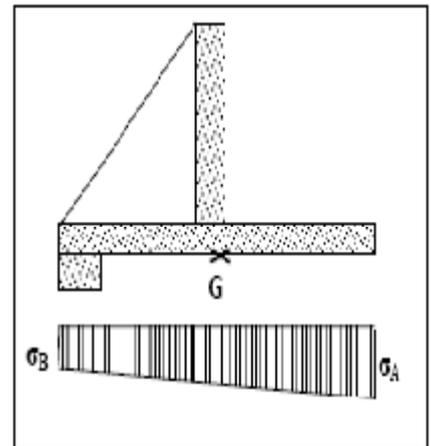
F_V : les forces verticales.

Donc :

$$\sigma_A = 19.57 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_B = -17.97 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{ref} = (3 \sigma_{max} + \sigma_{min})/4 \dots\dots\dots (IV.36)$$



$$\sigma_{ref} = 19,17 \text{ t/m}^2$$

3. Stabilité au glissement

Le principe est de vérifier que :

Fh : la somme des forces horizontales.

Fv : la somme des forces verticales.

φ : angle de frottement (20°).

B : la largeur de la semelle (32m).

C : cohésion de sol (0.33bar).

γ : coefficient de sécurité ($\gamma = 1.5$).

$$\Sigma F_v = 187.74 \text{ t}$$

$$\Sigma F_h = 57.31 \text{ t alors}$$

$$57.31 < 187.74$$

Alors la condition de non glissement est vérifiée

Donc du point de vue glissement le mur est stable.

IV.2.3. Ferrailage [10]

IV.2.3.1. Ferrailage des murs bajoyers

Le mur est calculé comme une dalle simplement appuyée sur les appuis (contrefort) et soumise à la résultante due aux pressions des terres et de la surcharge (en utilisant les coefficients de sécurité)

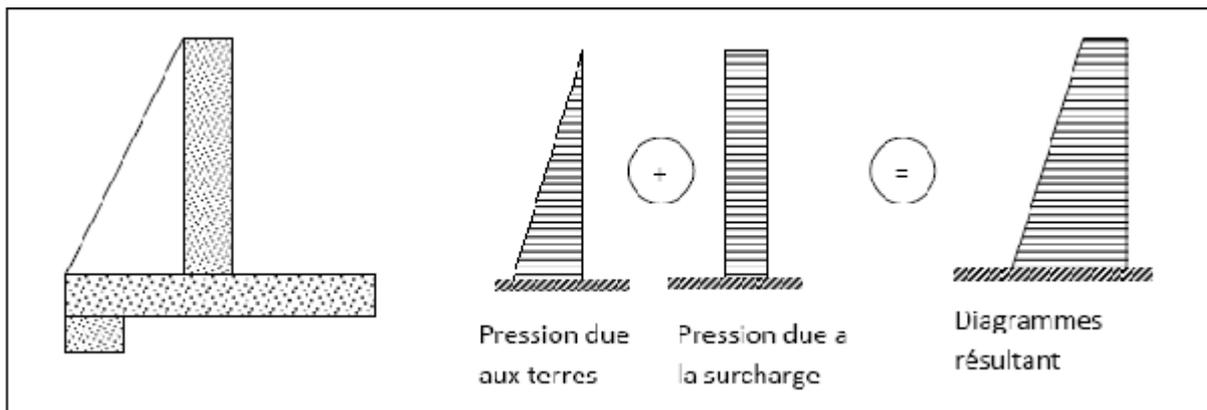


Figure IV.07: représentation des forces qui agissent sur le mur bajoyer

Pour simplifier les calculs, le mur se divise en plusieurs tranches de 1m de hauteur

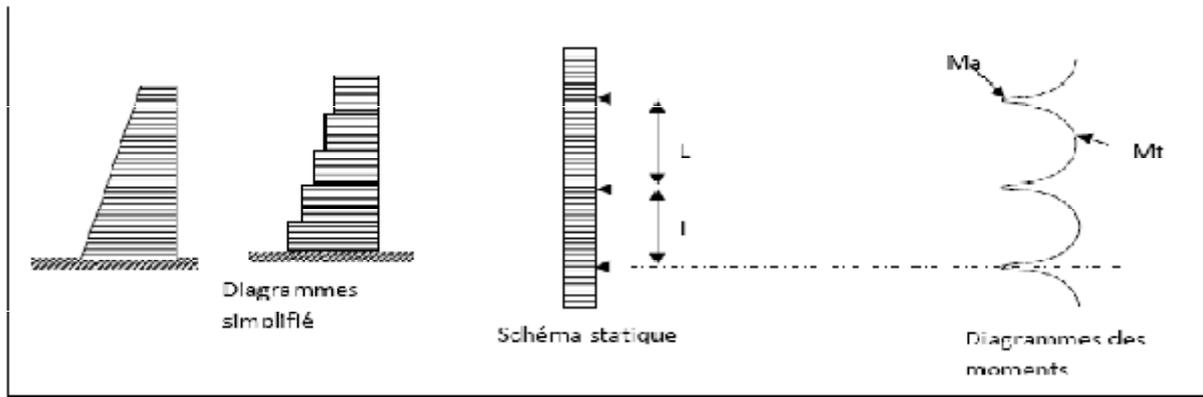


Figure IV.08 : représentation de l'allure des moments en travée et en appuis

$$M_a = pl^2 / 16 \dots\dots\dots (IV.37)$$

$$M_t = pl^2 / 10 \dots\dots\dots (IV.38)$$

M_a : moment en appuis.

M_t : moment en travée.

P : pression des forces agissent sur le mur à chaque 1m de hauteur.

L : distance entre les contreforts ($l=9m$)

$$p = 1.35F_t + 1.5F_s \dots\dots\dots (IV.39)$$

1.35 et 1.5 sont des coefficients de majoration (sécurité).

F_t : force due au à la poussée de la terre.

F_s : force due à poussé de la surcharge.

Les données de base :

$$\Sigma_{\text{béton}} = 25\text{mpa}$$

$$\Sigma_{\text{arm}} = 400\text{mpa}$$

Au lieu de travailler avec le diagramme résultant, on fait les calculs avec un diagramme de pression simplifié.

- Calcul des aciers :

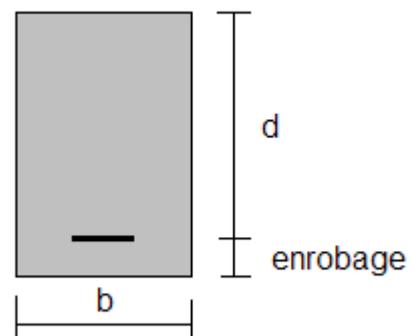
$$\dots\dots\dots (IV.40)$$

$= 142$: Contrainte admissible du béton en compression.

$$\alpha = \dots\dots\dots (IV.41)$$

$$= 1 - 0.4 \dots\dots\dots (IV.42)$$

$$= \dots\dots\dots (IV.43)$$



$$= - ;$$

: Limite élastique des aciers utilisé = 4000 pour les aciers tors.

: Coefficient de sécurité pour les aciers.

$$= 3$$

$$\left\{ \begin{array}{l} = 1.15 \text{ Dans les calculs pour les cas courantes.} \\ = 1 \text{ Calculs dans les cas accidentels.} \end{array} \right.$$

- Vérification de l'existence des aciers comprimés :

$$\left\{ \begin{array}{l} = \frac{\quad}{\times} \text{ et } = 2.1 \times 10 \dots\dots\dots(\text{IV.44}) \\ = \frac{\quad}{\quad} \dots\dots\dots(\text{IV.45}) \\ = 0.8 - 0.32 \dots\dots\dots(\text{IV.46}) \end{array} \right.$$

Si $<$ \Rightarrow pas d aciers comprimés.

Nous calculons le ferrailage du déversoir en suivant le même procédé du rideau sauf que les charges exercées sont différentes. Pour le déversoir, nous allons trois charges : le poids propre du déversoir et deux charges hydrodynamiques : la première s'exerce de l'extérieur vers l'intérieur ; c'est la poussée de l'eau déversée et l'autre s'exerce dans le sens contraire ; c'est la poussée de l'eau du chenal d'écoulement.

Nous voyons que nous divisons le rideau en tranche de 1 m a partir de la base de rideau nous avons les efférents résultats sont récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau IV.01: récapitulatif des résultats da la section des aciers de rideau

Tranches	Hi	Ft(t/m)	Fs(t/m)	P (t/m)	Ma (t.m)	Mt (t.m)	μ (Ma)	μ (Mt)	α (Ma)	α (Mt)	β (Ma)	β (Mt)	A(Ma)	A(Mt)
0	10	3,667	3,333	9,95	50,347	80,595	0,0092	0,0149	0,0115	0,0188	0,9954	0,9925	7,457	11,973
1	9	3,3	3	8,955	45,312	72,535	0,0082	0,0134	0,0104	0,0169	0,9959	0,9932	6,708	10,767
2	8	2,933	2,667	7,96	40,278	64,476	0,0073	0,0119	0,0092	0,015	0,9963	0,994	5,96	9,564
3	7	2,567	2,333	6,965	35,243	56,416	0,0064	0,0104	0,008	0,0131	0,9968	0,9947	5,213	8,362
4	6	2,2	2	5,97	30,208	48,357	0,0055	0,009	0,0069	0,0112	0,9972	0,9955	4,466	7,162
5	5	1,833	1,667	4,975	25,173	40,297	0,0046	0,0075	0,0057	0,0094	0,9977	0,9963	3,72	5,964
6	4	1,467	1,333	3,98	20,139	32,238	0,0037	0,006	0,0046	0,0075	0,9982	0,997	2,975	4,767
7	3	1,1	1	2,985	15,104	24,178	0,0027	0,0045	0,0034	0,0056	0,9986	0,9978	2,23	3,573
8	2	0,733	0,667	1,99	10,069	16,119	0,0018	0,003	0,0023	0,0037	0,9991	0,9985	1,486	2,38
9	1	0,367	0,333	0,995	5,035	8,059	0,0009	0,0015	0,0011	0,0019	0,9995	0,9993	0,743	1,189
10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant

Tableau (IV.02): Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage du rideau chaque 5m de tranche.

tranche	aciers sur appuis		aciers en travées	
	arm principale	arm de repart	arm principale	arm de repart
9		T 12 /1m		T12/1m
8		T 12 /1m		T12/1m
7		T 12 /1m		T12/1m
6		T 12 /1m		T12/1m
5		8T12 e= 12 cm		T 12 /1m
4		T 12 /1m		T12/1m
3		T 12 /1m		T12/1m
2		T 12 /1m		T12/1m
1		6T12 e= 15 cm		T 12 /1m

Dans la mesure du possible l'espacement entre les barres en travée et sur appuis doit être le même d'où on retiendra la solution dans le tableau ci- dessus. Le ferrailage est représenté dans la planche N°05

IV.2.3.2 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.

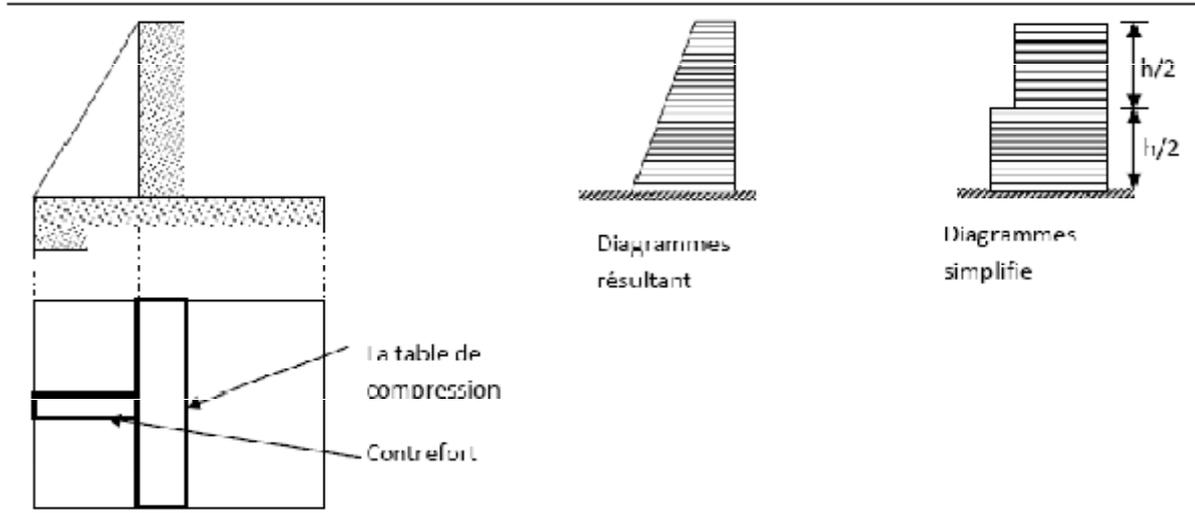


Figure IV.09 : diagramme des forces qui agissent sur le contrefort et des le mur bajoyer

Dans notre étude Les contres forts sont calculés comme des consoles encastrées dans la semelle et soumise à la pression résultante due à la pression des terres et de la surcharge

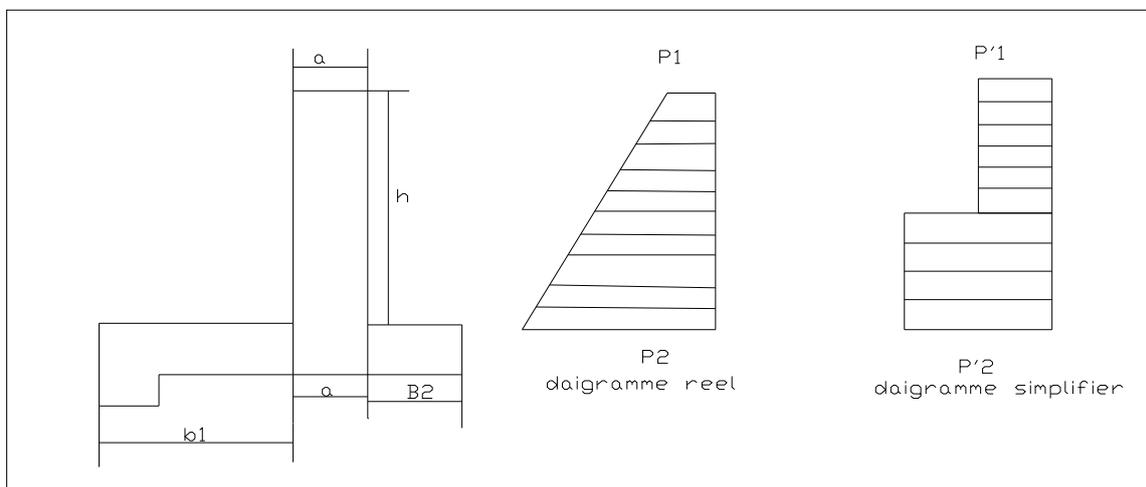


Figure IV.10 : schéma statique des sous pressions sur les contre fort

On a :

$$P2= L (1.35 A\gamma h+1,5AS)$$

$$P1= L (1.5As) \quad P2'=P2$$

$$P'1= L (1.35Ah/2+1,5AS)$$

L : en travée entre les contreforts L = 9m

On a

$$P'1 = 9(1, 35.0, 49.8, 8/2+1,5.0, 49.1) = 33,32 \text{ t/m}$$

$$P'2 = 9(1, 35.0, 49.1, 8.8+1,5.0, 49.1) = 62,19 \text{ t/m}$$

Calcul des aciers au niveau de l'encastrement

Si on prend le diagramme simplifié le moment à l'encastrement est le plus élevé que le diagramme réels, donc par mesure d'économie on utilise le diagramme réel c a d :

$$P1 = 9(1,5 .0, 33) = 4,45 \text{ t/m}$$

$$P'2 = 9(1, 35.0, 33.1, 8.8+1,5.0, 33.1) = 62.19 \text{ t/m} = P2$$

F_R : force résultante et y_R : position de F_R

F_R : Aire de diagramme des pressions = aire de trapèze = $(B+b)/2 \cdot \text{hauteur de trapèze}$

$$F_R = ((62,19+4,45)/2) \cdot 8 = 266,56 \text{ t}$$

Y_G : ordonnées du centre de gravité de trapèze = 2.225 m

Le moment à l'encastrement égal :

$$M_e = F_R \cdot y_G = 593.096 \text{ t.m}$$

La section qui représente ce moment M_e est la suivante :

Enrobage est de 3 cm

$$v = \frac{M}{\sigma_{bc} b d^2}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2v}}{0,8}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha$$

On calcul A_{acier}

$$A = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = 63,23$$

$$D'où A = 63,23 \text{ cm}^2$$

On utilise des T24 $(3,14 \cdot (2,4)^2)/4 = 4,52$ le nombre d'acier $n = 15$ barre/ml

• Ferrailage adopté:

La section des armatures est : $A = 63.23 \text{ cm}^2$ soit 15T24

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 8 m de hauteur

IV.2.3.3 Ferrailage de la semelle de bassin de dissipation :

On considère le cas le plus défavorable (toutes les forces)

Déterminons les contraintes agissantes sur la semelle :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{L.B} \pm \frac{6 M_G}{L.B^2} \dots\dots\dots (IV.47)$$

$$N = P_r + P_s + P_{av_e} + P_{am_e} - W_t \dots\dots\dots (IV.48)$$

N = 1400 t

MG : moment par rapport au centre de gravité de la semelle

$$MG = P_r . A + P_{av_e} . C + F_{av_h} . D + F_{am_h} . E + W_s . F + W_F . B \dots\dots\dots (IV.49)$$

M_G = 70 t.m

Donc $\sigma_1 = 156,45 \text{ t/m}^2$ $\sigma_2 = 148,32 \text{ t/m}^2$

Le radier est considéré comme étant encastré dans le massif supérieur. La charge due au poids de déversoir

Les Contraintes dues aux forces verticales

$$\sigma = \frac{(P_{ave_e} + P_r + P_s)}{L . B} \dots\dots\dots (IV.50)$$

$\sigma_1 = 70,56 \text{ t/m}^2$

Le moment d'encastrement est :

$$M = F . AG$$

$$F = 33,79 \text{ t}$$

$$AG = 12,5 \text{ m}$$

$$M = 422,37 \text{ t.m}$$

▪ **Calcul des aciers :**

$$\text{Nous avons } \nu = \frac{M}{\sigma_{bc} b d^2}$$

Avec : σ_{bc} : Contrainte admissible de a compression du béton. = 142 b

b : Longueur de la tranche = 1m

d : Largeur du mur diminue de l'enrobage = 395 cm

c : l'enrobage = 5 cm

Ce qui donne

$$\nu = \frac{M}{\sigma_{bc} b d^2} = 0,097 < 0,186$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\nu}}{0,8} = 0,12 < 0,259$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,94$$

On calcul A_{acier}

$$A = \frac{Ma}{\beta d \sigma_s}$$

D'où $A = 31,7 \text{ cm}^2$

On utilise des 9T24 $(3,14 \cdot (2,4)^2)/4 = 4,52$ $e = 11 \text{ cm}$ le nombre d'acier $n = 9$ barre/ml

Pour les aciers de répartition on utilise des barres de T12 pour toute la semelle

Chapitre V.

Organisation de chantier

Introduction

L'organisation de chantier a pour but de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts. Elle consiste à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier. Afin d'atteindre ces objectifs, il est impératif de :

Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement ; Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée ; Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour les quels, on adopter une mécanisation de plus en plus poussée ; Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient .

V.1 Organisation technique de préparation

Les opérations essentielles de préparation dans l'organisation technique pour la construction hydrotechnique commencent par la préparation des documents qui donnent droit à l'organisme de réaliser l'exécution des travaux de construction.

L'organisation technique de préparation passe par les étapes suivantes :

1-Période de préparation, consiste à établir l'ordre chronologique et la cadence de réalisation des travaux en qualité et en quantité.

2-Mesure d'approvisionnement du chantier en matériaux de construction concernant le lieu et la qualité.

V.2 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain de larges espaces, a fin de ménager les divers aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail. On peut distinguer les installations suivantes :

V.2.1 Installations destinées au personnel

En général, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

V.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux

Pour les ciments nous utilisons soit, des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal. Les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et la faciliter de dosage du béton, et les aciers dans des baraquements, hangarsetc.

V.2.3 Installations destinées à la réparation des engins

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

V.2.4 Installation destinée pour la préfabrication

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites.

V.3 Travaux de réalisation :

V.3.1 Travaux de terrassements :

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

V.3.2 Travaux d'excavations

Les différentes opérations d'excavation devront être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux, ces derniers comprennent le décapage, excavation et mise en dépôt des déblais suivant les étapes suivantes :

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

V.3.4 Travaux secondaires

Cela consiste au travail dont le besoin est de pouvoir exploiter tous les ouvrages dans les meilleures conditions possibles.

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

Tous les travaux peuvent être exécutés à partir de l'automne de la première année de construction et au cours de la deuxième année sauf pendant la période humide.

V.4 Les moyens de chantier

En ce qui concerne les moyens en personnel, l'entreprise devra indiquer nommément la personne physique responsable du chantier et son intérimaire en précisant leurs titres, références et compétence. Les mêmes indications devront être fournies pour les techniciens spécialisés tels que géotechnicien spécialiste en travaux d'étanchéité, d'injection etc. qui auraient à intervenir sur le chantier.

La construction d'une digue en terre nécessite l'utilisation de nombreux engins mécaniques destinés à scarifier, excaver, transporter, niveler et compact les matériaux.

On peut distinguer le matériel de compactage, la fonction les caractéristiques principales et le rendement des différents engins de terrassement et de compactage susceptible d'être utilisés lors de la réalisation du petit barrage.

A- Les moyens humains

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

B - Les engins de terrassement

Le matériel général de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction et / ou le transport des matériaux et la réalisation des finitions (remblai- enrochement ...).

- ✓ Le bulldozer.
- ✓ Pelle mécanique.
- ✓ Chargeur à pneu ou à chenilles.
- ✓ Décapeuse.
- ✓ Les niveleuses et les camions.

Le compactage du BCR est une phase très importante parce que cette opération est liée d'une façon directe à l'étanchéité de l'ouvrage. On fait appel aux engins suivants:

- ✓ Les compacteurs à pneus : Ils conviennent pour le compactage le BCR.
- ✓ Les compacteurs à rouleaux vibrant : Ils sont utilisés pour le compactage des matériaux à angle de frottement élevé.

C- Le matériel de bétonnage

On utilise le plus souvent des bétonnières pour la préparation du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur – tunnel de dérivation ...).

D - Le matériel spécifique

On utilise comme matériel :

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

V.5 Terrassement au niveau des installations de chantier

a)- Exécution des voies d'accès

La desserte est composée de 2 pistes, la première mène vers la carrière et la deuxième vers le site des matériaux fins, se sont des pistes non revêtues.

b)- Détermination des engins nécessaires

Pour l'exécution des voies d'accès il y a lieu de se disposer d'un chargeur au de la carrière d'alluvions dont le rendement est :

$$R = \frac{60.G.K_r.K_t}{T.K_f}$$

Où : G : capacité du godet. (m³/h)

Kr : coefficient de remplissage de godet.

K_t : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

K_f : coefficient de foisonnement.

Pour le transport de ces matériaux on a besoin de camions benne dont le rendement est :

$$R_c = \frac{60.G.K_t}{T}$$

Où : G : capacité de la benne du camion (m^3/h).

K_t : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

Le régalage sera assuré au moyen d'un bulldozer d'un rondement :

$$R_b = \frac{60.G.K_t}{T}$$

Où : G : capacité de la lame (m^3/h)

K_t : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

Il est à signaler, qu'avant l'exécution des voies d'accès il est nécessaire de procéder à leur préparation au moyen d'un bulldozer avec un rendement important

V.6 Programme des travaux

Le chantier du barrage d'Ouldja peut être divisé en quatre parties distinctes :

1. Le bloc central, principalement en BCR, contenant les murs bajoyers, le déversoir, le bassin amortisseur.
 2. La rive droite, aile de la digue depuis le mur bajoyer de droite
 3. La rive gauche supérieure, portion de la digue au-dessus de la rive gauche de l'oued
 4. La fermeture de l'oued, portion de la digue depuis l'oued jusqu'au mur bajoyer gauche
- Vu l'étendue du chantier, cette partition est importante car elle permet d'envisager que chacune des subdivisions soit un chantier indépendant.

La rive gauche de la digue est divisée en deux secteurs. La partie supérieure, ainsi que le bloc central et la rive droite de la digue, peut être construite au sec, à l'abri des eaux de l'oued. La partie de la digue qui fermera définitivement l'oued ne sera engagée que lorsque la dérivation sera mise en service. Celle-ci entrera en fonction lorsque les trois autres chantiers seront suffisamment avancés pour qu'ils ne soient plus submergés par une éventuelle crue de l'oued. Les chantiers 1 à 3 peuvent être engagés en parallèle. Ils commenceront dès la phase de mobilisation de l'entreprise terminée.

Les travaux de bétonnage sur le bloc central sont subordonnés à la mise en service de la chaîne de production du béton. Cette dernière dépend de la construction de la route d'accès à la carrière et de l'installation des centrales de concassage des agrégats et de production de béton.

La durée des chantiers dépendra bien sûr des moyens engagés par l'(les) entreprise(s).

Pour l'établissement du programme des travaux donnés dans la planche N°07, ont été adoptés des rendements pouvant être raisonnablement respectés par des entreprises de taille moyenne.

Pour les rendements les plus caractéristiques

V.7 Le devis estimatif

Le devis estimatif et quantitatif est représenté dans les tableaux suivants pour la variante : évacuateur de crue a marches d'escaliers en BCR

Tableau V.01 : devis estimatif :

L'EVACUATEUR DE CRUES					
N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix (DA/U)	Montant (DA)
1	Excavation en terrain meuble	m ³	0	295	0
2	Excavation en terrain rocheux sans explosifs	m ³	0	400	0
3	Coffrage lisse	m ³	1700	1500	2550000
4	Béton arme pour déversoir et coursier	m ³	10250	8000	82000000
11	Grille d'entrée	Unité	1	160000	160000

V.8. Planification [11]

V.8.1 Définition

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

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

V.8.2 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

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

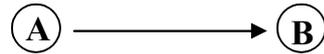
V.8.2.1 Méthodes basées sur le réseau

V.8.2.1.1 Définition du réseau

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

Réseau à flèches :

L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération A précède l'opération B

Réseau à nœuds :

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches

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

V.8.2.1.2. Construction du réseau

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

- Etablissement d'une liste des tâches : il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.
- Détermination des tâches antérieures : après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau, car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.
- Construction des graphes partiels ;
- Regroupement des graphes partiels ;
- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage ;
- Construction du réseau ;

V.8.2.2 Méthode C.P.M (Méthode du Chemin Critique)

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

- 1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.
- 2^{ème} phase : analysé systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;
- 3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

V.8.2.2.1 les étapes de la planification

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

V.8.2.2.2 collection des informations

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

V.8.2.2.3 décomposition du projet

C'est une partie importante, car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

V.8.2.4 relations entre les tâches

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

V.8.2.5 les paramètres de la méthode C.P.M

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

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec : TR : temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DCPP : date de commencement au plus tard.

DFP : date de finition au plus tôt.

DFPP : date de finition au plus tard.

MT : marge totale.

Et :

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

V.8.2.6 Chemin critique (C.C)

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique, il suffit de vérifier la double condition suivante :

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

V.8.2.7 Attribution des durées de chaque opération

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ; dimensions du projet.

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

$$T = \frac{Q.N}{n}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{array} \right.$$

V.9 Les plannings

Il existe trois types du plan de travail :

V.9.1 Plan du travail au plus tôt

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

V.9.2 Plan de travail au plus tard (PTPP) :

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

V.9.3 Plan de travail intermédiaire

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

V.10. Délai de construction et programme des travaux

- Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches.
- Le déroulement du travail dans un ordre correct, c'est-à-dire, une bonne succession des opérations.
- Le respect des délais de réalisation pour chaque opération.
- Faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement asservie par du personnel qualifié ; bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport; la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

V.10.1. Symboles des différentes opérations

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau V.02 : symboles des opérations et leurs durées

Travaux	Opérations	Durée (mois)
Route d'accès principal	A	1
Route d'accès a la carrière	B	2
Installation du chantier	C	2
Dérivation provisoire	D	9
Fondation du barrage	E	5
Construction des zones industrielles	F	3
Bétonnage du corps(BCR)	G	6
Vidange de fond et prise d'eau	H	4
Evacuateur de crue	I	7
Voiles d'étanchéité et de drainage	J	7
Mise en service	K	1

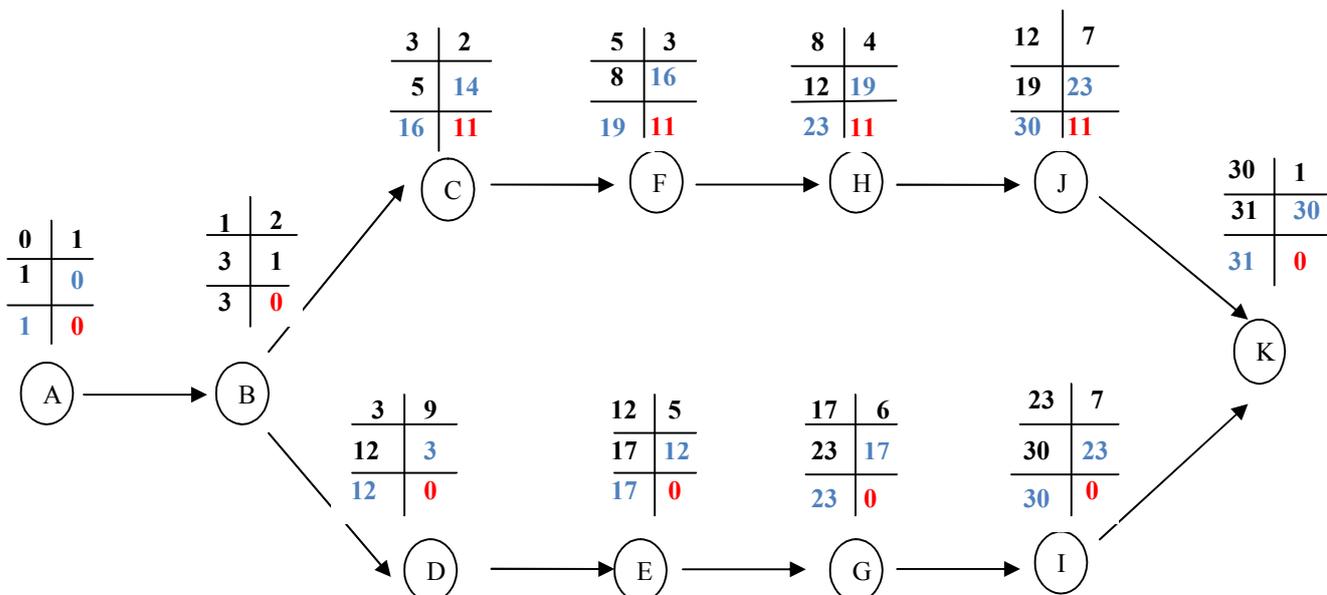
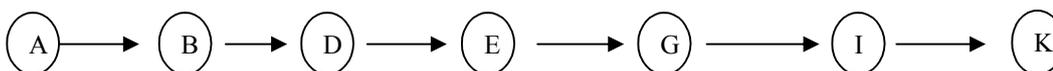


Figure V.01: Réseau à nœuds.

Le chemin critique est :



Le temps nécessaire pour la réalisation du barrage est environs 30 mois

V.10.2 Détermination des chemins critiques par la méthode du tableau

Tableau V.03 Résultats de calcul pour la méthode du tableau

		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	1	0	1	0	1	0
B	2	1	3	1	3	0
C	2	3	5	14	16	11
D	9	3	12	3	12	0
E	5	12	17	12	17	0
F	3	5	8	16	19	11
G	6	17	23	17	23	0
H	4	8	12	19	23	11
I	7	23	30	23	30	0
J	7	12	19	23	30	11
K	1	30	31	30	31	0

Le chemin critique est :

Le chemin critique final est : **A-B-D-E-G-I-K**

Finalement, on arrive aux bornes principales suivantes

- ✓ Début production du béton au 17^e mois
- ✓ Mise en service de la dérivation au 29^e mois
- ✓ Fermeture de la dérivation au 34^e mois
- ✓ Mise en service de l'aménagement 56^e mois

En conclusion, la construction du barrage d'Ouldja devrait durer environ 5 années.

Conclusion

Dans ce présent chapitre on a déterminé le cheminement des opérations et la durée de réalisation de ce dernier tout en tachant de bien superposer le les opérations selon leurs importance et leurs successions.

Chapitre VI.

Protection et sécurité de travail

Introduction

La protection du travail comprend tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs. Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent prendre naissance à tous moments, c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour promouvoir contre ces derniers.

Les différents organismes intéressés par les sécurités lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements applicables aux chantiers.

Ces règlements doivent être strictement appliqués. Ils contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et dégageront la responsabilité des dirigeants du chantier qui pourrait être tenus comme responsable en cas que toutes dispositions n'avaient pas été prises pour l'application des règles du chantier.

VI.1 Causes des accidents de travail

L'accident du travail n'est jamais le fait d'un hasard ou de la fatalité. Les causes sont la somme des différents éléments classés en deux catégories :

VI.1.1 : Causes humaines

Ces causes peuvent être :

- ✓ L'inattention des travailleurs.
- ✓ La fatigue.
- ✓ La distraction.
- ✓ Les gestes néfastes.
- ✓ Inaptitude mentale ou physique.
- ✓ Adoption de la solution de facilité.

VI.1.2 Causes techniques

Les mauvaises conditions de travail.

Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.

Le manque d'éclairage

VI.2 .Les actions et conditions dangereuses

- Intervenir sans précaution sur les machines en mouvement ;
Ex : Graisser un engin en marche.
- Imprudence durant les opérations de stockage et manutention ;
Ex : Passer sous une charge suspendue (lors de la pose des tubes) dans la tranchée.
- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ;
Ex : ramasser un outil à proximité d'un conducteur sous tension
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle ;
Ex : ne pas porter un masque et une paire de gants lors du soudage des conduites ;
- Adopter une position peu sûre ;
Ex : transport du personnel sur la plate –forme d'un camion chargé de gros matériel ;
- Suivre un rythme de travail inadapté ;
Ex : cadence de travail trop rapide ;

- Outillage, engin, équipement en mauvais état ;
Ex : échelle dont les barreaux cassés ont été remplacés par des planches clouées ;
- Défaut dans la conception, dans la construction ;
Ex : installation électrique en fil souple ;
- Eclairage défectueux ;
Ex : éclairage individuel du poste de travail sans éclairage (travaux sur chantier) ;
Conditions climatiques défavorables.

VI.2.1 Mesures préventives

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.

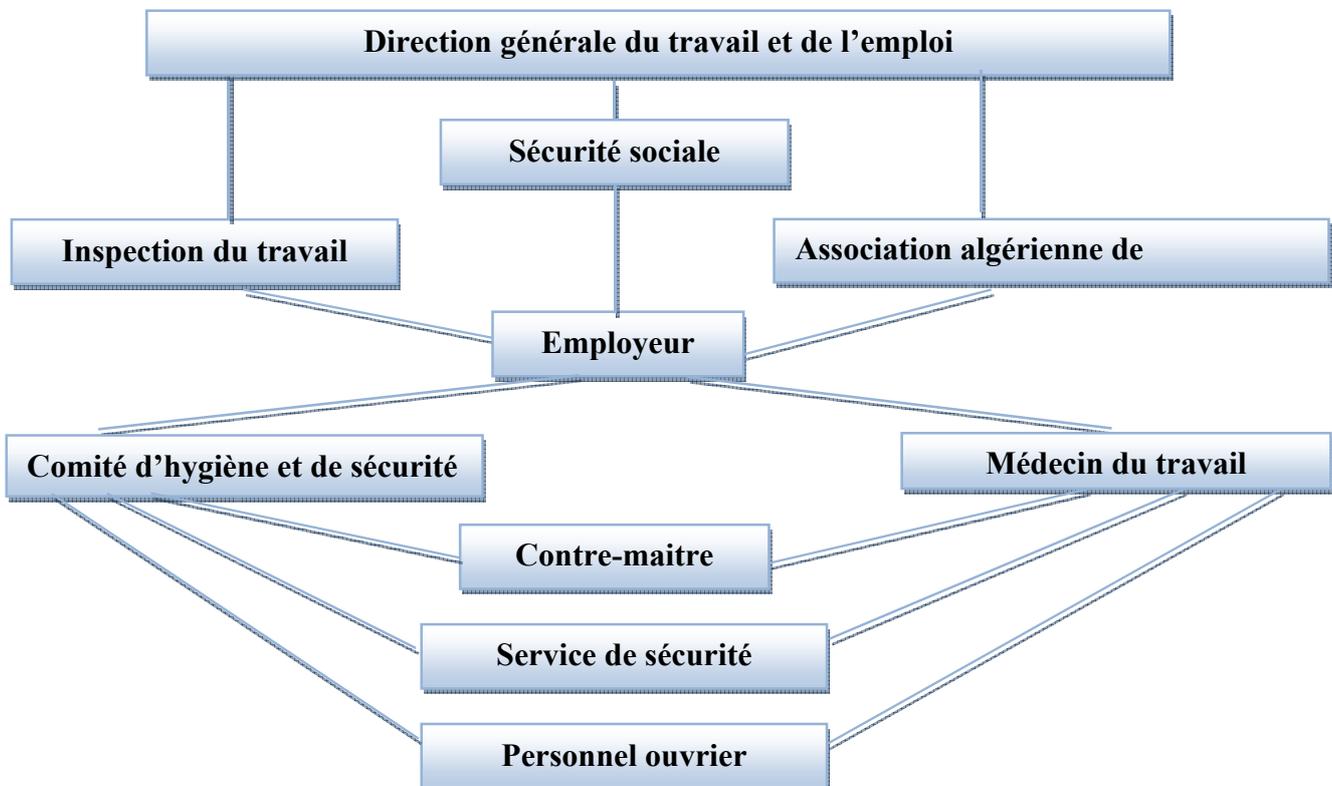
Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.

Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.

Les abris doivent être aérés et chauffés.

VI.3 Organisation de la prévention des accidents du travail

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme une immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes intéressées figurés dans l'organigramme ci-après :



Le Contre-maître constitue le maillon essentiel de la chaîne de prévention des accidents du travail. Vu sous l'angle de la protection du personnel, le rôle du Contre-maître revêt trois aspects importants, pédagogique, de surveillance, de suggestion.

Parmi les principales fonctions du service de protection :

Etudes, participation au comité d'hygiène et de sécurité ;

Exécution, mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail, réalisations pratiques des suggestions et des études).

Les mesures de prévention collective sont la suite logique de l'étude de sécurité. Les mesures de prévention collectives peuvent être classées en deux catégories distinctes :

Respect de la réglementation, la législation, les contrôles techniques ;

Les moyens techniques (protection des éléments de machines et mécanismes en mouvement) ;

Devant les dangers constatés dans l'exercice de certaines professions ou dans l'emploi de nouveaux produits, la législation a de plus en plus tendance à compléter la prévention collective par des moyens de protection individuelle.

La protection des membres supérieurs est assurée par le port de gants, moufles, maniques, épaulières, doigtiers ;

Protection des membres inférieurs, Protection des yeux, Protection du tronc, Protection de la tête ;

Protection des voies respiratoires.

L'équipement de protection est nécessaire lorsque les risques auxquels est exposé le personnel n'ont pu être éliminés ou supprimés à la source.

Cet équipement doit remplir les conditions suivantes :

- Correspondre au danger considéré ;
- Etre pratique et confortable ;
- Etre solide ;
- Etre d'un entretien facile.

VI.4 Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation du tunnel

Il existe trois méthodes pour le calcul d'air nécessaire à la ventilation :

1/ Le calcul du débit d'air par le taux de ventilation.

2/ Calcul du débit d'air par l'alimentation minimum.

3/ Calcul du débit d'air par l'accroissement de chaleur.

Pour notre cas, on calculera le débit d'air par l'alimentation minimum, cette méthode consiste à assurer une alimentation minimum de 30 m³ d'air frais par personne et par heure. Elle permet le renouvellement de l'air pollué dégagé par les travailleurs, les infrastructures industrielles et les machines.

Le calcul du débit d'air se fait comme suit :

On a :

$$Q = A_m \cdot N$$

Q : Débit d'air frais en (m³/h).

A_m: L'alimentation Minimum (A_m = 30 m³ / h / personne)

N: Nombre de personne dans le lieu à aéré.

VI.4.1 Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation

A - Etude et dimensionnement du réseau de ventilation

Le réseau de ventilation joue un très grand rôle dans la technologie actuelle. Le processus d'aération s'impose pour l'étude des systèmes de ventilations, cette étude nécessite les points suivants :

- ✓ Etude détaillée des plans des ouvrage à aéré et ceci dans le but de projeter le système le mieux adapté en évitant autant que possible toutes les obstructions et en projetant des tracés de canalisations simples comportant des coudes à grands rayons et des changements de sections des canalisations.
- ✓ Disposer les sorties des canalisations en vue d'assurer une bonne répartition de l'air dans l'espace à aérer.
- ✓ Déterminer le nombre et les dimensions de sortie sur la base du volume d'air ainsi que la vitesse admissible en ne perdant pas de vue les distances des conduites.
- ✓ Il faut noter que le bruit dans les canalisations augmente avec l'accroissement de la vitesse, et il faut s'assurer que les grillages placer en fins des conduites présentes des surfaces libres suffisantes pour la circulation et l'entretien.
- ✓ Calculer les dimensions des canalisations par l'une des méthodes suivantes :

1. La méthode dynamique

Cette méthode consiste à fixer la vitesse admissible pour les différentes canalisations et les différentes pièces spécialisées.

Les vitesses de l'air dans les différentes canalisations sont données dans le tableau VI.01

Tableau VI.01 : vitesse de l'air dans les différentes canalisations

N°	Désignation	Ouvrage hydrotechnique	Usines et grands bâtiments
1	à l'entrée de la conduite	(4 – 5) m/s	(6 – 8) m/s
2	Conduite principale	(4 – 5) m/s	(6 – 12) m/s
3	Canalisations dérivées	(2 – 5)m/s	(3 – 6) m/s
4	Colonnes montantes	(1.5 – 3) m/s	(2 – 4) m/s
5	Pièces spécialisées (coudes ...)	(0.5 – 2) m/s	(1 – 3) m/s

2. Méthode d'équi-friction

Cette méthode est basée sur la vitesse admissible au niveau du dernier tronçon, elle est prise égale à (2 m/s).

Pour la détermination des différents diamètres des canalisations, on se référera à l'abaque de Wood.

Pour notre cas on utilise la méthode dynamique.

B. Calcul du diamètre des canalisations

On a la formule donnant la section des canalisations en fonction du débit et de la vitesse :

$$S = Q / V \quad (\text{m}^2).$$

$$Q: \text{débit d'air} \quad (\text{m}^3/\text{s}).$$

$$V : \text{Vitesse de circulation d'air dans la conduite. D'où : } D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V}} \quad (\text{m}).$$

Conclusion

La prévention devrait tendre à ne plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs. Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir en saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est-à-dire, faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques.

A cet effet, il convient d'accorder d'avantage d'intérêt aux aspects éducationnels de l'homme au travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement

CONCLUSION GENERALE

Il est à noter que la pénurie de la ressource en eau dans région d'Ouldja (W. Khenchela) surtout au cours de ces dernières années, a incité les pouvoirs publics à réagir quand à l'ampleur de ce problème.

En fait, les solutions envisageables sont très restreintes, à l'exemple des eaux souterraines qui sont en majorité de type saumâtre qui sont impropres à l'usage domestique et agricole sans traitement préliminaire qui est très souvent couteux.

L'étude de l'avant projet détaillé de l'évacuateur de crues du barrage d'Ouldja a tiré comme variante un évacuateur central en BCR avec un coursier en marches d'escaliers.

Cet ouvrage devra évacuer une crue de $Q_{dév} = 2251 \text{ m}^3/\text{s}$, à une hauteur déversante estimée à 2,9 m correspondant à une largeur déversante de 210 m. Ce débit sera amorti par un dissipateur d'énergie de type III, qui relira notre ouvrage à l'aval de l'Oued via, dont les dimensions ont été calculées en tenant compte de ce débit.

La stabilité de l'évacuateur de crue ainsi que de la digue a été calculée et vérifiée selon de différentes conditions à savoir : normales, exceptionnelles et extrêmes.

Au terme de cette étude, il vient à signaler que l'évacuateur dimensionné est d'une importance majeure vu qu'il joue un double rôle à savoir : sa contribution à renforcer la sécurité de la digue, ainsi que l'évacuation des crues exceptionnelles pouvant compromettre le bon fonctionnement du barrage bien entendu.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [01] : **ANBT** : Rapport géologique, géotechnique et hydrologique du barrage d'Ouldja (W.KHENCHELA).
- [02] **Projet National BaCaRa** : 1996 - Le Béton Compacté au Rouleau, les barrages en BCR, presses de l'ENPC.
- [03]: **B. TOUAIBIA** : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida. Mars 2004.
- [04] : **B. TOUAIBIA** et **B. BENLAOUKLI** : introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida. Avril 2004.
- [05]: **CIGB** : Choix de la crue de projet ; méthodes actuelles. Bulletin 82. 1984.
- [06] : **B. TOUAIBIA** : polycop de cours de régularisation des débits ; les retenues. ENSH Blida. Janvier 2001.
- [07] : **M.K. MIHOUBI** : Guide de dimensionnement d'un barrage déversoir.
- [08] : **PATRICK LE DELLIOU** : Les barrages « conception et maintenance ».
- [09] : **J. PERCHAT** : Béton armé : règles BAEL.
- [10] : **M. BACHIR CHERIF** : Cours béton arme 3^{ème} et 4^{ème} année.
- [11] : **B. BENLAOUKLI** : Cours d'O.D.C 4^{ème} et 5^{ème} année.

ANNEXE N° 01

Essais de perméabilité (lugeons)

F01

F02

F03

F04

F05

F06

F06bis

Tableau des résultats des essais Lugeon

Sondage	Profondeur [m]	Pression utilisée [bars]	Pression effective [bars]	Débit Q [L/min]	Unité Lugeon [UL]	Classi- fication	UL adoptée [UL]	Perméabilité K [cm/s]
F01	52.00 - 55.00	5.00	7.01	25.92	12.33	E/C	6.47	8.41E-05
		7.00	9.01	28.03	10.37			
		10.00	12.00	36.71	10.20			
		7.00	9.01	20.19	7.47			
		5.00	7.01	18.66	8.87			
		2.50	4.51	8.76	6.47			
	55.00 - 58.00	2.50	5.02	8.93	5.93	B/T	9.40	1.22E-04
		5.00	7.52	18.39	8.16			
		7.00	9.51	27.15	9.51			
		10.00	12.51	35.27	9.40			
		7.00	9.51	27.90	9.78			
		5.00	7.52	18.66	8.28			
	58.00 - 61.00	2.50	5.15	4.65	3.02	C/D	6.24	8.11E-05
		5.00	7.65	14.34	6.25			
		7.00	9.65	20.19	6.96			
		10.00	12.64	28.09	7.41			
		7.00	9.65	20.37	7.04			
		5.00	7.65	14.31	6.24			
	61.00 - 64.00	1.00	3.65	7.36	6.72	B/T	6.33	8.23E-05
		2.50	5.19	6.81	4.37			
		5.00	7.69	14.28	6.19			
		7.00	9.69	20.10	6.92			
		10.00	12.68	24.10	6.33			
		7.00	9.65	20.24	6.97			
	64.00 - 67.00	5.00	7.69	14.23	6.17	B/T	9.23	1.20E-04
		2.50	5.19	7.08	4.55			
		2.50	5.35	8.82	5.49			
		5.00	7.85	18.85	8.00			
7.00		9.85	28.07	9.50				
10.00		12.84	35.56	9.23				
67.00 - 70.00	7.00	9.85	27.91	9.45	C/D	6.59	8.57E-05	
	5.00	7.85	18.50	7.85				
	2.50	5.35	8.92	5.49				
	2.50	5.36	7.53	4.69				
	5.00	7.85	15.69	6.66				
	7.00	9.85	21.54	7.29				
67.00 - 70.00	10.00	12.85	29.60	7.68	C/D	6.59	8.57E-05	
	7.00	9.85	21.99	7.44				
	5.00	7.85	15.65	6.64				
	2.00	4.85	8.35	5.73				

Tableau des résultats des essais Lugeon

Sondage	Profondeur [m]	Pression utilisée [bars]	Pression effective [bars]	Débit Q [L/min]	Unité Lugeon [UL]	Classi- fication	UL adoptée [UL]	Perméabilité K [cm/s]
F02	19.00 - 22.00	4.00	5.52	19.15	11.57	D/A	32.57	4.23E-04
		7.00	8.51	29.74	11.64			
		4.00	5.52	19.68	11.89			
		2.00	3.51	34.32	32.57			
	22.00 - 25.00	2.00	3.69	9.99	9.03	B/T	12.26	1.59E-04
		4.00	5.69	22.05	12.83			
		7.00	8.68	31.94	12.26			
		4.00	5.69	22.00	12.90			
	25.00 - 28.00	2.00	3.69	10.98	9.92	B/T	13.30	1.73E-04
		4.00	5.69	22.05	12.83			
		7.00	8.68	31.94	12.26			
		4.00	5.69	22.00	12.90			
	28.00 - 31.00	2.00	2.89	10.50	12.12	B/T	9.20	1.20E-04
		4.00	4.89	21.58	14.72			
		7.00	7.88	31.46	13.30			
		4.00	4.89	21.72	14.82			
	31.00 - 34.00	2.00	2.90	6.96	8.00	B/T	6.02	7.83E-05
		4.00	4.90	14.25	9.70			
		7.00	7.90	21.79	9.20			
		4.00	4.90	14.01	9.53			
	34.00 - 37.00	2.00	2.90	6.90	7.93	C/D	7.07	9.19E-05
		4.00	4.90	14.25	9.70			
		7.00	7.90	21.79	9.20			
		4.00	4.90	14.01	9.53			
	37.00 - 40.00	2.00	3.45	5.13	4.95	C/D	7.78	1.01E-04
		4.00	5.45	11.15	6.81			
		7.00	8.45	17.56	6.93			
		4.00	5.45	10.92	6.67			
	40.00 - 43.00	2.00	3.45	4.93	4.76	C/D	8.41	1.09E-04
		4.00	5.45	11.15	6.81			
		7.00	8.45	17.56	6.93			
		4.00	5.45	10.92	6.67			
	43.00 - 46.00	2.00	3.90	6.88	5.88	B/T	10.75	1.40E-04
		4.00	5.90	13.15	7.43			
		7.00	8.90	21.72	8.14			
		4.00	5.90	13.49	7.62			
	46.00 - 49.00	2.00	3.90	7.35	6.28	C/D	7.90	1.03E-04
		4.00	5.90	13.15	7.43			
		7.00	8.90	21.72	8.14			
		4.00	5.90	13.49	7.62			
	2.00	3.24	6.60	6.79	C/D	8.41	1.09E-04	
	4.00	5.24	12.90	8.21				
	7.00	8.24	20.80	8.42				
	4.00	5.24	13.20	8.40				
	2.00	3.24	6.88	7.06	B/T	10.75	1.40E-04	
	4.00	5.24	12.90	8.21				
	7.00	8.24	20.80	8.42				
	4.00	5.24	13.20	8.40				
	2.50	3.67	8.18	7.41	C/D	8.41	1.09E-04	
	5.00	6.17	15.50	8.38				
	7.00	8.17	21.58	8.81				
	10.00	11.16	29.39	8.78				
	7.00	8.17	22.09	9.02	B/T	10.75	1.40E-04	
	5.00	6.17	15.78	8.53				
	2.40	3.57	8.50	7.94				
	2.50	3.56	9.09	8.51				
	5.00	6.06	18.52	10.19	B/T	10.75	1.40E-04	
	7.00	8.05	27.64	11.44				
	10.00	11.05	35.63	10.75				
	7.00	8.05	28.05	11.61				
	5.00	6.06	18.75	10.32	C/D	7.90	1.03E-04	
	2.50	3.56	8.96	8.39				
	2.50	3.48	6.89	6.60				
	5.00	5.98	14.32	7.99				
	7.00	7.98	20.25	8.46	C/D	7.90	1.03E-04	
	10.00	10.97	27.95	8.49				
	7.00	7.98	20.49	8.56				
	5.00	5.98	14.41	8.04				
		2.50	3.48	7.50	7.19			

Tableau des résultats des essais Lugeon

Sondage	Profondeur [m]	Pression utilisée [bars]	Pression effective [bars]	Débit Q [L/min]	Unité Lugeon [UL]	Classification	UL adoptée [UL]	Perméabilité K [cm/s]
F03	4,00 - 7,00	1.00	1.53	10.95	23.87	B/T	17.41	2.26E-04
		2.00	2.53	13.21	17.41			
		1.00	1.53	10.73	23.99			
		0.50	1.03	4.33	14.02			
	7,00 - 10,00	0.50	0.94	4.35	15.43	D/A	23.30	3.03E-04
		1.00	1.44	7.42	17.18			
		2.00	2.44	13.04	17.82			
		1.00	1.44	10.06	23.30			
	10,00 - 13,00	0.50	0.94	4.15	14.72	B/T	7.14	9.28E-05
		2.00	2.53	4.50	5.93			
		4.00	4.53	10.57	7.78			
		7.00	7.53	16.12	7.14			
	13,00 - 16,00	4.00	4.53	10.47	7.71	C/D	8.93	1.16E-04
		2.00	2.53	4.17	5.49			
		1.00	1.53	3.91	8.52			
		2.50	3.03	8.58	9.44			
	16,00 - 19,00	4.00	4.53	13.32	9.80	B/T	5.32	6.92E-05
		2.50	3.03	8.25	9.08			
		1.00	1.53	3.59	7.82			
		2.00	2.53	3.24	4.27			
	19,00 - 22,00	4.00	4.53	7.63	5.62	C/D	7.90	1.03E-04
		7.00	7.53	12.02	5.32			
		4.00	4.53	8.22	6.05			
		2.00	2.53	3.49	4.60			
	22,00 - 25,00	2.00	2.53	5.59	7.37	C/D	7.82	1.02E-04
		4.00	4.53	10.79	7.94			
		7.00	7.53	18.96	8.40			
		4.00	4.53	11.27	8.29			
	25,00 - 28,00	2.00	2.53	5.68	7.48	B/T	13.94	1.81E-04
		4.00	4.53	10.50	13.84			
		7.00	7.52	31.46	13.94			
		4.00	4.53	21.71	15.99			
	28,00 - 31,00	2.00	2.53	10.57	13.93	B/T	9.65	1.25E-04
		4.00	4.53	6.98	9.17			
		7.00	7.53	21.79	9.65			
		4.00	4.53	14.04	10.34			
		2.00	2.53	6.78	6.93			

Tableau des résultats des essais Lugeon

Sondage	Profondeur (m)	Pression utilisée (bars)	Pression effective (bars)	Débit Q (l/min)	Unité Lugeon (UL)	Classi- fication	UL adoptée (UL)	Perméabilité K (cm/s)
F04	61.00 - 64.00	5.00	7.04	15.61	7.39	C/D	6.93	9.01E-05
		7.00	9.03	21.60	8.04			
		10.00	12.03	29.49	8.17			
		7.00	9.04	19.53	7.21			
		5.00	7.04	15.73	7.45			
		2.50	4.54	9.26	6.80			
	64.00 - 67.00	2.50	5.10	9.07	5.93	B/T	9.48	1.23E-04
		5.00	7.69	18.67	8.20			
		7.00	9.59	28.00	9.73			
		10.00	12.58	35.77	9.48			
		7.00	9.59	27.99	9.73			
		5.00	7.59	18.68	8.20			
	67.00 - 70.00	2.50	5.10	8.51	5.57	B/T	8.92	1.16E-04
		5.00	7.67	18.11	7.98			
		7.00	9.56	25.83	9.00			
		10.00	12.56	33.61	8.92			
		7.00	9.56	26.78	9.33			
		5.00	7.57	15.00	6.61			
	70.00 - 73.00	2.50	5.07	7.86	5.17	B/T	9.45	1.23E-04
		5.00	7.61	18.68	8.19			
		7.00	9.60	28.00	9.72			
		10.00	12.60	35.72	9.45			
		7.00	9.60	27.88	9.68			
		5.00	7.61	18.71	8.20			
	73.00 - 76.00	2.50	5.11	9.44	6.16	C/D	6.32	8.22E-05
		5.00	7.66	14.32	6.32			
		7.00	9.55	19.95	6.96			
		10.00	12.55	27.41	7.28			
7.00		9.55	20.36	7.10				
5.00		7.56	14.24	6.28				
76.00 - 79.00	2.50	5.06	7.25	4.78	C/D	5.24	6.81E-05	
	5.00	7.54	13.27	5.50				
	7.00	10.04	18.16	6.03				
	10.00	13.03	26.06	6.67				
	7.00	10.04	18.43	6.12				
	5.00	8.04	13.30	5.52				
		2.50	5.54	5.93	3.57			

Tableau des résultats des essais Lugeon

Sondage	Profondeur [m]	Pression utilisée [bars]	Pression effective [bars]	Débit Q [l/min]	Unité Lugeon [U]	Classi- fication	UL doplée [U]	Perméabilité K [cm/s]
F05	9.00 - 12.00	1.00	1.94	4.31	7.41	C/D	9.12	1.19E-04
		2.50	3.44	10.27	9.96			
		4.00	4.94	16.11	10.87			
		2.50	3.44	10.47	10.15			
		1.00	1.94	4.20	7.22			
		0.00	0.94	0.00	0.00			
	12.00 - 15.00	0.00	0.91	0.00	0.00	C/D	7.55	9.82E-05
		1.00	1.91	3.63	6.34			
		2.50	3.41	8.44	8.26			
		4.00	4.91	13.31	9.04			
		2.50	3.41	8.33	8.14			
		1.00	1.91	3.43	6.99			
	15.00 - 18.00	0.00	0.94	0.00	0.00	C/D	7.00	9.10E-05
		1.00	1.94	3.24	5.57			
		2.50	3.44	7.99	7.65			
		4.00	4.94	12.31	8.31			
		2.50	3.44	8.23	7.98			
		1.00	1.94	3.21	5.52			
	18.00 - 21.00	0.00	0.96	0.00	0.00	C/D	7.23	9.39E-05
		2.00	2.96	5.77	6.50			
		4.00	4.96	11.11	7.47			
		7.00	7.96	19.19	8.04			
		4.00	4.96	11.39	7.66			
		2.00	2.96	5.74	6.46			
	21.00 - 24.00	0.00	0.96	0.00	0.00	C/D	7.03	9.15E-05
		2.00	2.95	5.56	6.27			
		4.00	4.95	10.92	7.35			
		7.00	7.95	18.44	7.73			
		4.00	4.95	11.09	7.46			
		2.00	2.95	5.64	6.38			
	24.00 - 27.00	0.00	0.98	0.00	0.00	C/D	6.72	8.73E-05
		2.00	2.98	5.24	5.86			
		4.00	4.98	10.60	7.10			
		7.00	7.98	18.17	7.59			
		4.00	4.98	10.66	7.13			
		2.00	2.98	5.27	5.90			
	27.00 - 30.00	0.00	0.94	0.00	0.00	C/D	7.25	9.42E-05
		2.00	2.94	5.68	6.44			
		4.00	4.94	11.20	7.68			
		7.00	7.94	19.13	8.03			
		4.00	4.94	11.37	7.67			
		2.00	2.94	5.75	6.62			
	30.00 - 33.00	0.00	0.87	0.00	0.00	C/D	6.76	8.79E-05
		2.00	2.87	5.00	5.81			
		4.00	4.87	10.57	7.24			
		7.00	7.87	18.36	7.78			
		4.00	4.87	10.59	7.25			
		2.00	2.87	4.94	5.74			
33.00 - 36.00	0.00	0.87	0.00	0.00	C/D	6.51	8.46E-05	
	2.00	2.87	4.77	5.54				
	4.00	4.87	10.06	6.89				
	7.00	7.87	17.85	7.56				
	4.00	4.87	10.29	7.05				
	2.00	2.87	4.75	5.52				
		0.00	0.87	0.00				

Tableau des résultats des essais de perméabilité [suite]

Sondage	Profondeur (m)	Pression utilisée (bars)	Pression effective (bars)	Débit Q (L/min)	Unité Luccon (UL)	Classification	UL adoptée (UL)	Perméabilité K (cm/s)
F05	36.00 - 39.00	0.00	0.74	0.00	0.00	C/D	6.45	8.39E-05
		2.00	2.74	4.47	5.44			
		4.00	4.74	9.82	6.91			
		7.00	7.74	17.51	7.54			
		4.00	4.74	9.88	6.95			
		2.00	2.74	4.45	5.41			
		0.00	0.74	0.00	0.00			
	39.00 - 42.00	0.00	0.81	0.00	0.00	C/D	8.49	1.10E-04
		2.50	3.31	7.97	8.03			
		5.00	5.81	15.21	8.73			
		7.50	8.31	21.87	8.78			
		10.00	10.80	28.57	8.62			
		7.50	8.31	19.77	7.93			
		5.00	5.81	15.45	8.87			
	42.00 - 45.00	0.00	0.77	0.00	0.00	C/D	6.00	7.80E-05
		2.50	3.27	5.68	5.79			
		5.00	5.77	9.86	5.70			
		7.50	8.27	15.12	6.10			
		10.00	10.77	20.22	6.26			
		7.50	8.27	15.43	6.22			
		5.00	5.77	10.46	6.04			
	45.00 - 48.00	0.00	0.77	0.00	0.00	C/D	5.74	7.48E-05
		2.50	3.26	5.22	5.33			
		5.00	5.76	10.00	5.78			
		7.50	8.26	14.33	5.78			
		10.00	10.76	20.11	6.23			
		7.50	8.26	14.62	5.90			
		5.00	5.76	9.85	5.70			
	2.50	3.26	5.35	5.46				
	0.00	0.77	0.00	0.00				

Tableau des résultats des essais de perméabilité

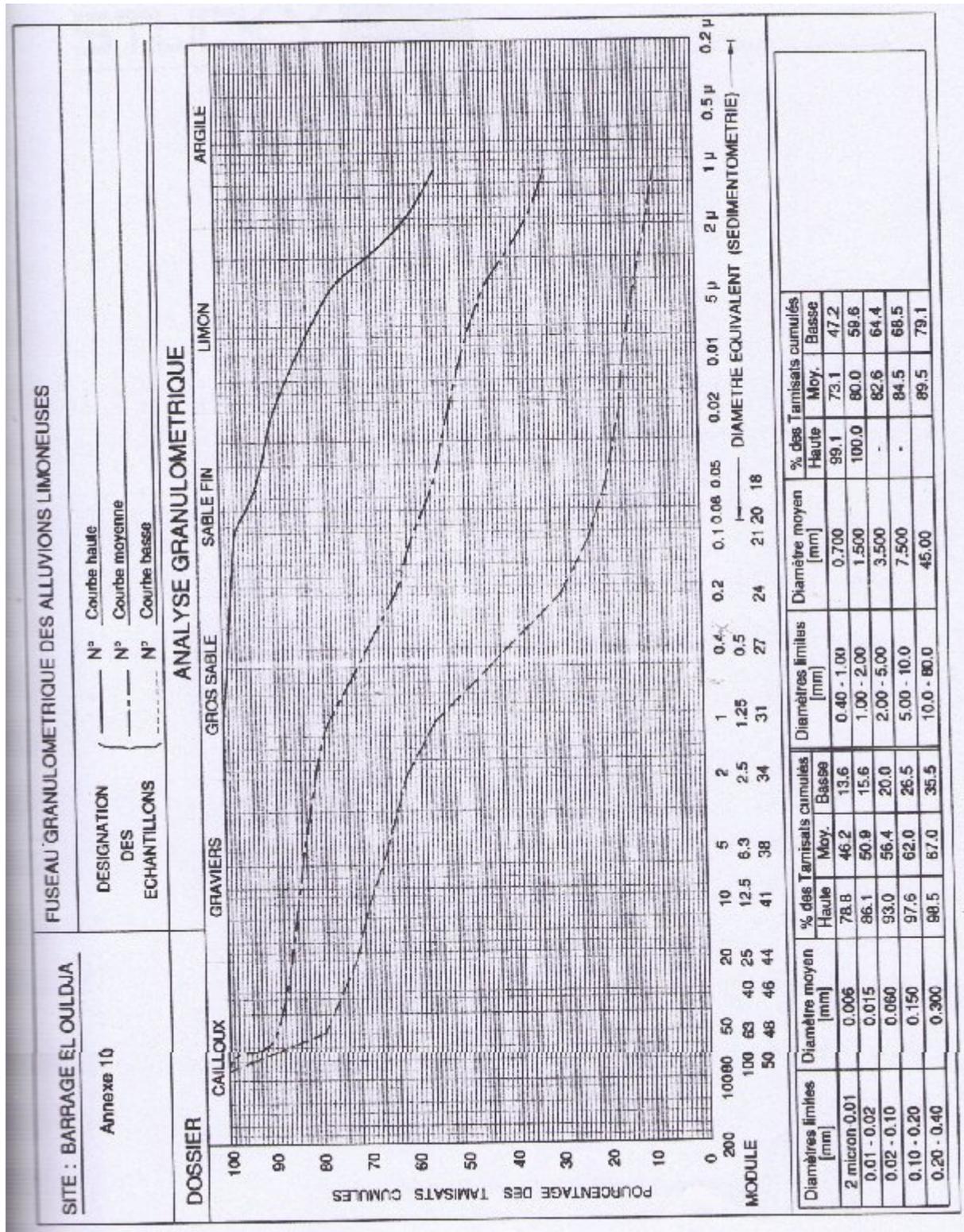
Sondage	Profondeur [m]	Pression utilisée [bars]	Pression effective [bars]	Débit Q [L/min]	Unité Lugeon [UL]	Classi- fication	UL doptée [UL]	Perméabilité K [cm/s]
F06	30.70 - 35.60	0.00	1.12	2.71	4.95	E/C	0.05	7.11E-07
		2.00	3.12	4.82	3.16			
		4.00	5.11	5.81	2.32			
		7.00	8.11	6.34	1.60			
		4.00	5.12	3.30	1.32			
		2.00	3.12	1.78	1.17			
		0.00	1.12	0.03	0.05			
	35.80 - 40.50	0.00	1.25	2.36	3.86	E/C	0.46	5.94E-06
		2.00	3.24	4.22	2.65			
		4.00	5.24	5.49	2.14			
		7.00	8.23	6.54	1.62			
		4.00	5.25	4.09	1.59			
		2.00	3.25	1.98	1.24			
		0.00	1.25	0.28	0.46			
F06bis	23.00 - 28.00	0.00	0.77	1.64	4.23	E/C	1.00	1.30E-05
		2.00	2.77	2.70	1.95			
		4.00	4.76	4.05	1.70			
		7.00	7.76	5.42	1.40			
		4.00	4.77	3.12	1.31			
		2.00	2.78	1.87	1.35			
		0.00	0.78	0.39	1.00			
	28.00 - 32.00	0.00	0.54	1.30	6.07	E/C	0.74	9.63E-06
		2.00	2.53	2.46	2.43			
		4.00	4.52	3.32	1.84			
		7.00	7.51	5.12	1.70			
		4.00	4.53	2.18	1.20			
		2.00	2.54	1.57	1.55			
		0.00	0.54	0.16	0.74			

Tableau récapitulatif des essais Lefranc

Tableau récapitulatif des essais Lefranc

Sondage N°	Profondeur (m) (m)	Situation	Perméabilité (m/s)	
F01	2,50 - 3,00	Haut rive droite	7.83E-06	Limons argileux
	5,50 - 6,00	Haut rive droite	2.51E-05	Limons argileux
	8,50 - 9,00	Haut rive droite	4.83E-06	Limons argileux
	12,50 - 13,00	Haut rive droite	1.98E-05	Limons argileux
	15,50 - 16,00	Haut rive droite	1.23E-05	Limons argileux
	18,50 - 19,00	Haut rive droite	3.04E-05	Limons argileux
	21,50 - 22,00	Haut rive droite	2.91E-05	Limons argileux
	24,50 - 25,00	Haut rive droite	2.92E-04	Limons argileux
	27,50 - 28,00	Haut rive droite	5.14E-05	Colluvions à éléments grossiers
	30,50 - 31,00	Haut rive droite	3.07E-05	Colluvions à éléments grossiers
	33,50 - 34,00	Haut rive droite	5.24E-04	Limons argileux
	36,50 - 37,00	Haut rive droite	1.90E-04	Limons argileux
	39,50 - 40,00	Haut rive droite	5.74E-04	Colluvions à éléments grossiers
	42,50 - 43,00	Haut rive droite	1.02E-03	Colluvions à éléments grossiers
	45,50 - 46,00	Haut rive droite	2.38E-03	Colluvions à éléments grossiers
48,50 - 49,00	Haut rive droite	5.92E-04	marnes tendres	
51,50 - 52,00	Haut rive droite	1.99E-03	marnes tendres	
F02	2,50 - 3,00	Mi-pente rive droite	2.66E-06	Limons argileux
	5,50 - 6,00	Mi-pente rive droite	9.77E-06	Limons argileux
	8,50 - 9,00	Mi-pente rive droite	1.40E-06	Limons argileux
	11,50 - 12,00	Mi-pente rive droite	2.35E-06	Alluvions grossières
F04	2,50 - 3,00	Rive gauche	4.97E-06	Colluvions à éléments grossiers
	5,50 - 6,00	Rive gauche	6.50E-06	Colluvions à éléments grossiers
	8,50 - 9,00	Rive gauche	9.62E-06	Colluvions à éléments grossiers
	17,50 - 18,00	Rive gauche	1.93E-05	Limons argileux avec quelques graviers
	20,50 - 21,00	Rive gauche	1.26E-05	Limons argileux
	23,50 - 24,00	Rive gauche	2.06E-05	Limons argileux
	26,50 - 27,00	Rive gauche	5.65E-06	Colluvions à matrice argileuse avec quelques graviers
	29,50 - 30,00	Rive gauche	4.82E-05	Colluvions à matrice argileuse avec quelques graviers
	32,50 - 33,00	Rive gauche	2.32E-05	Limons argileux avec quelques graviers
	35,50 - 36,00	Rive gauche	2.82E-05	Alluvions grossières
	38,50 - 39,00	Rive gauche	2.11E-05	Alluvions grossières
	41,50 - 42,00	Rive gauche	5.33E-06	Alluvions grossières
	44,50 - 45,00	Rive gauche	3.37E-07	Alluvions grossières
	47,50 - 48,00	Rive gauche	2.18E-05	Alluvions grossières
	50,50 - 51,00	Rive gauche	1.20E-05	Alluvions grossières
53,50 - 54,00	Rive gauche	7.36E-06	Alluvions grossières	
56,50 - 57,00	Rive gauche	4.61E-06	Alluvions grossières	
59,50 - 60,00	Rive gauche	9.44E-06	Alluvions grossières	
F04 bis	2,50 - 3,00	Rive gauche	1.64E-05	Limons argileux
	8,50 - 9,00	Rive gauche	5.17E-06	Alluvions grossières
	11,50 - 12,00	Rive gauche	6.43E-06	Alluvions grossières
	14,50 - 15,00	Rive gauche	3.37E-08	Alluvions grossières
	17,50 - 18,00	Rive gauche	5.17E-06	Alluvions grossières
	20,50 - 21,00	Rive gauche	5.17E-06	Alluvions grossières
F05	2,50 - 3,00	Fond de vallée	2.86E-06	Alluvions grossières
	5,50 - 6,00	Fond de vallée	7.42E-05	Limons argileux avec quelques graviers
F06	1,50 - 2,00	Haut rive gauche	2.87E-04	Limons argileux sableux
	4,50 - 5,00	Haut rive gauche	1.18E-03	Limons argileux sableux
	7,50 - 8,00	Haut rive gauche	7.25E-04	Limons argileux sableux
	10,00 - 10,50	Haut rive gauche	5.88E-04	Colluvions à matrice argileuse
	12,50 - 13,00	Haut rive gauche	5.35E-05	Colluvions à matrice argileuse
	15,50 - 16,00	Haut rive gauche	1.01E-04	Colluvions à matrice argileuse
	18,50 - 19,00	Haut rive gauche	1.41E-05	Colluvions à matrice argileuse
	22,00 - 22,50	Haut rive gauche	1.75E-04	Colluvions à matrice argileuse
F06bis	26,00 - 26,50	Haut rive gauche	5.78E-08	Colluvions à matrice argileuse
	7,50 - 8,00	Rive gauche	5.20E-05	Colluvions à matrice argileuse
	10,50 - 11,00	Rive gauche	2.31E-04	Alluvions grossières
	13,50 - 14,00	Rive gauche	1.46E-04	Alluvions grossières
	16,50 - 17,00	Rive gauche	8.57E-05	Alluvions grossières
	Moyenne		1.93E-04	
	Ecartype		4.46E-04	
	Max		2.38E-03	
	Min		3.37E-08	

Fuseau granulométrique des alluvions limoneuses



Fuseau granulométrique ds échantillons des terrasses en amont de l'axe

FUSEAU GRANULOMETRIQUE DES ALLUVIONS GRAVELEUSES

SITE : Barrage El Ouldja

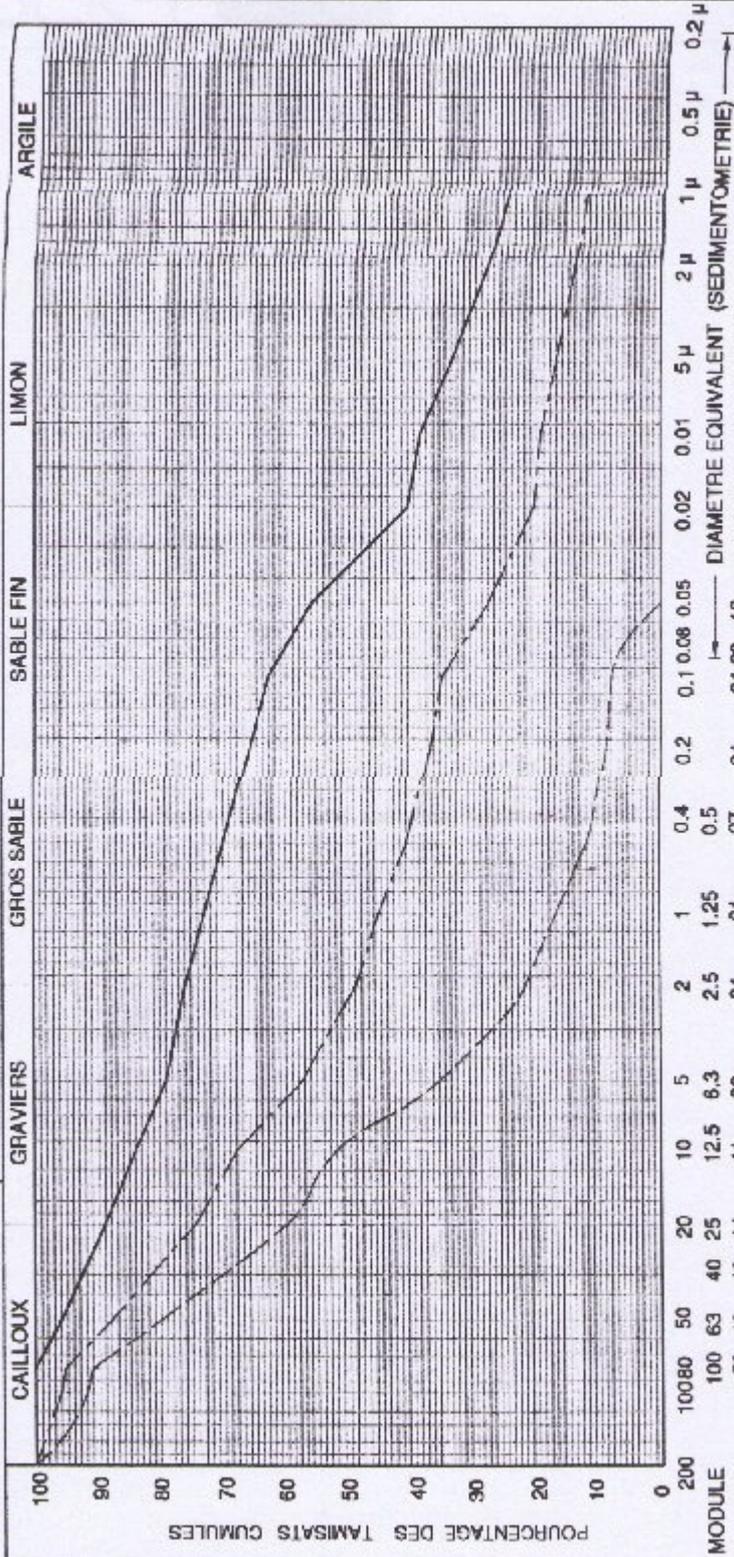
Annexe 13

DESIGNATION
DES
ECHANTILLONS

N° Courbe haute
N° Courbe moyenne
N° Courbe basse

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

DOSSIER



Diamètres limites [mm]	Diamètre moyen [mm]	% des Tamisats cumulés		Diamètres limites [mm]		Diamètre moyen [mm]	% des Tamisats cumulés	
		Haute	Basse	Haute	Basse		Haute	Basse
2 micron-0.01	0.006	35.4	0.0	0.40 - 1.00	0.700	71.5	43.0	14.5
0.01 - 0.02	0.015	40.1	0.0	1.00 - 2.00	1.500	74.8	47.4	20.0
0.02 - 0.10	0.060	57.8	3.0	2.00 - 5.00	3.500	77.9	53.9	30.0
0.10 - 0.20	0.150	64.8	8.5	5.00 - 10.0	7.500	82.0	64.2	46.4
0.20 - 0.40	0.300	67.8	10.0	10.0 - 200.0	105.00	100.0	96.3	92.3

ANNEXE N°02

Tableau 1 : Pluies mensuelles et moyennes annuelles en mm (station de halla boudella)

Année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuelle
1969	10,64	73,8	7,5	12,7	42,3	1	20,6	16,5	35,6	17,9	7,8	8,3	254,64
1970	2,5	43,6	0	6,5	60,5	28,9	0,2	26,7	21,5	15,5	16,4	16,3	238,6
1971	85	52,8	10,2	10,8	29	11,4	31,5	11,7	32,6	11,3	13,5	2,3	302,1
1972	22,2	108,9	5,2	31	19,1	10,6	22,2	34,6	21,6	18,3	1,8	8,6	304,1
1973	7,8	8,5	12,3	17,1	1	28,6	2	25,9	23,6	14,3	7,3	12,3	160,7
1974	3,5	13,6	24,6	8	12,7	68,1	27,8	30	28	0	9,7	14,3	240,3
1975	18,4	3,9	18,6	29,2	14,5	28,4	12,4	27,4	33,1	24,2	6,9	12,6	229,6
1976	20,6	0,2	8,6	5,02	23,6	44,4	19,7	29,6	28,6	14,3	9,8	15,4	219,82
1977	2,3	22,1	43,2	36,6	0	22,5	36,2	16,4	73,5	24,6	0	16,5	293,9

1978	52,4	23,7	24	55	1,5	22,2	15,7	16	26,1	27,2	0	8,1	271,9
1979	72,1	19,8	26,3	2,1	22,9	20,8	66,2	33	36,2	12,3	0	4,2	315,9
1980	41,6	0,6	43,4	6,6	17,8	25,6	41,3	21,6	17,4	20,2	14,3	13,2	263,6
1981	40,4	14	25,3	27	14,2	23,2	7	20,7	83	0	0	16,5	271,3
1982	42,7	49	40,3	23	3	0	32,4	22,4	28,3	22,3	0	20,1	283,5
1983	10,1	15,2	33,6	14,67	22,3	26,8	22,7	27,5	0	23,6	0	12,1	208,57
1984	18,6	36,7	26,3	29,6	22,7	3,8	52	34,2	29,1	0	0	21,4	274,4
1985	0	0	0	3,5	0	13,9	75,4	32,2	19,2	0	19,3	19,2	182,7
1986	67,9	4,6	22,3	20,5	0	17,2	31,9	0	19,5	0	0	21,4	205,3
1987	0	2,5	0	2,9	0	13,8	11,8	22,6	33,1	15,2	0	15,3	117,2
1988	14,7	22,6	33,6	23,1	2,7	19,5	0	34,1	0	0	0	0	150,3
1989	12,3	24	28,4	7,9	23,9	0	39,3	32,7	26,2	12,6	15,2	12,6	235,1
1990	42,8	8,5	40,8	35,2	2,9	19,5	40,6	54,8	32	24,3	0	12,3	313,7
1991	0	39	28,9	0	40,6	21,3	45,5	24,9	12,3	0	0	7,5	220
1992	8,5	58	36,2	14,8	0	14,1	8,2	36,9	18,4	19,2	13,6	3,6	231,5
1993	36,5	13,2	10	17,4	7,5	15,1	19	26,3	25,3	0	0	12,2	182,5
1994	28,3	26,2	7,8	5,8	12,9	0	46,8	32,3	0	15,9	23,1	8,5	207,6
1995	33,6	26,8	9,8	12	18,1	3	66	48,2	26,5	22,1	0	6,3	272,4
1996	12,8	14	0	2,4	10,5	0	18,2	33,5	13,3	11,3	8,7	10,3	135
1997	40,3	14,9	28,6	22,6	14,4	4	17,4	17,9	22,3	13,7	0	8,3	204,4
1998	18,7	16,5	19,8	3,4	15,8	2	15,9	32,6	17,8	19,5	15,4	17,2	194,6
1999	14,4	27,8	43,8	17,9	2,9	0,3	0	0	17,1	21,6	0	0	145,8
2000	22,9	28,3	18,6	3,2	20	14,8	27,2	15,3	49	16,8	0	0	216,1
2001	56,8	17,6	38	9	17	10	35,6	23,6	31,2	19,3	11,8	7,3	277,2
2002	32,7	16,8	27,4	6,8	12,3	12,1	23,2	38,3	28	9,9	0	8,7	216,2
2003	26,4	19,9	22,6	19,3	10,2	4,3	15,8	18,9	15,2	12,3	18,6	0	183,5
2004	32,4	14,4	19,6	12,7	2,7	13,4	22,3	22,3	18,4	17,9	0	4,6	180,7
2005	33,6	25,1	16,5	38	20,21	39	31,2	25	14,6	14,3	12,3	3,4	273,21
2006	20,3	29,1	11,3	20,3	14,6	12,9	18,7	25,4	27,2	11,6	4,3	4,2	199,9
2007	21,4	40,21	26,76	17,17	16,87	11,98	25,13	25,72	24,78	10,67	7,88	5,34	233,91
2008	20,67	24,34	24,45	15,59	12,32	12,56	26,12	28,34	27,87	5,65	7,56	6,3	211,77
2009	23,54	29,23	12,5	19,09	13,72	10,98	24,02	34,92	26,98	3,12	10,73	4,08	212,91
Moyenne	26.16	25.10	21.40	16.23	14.62	15.92	26.69	26.37	25.95	13.25	6.23	9.74	227.66

Source : A.N.R.H

Tableau 2 : Pluies maximales journalières (mm)

Année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	Max
-------	------	-----	-----	-----	------	-----	------	-------	-----	------	------	------	-----

1969	58	55,5	3,2	15	27,5	0,5	7,5	16,9	24,5	21,5	3,7	27,5	58
1970	1,5	41,3	0	4,5	17	9	0,2	3,5	12	10	14,2	15,6	41,3
1971	28,1	15	3,7	4,6	34,4	5,6	12,5	16	8,4	34,4	6	19,8	34,4
1972	13,5	61,5	5,2	13	14,5	27	46	25	3	6	0,8	20,6	61,5
1973	5,2	5	7,5	9,7	0,5	20	2	13	6,5	4,2	0,9	9,2	20
1974	0,6	5	16	5	10,1	22,5	12,7	22,5	20,5	0	8,5	13,2	22,5
1975	10,8	3,8	6,1	11	5	8	23	22,5	7	15,8	2,1	30,5	30,5
1976	12,2	0,2	5,4	0,9	13,3	17,6	18,6	20,1	2,2	12,6	1	10,2	20,1
1977	2	22,3	28,7	8,6	0	11	6,3	13,5	31	21,4	0	12,4	31
1978	19,1	9,1	0,5	29,3	0,7	10	6	42,2	0,9	41	0	24,9	42,2
1979	19	8,9	2	1,8	11,5	14,1	39,8	12,9	0,9	41	0	32	41
1980	17,5	0,6	17,5	27,6	7,6	9,2	17,1	9	6,3	20,4	1	8,7	27,6
1981	23,1	5,2	2,5	7,7	6,7	12	3,3	22,1	26,8	0	0	35,5	35,5
1982	34,5	17	33,5	8,6	2,6	0	22,5	4	12,5	8,5	0	19,7	34,5
1983	7	8,2	9,8	12	13,8	32,4	14,4	12,9	0	4,7	0	19,2	32,4
1984	6,5	12,5	4,3	18,1	14,6	2,3	14,5	9,6	16	0	0	16,4	18,1
1985	0	0	0	3,5	7,3	8	17	0,8	6,3	12,4	15,9	16,8	17
1986	17,1	4,6	12,9	5	0	12,3	11,5	0	15,2	0	0	16,3	17,1
1987	0	2,5	0	1,5	2,9	12,5	11,8	8,4	16,2	18,7	0	10,6	18,7
1988	8	22,6	8,3	7,5	2,7	19,5	0	6,9	0	0	0	0	22,6
1989	4,5	0	11,6	5,7	23,4	0	21	14,1	44	24,2	3,2	5,2	44
1990	13	4	12,3	19	1,7	16	18	13	20,3	13	0	10,3	21,3
1991	0	19,5	27,5	0	12,5	24	13	8	32	0	0	2,1	32
1992	3	27	37	15	0	5	5,5	0,9	16,5	2,6	2,3	8,5	37
1993	24,5	2,4	3,3	2,2	5	15,2	19	16,8	6,4	0	0	32,2	32,2
1994	4,3	8	6,5	5,8	12,7	0	4,8	11,5	0	19,8	11,6	3,5	19,8
1995	23	15	7	4	54,2	16,5	29	19,5	7,5	10	0	11,3	54,2
1996	6,7	0	0	2,4	10	0	11	8	13	7	1,6	0,6	13
1997	13	2,5	19,1	9,5	9,5	2,7	16,2	16,1	5,5	12	0	5,9	19,1
1998	12,7	12,3	5,5	2,5	25,2	2	15,7	5,9	10,5	13,2	11	9,6	25,2
1999	9	34,8	24,3	10,8	2,9	0,3	0	0	22,5	13	0	14,7	34,8
2000	10	7,4	4	12	7,5	5,9	3,3	9	23	6,1	0	13,2	23
2001	4,5	2,7	11,5	4,3	32,4	5,2	4,3	7,9	6	19,5	7,2	10,8	32,4
2002	1,5	6	21,5	4,7	4,5	5,5	16	17	8	3,4	0	6,5	21,5
2003	11,8	46,2	4,4	48,7	3	1,7	16,2	7	42	35,2	9	14,5	48,7
2004	14	1	32,5	23,5	2,5	12	2,4	11	0,3	4,5	0	17,6	32,5
2005	11	4	8	12	8	10	11	9,8	2	6	8,5	8,6	12

2006	12,5	16	4,4	22,7	24,1	24,4	2,4	18	25,9	6,2	5,4	2,6	25,9
2007	17,1	4,6	12,9	5	0	12,3	11,5	0	15,2	0	0	16,3	17,1
2008	24,5	2,4	3,3	2,2	5	15,2	19	16,8	6,4	0	0	32,2	32,2
2009	17,5	0,6	17,5	27,6	7,6	9,2	17,1	9	6,3	20,4	1	8,7	27,6

Source : A.N.R.H

Tableau 3 : Série des apports (Mm³) de la station Khendja Sidi Nadji (061801)

année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
1972	0,99	0,77	0,71	0,97	1,6	1,84	1,58	4,2	1,55	1,03	0,4	1,98	17,62
1973	33,51	15,5	3,44	2,14	1,96	2,63	7,79	8,38	2,26	2,6	0,26	7,17	87,64
1974	0,99	1,46	0,36	3,85	1,88	0,41	0,71	0,43	0,17	3,48	0,46	0	14,2
1975	17,96	2,81	0,14	0,15	0,18	3,69	3,01	1,09	2,32	0,12	0,07	1,01	32,55
1976	2,42	0,71	1,44	0,34	0,08	0,29	2,33	1,41	7,55	12,89	5,6	0,29	35,35
1977	2,41	0,2	9,14	1,39	3,9	0,75	0,24	0,75	4,47	2,45	0,02	0,62	26,33
1978	1,78	0,19	8,75	0,71	0,22	0,37	0,13	0,08	2,54	0,01	0	6,91	21,69
1979	0,03	0,07	0,33	0,17	0,1	0,23	2,75	0,16	0,92	0,05	0,03	0,03	4,84
1980	36,3	0,28	0,19	0,23	0,11	1,4	0,53	0,19	0	0,06	0,03	21	60,22
1981	0,8	0,08	0,03	0,15	0,1	0,34	0,8	2,53	4,83	1,43	0,09	1,33	11,79
1982	4,84	1,66	2,55	0,92	0,25	0,14	0,11	0,03	0,03	86,31	86,31	0,21	47,37
1983	0,97	11,9	0,07	0,09	0,1	1,32	1,36	0,56	0,04	0,03	0,03	59,06	75,52
1984	0	17,5	16,79	1,233	16,12	6,734	0,3233	0,429	4,89	1,318	0	0,857	66,17
1985	15,4	0,43	0,2774	0,263	0,511	0,3701	2,861	3,726	5,108	0,7836	6,716	1,3	37,74
1986	7,351	3,9	0,7436	0,432	0,295	0,316	0,3734	0,109	0,276	0,5607	4,429	0,443	19,23
1987	2,628	2,6	0,4798	0,607	0,122	0,0684	0,1515	0,231	0,668	13,25	0,2678	0,268	21,34
1988	0,4453	0,27	1,732	0,268	0,268	0,2419	0,2678	0,259	9,282	3,402	0,2678	0,268	16,97
1989	5,489	0,49	0,1752	0,145	0,468	0,6447	2,75	0,16	0,92	0,05	0,03	0,268	81,27
1990	0,03	0,03	0,18	0,03	0,00	0,00	0,00	60,00	0,00	0,13	0,03	34,76	95,15
1991	2,34	0,18	0,15	0,16	0,03	0,47	0,90	0,48	1,60	0,16	0,29	0,74	7,48
1992	0,2523	1,1	0,3626	0,174	0,225	0,3187	1,341	0,35	0,198	0,2076	0,2278	0,177	4,936
1993	0,239	0,13	1,137	0,58	0,256	0,1586	0,3345	0,165	0,155	0,2088	1,659	0,681	5,7
1994	5,55	25,05	1,33	6,00	6,95	1,75	34,54	2,33	0,49	2,58	3,43	0,04	90,03
1995	0,11	0,01	0,00	0,05	0,04	0,01	0,04	0,22	0,17	0,36	5,37	18,76	25,14
1996	1,08	1,77	1,36	1,39	1,54	8,05	4,2	4,88	5,06	1,09	1,09	1,27	32,78
Moyenne	5,76	3,56	2,07	0,90	1,49	1,30	2,78	3,73	2,22	5,38	4,68	6,38	39,60

Source : A.N.R.H

Tableau 4 : Série des débits maximaux (m³/s)

année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
1975	0,17	0,22	1,25	0,50	34,00	29,50	10,30	66,80	2,60	0,50	0,18	0,13	66,80
1976	2,60	1,60	1,10	0,89	1,02	1,80	0,65	48,80	3,08	0,52	0,36	28,60	48,80

1977	2,73	1,64	46,14	7,24	17,03	3,42	21,99	8,64	0,72	0,64	0,76	0,48	46,14
1978	0,58	0,00	357,20	1,20	1,54	0,32	15,04	7,38	3,64	0,00	0,00	0,00	357,20
1979	0,00	0,52	11,40	239,80	5,01	0,25	1,94	0,07	10,94	0,00	0,00	0,00	239,80
1980	0,00	11,40	7,01	2,58	117,90	35,00	86,86	0,70	0,00	0,00	0,00	0,00	117,90
1981	90,10	4,50	28,00	31,48	10,45	33,85	66,00	16,70	12,04	0,10	0,01	0,01	90,10
1982	0,00	127,28	16,70	153,20	38,13	133,04	1,80	0,23	0,06	0,03	0,03	0,03	153,20
1983	7,09	30,25	36,23	4,86	54,45	162,20	19,42	0,93	0,07	0,74	0,01	0,00	162,20
1984	0,00	0,00	95,40	1,34	18,52	32,25	31,07	1,08	0,85	2,27	1,25	0,00	95,40
1985	0,00	183,17	4,45	36,00	39,00	5,30	48,95	2,43	21,00	1,18	0,04	0,00	183,17
1986	0,00	16,95	0,00	8,04	36,58	33,62	2,02	7,82	42,00	0,76	0,00	0,00	42,00
1987	8,78	50,90	198,70	167,70	1,45	6,89	21,66	1,45	0,16	0,00	0,00	0,00	198,70
1988	0,00	0,00	0,00	96,60	17,64	18,34	13,66	2,94	0,07	0,01	0,00	0,00	96,60
1989	1,38	6,36	9,00	2,31	1,90	9,40	8,00	1,38	18,00	0,40	0,32	0,00	18,00
1990	0,09	15,00	24,80	16,50	9,00	1,74	27,20	2,56	54,40	0,44	0,20	0,12	54,40
1991	7,00	0,36	9,80	6,20	338,00	26,90	0,67	0,78	0,32	0,14	0,02	0,01	338,00
1992	0,44	3,55	20,60	2,80	5,68	3,34	25,23	1,27	2,80	4,37	0,30	0,25	25,23
1993	10,64	0,33	1,26	233,40	7,60	7,04	141,00	7,60	2,33	0,30	0,16	0,02	233,40
1994	7,74	10,66	167,56	6,38	9,88	3,46	101,32	2,20	36,30	6,72	0,40	0,32	167,56
1995	1,70	7,10	4,70	0,62	3,50	0,62	3,50	3,50	523,28	4,70	271,50	0,94	523,28
1996	0,36	6,30	49,15	12,50	7,50	5,10	5,70	3,50	48,00	0,87	3,05	0,81	49,15
1997	3,90	7,50	7,50	7,10	120,50	7,10	11,90	0,68	0,07	0,01	0,01	0,01	120,50
1998	0,01	0,01	0,12	0,08	7,90	30,75	5,10	68,70	12,70	1,80	0,01	0,01	68,70
1999	0,40	0,78	3,03	8,71	13,54	7,29	15,20	7,10	3,89	1,29	0,23	0,06	15,20
2000	0,19	48,19	0,46	4,44	207,00	26,40	5,18	48,78	0,99	6,16	0,32	0,32	207,00
2001	3,71	5,18	7,67	2,22	6,00	72,40	67,12	94,10	79,40	0,54	0,62	0,54	94,10
2002	16,58	231,60	4,00	55,96	51,14	0,62	5,20	11,70	4,15	3,59	0,19	0,13	231,60
2003	180,30	0,00	0,81	0,04	61,42	0,04	0,02	12,62	247,60	0,00	0,00	3,81	247,60
2004	0,00	0,14	0,34	7,28	10,00	59,64	0,50	6,12	0,12	0,01	0,00	0,00	59,64
2005	0,00	13,39	0,13	10,64	81,70	104,90	11,04	0,89	8,69	0,06	0,00	0,00	104,90
2006	0,00	0,00	47,07	12,60	36,89	37,81	17,69	2,39	0,16	0,03	0,00	0,00	47,07

Source : A.N.R.H

ANNEXE N°03

Les résultats de la méthode de Hildenblate

Temps (h)	Q (m ³ /s)	Q _{moy} (m ³ /s)	(Q _{moy} -q) (m ³ /s)	(Q _{moy} -q) Δt (M m ³)	V+1/2qΔt (M m ³)	q (m ³ /s)
0	0					
1	20,14	10,07	10,07	0,00363	61,24000	0
2	80,57	50,355	46,785	0,01684	61,24363	3,57
3	181,28	130,925	123,005	0,04428	61,26047	7,92
4	322,27	251,775	236,035	0,08497	61,30475	15,74
5	503,55	412,91	394,23	0,14192	61,38972	18,68
6	725,11	614,33	586,5	0,21114	61,53165	27,83
7	986,96	856,035	817,525	0,29431	61,74279	38,51
		1138,02	1083,73	0,39014	62,03709	54,29

8	1289,08					
		1460,29	1358,01	0,48888	62,42724	102,28
9	1631,5					
		1822,845	1643,495	0,59166	62,91612	179,35
10	2014,19					
		2225,68	1963,2	0,70675	63,50778	262,48
11	2437,17					
		2668,805	2313,595	0,83289	64,21453	355,21
12	2900,44					
		3152,215	2694,585	0,97005	65,04742	457,63
13	3403,99					
		3531,995	2914,755	1,04931	66,01748	617,24
13,48	3660					
		3560,04	2778,39	1,00022	67,06679	781,65
14	3460,08					
		3363,58	2400,01	0,86400	68,06701	963,57
15	3267,08					
		3174,715	2081,435	0,74932	68,93101	1093,28
16	3082,35					
		2993,305	1709,635	0,61547	69,68033	1283,67
17	2904,26					
		2818,715	1472,235	0,53000	70,29580	1346,48
18	2733,17					
		2651,05	1226,13	0,44141	70,82580	1424,92
19	2568,93					
		2490,165	994,705	0,35809	71,26721	1495,46
20	2411,4					
		2335,925	762,545	0,27452	71,62530	1573,38
21	2260,45					
		2188,19	584,46	0,21041	71,89982	1603,73
22	2115,93					
		2046,82	378,51	0,13626	72,11022	1668,31
23	1977,71					
		1911,68	226,71	0,08162	72,24649	1684,97
24	1845,65					
		1782,65	92,97	0,03347	72,32810	1689,68
25	1719,65					
		1659,535	-33,115	-0,01192	72,36157	1692,65
26	1599,42					
		1542,195	-148,645	-0,05351	72,34965	1690,84
27	1484,97					
		1430,545	-257,185	-0,09259	72,29614	1687,73
28	1376,12					
		1324,42	-354,94	-0,12778	72,20355	1679,36
29	1272,72					
		1223,68	-408,23	-0,14696	72,07577	1631,91
30	1174,64					
		1128,185	-477,645	-0,17195	71,92881	1605,83
31	1081,73					
		1037,79	-548,18	-0,19734	71,75686	1585,97
32	993,85					
		952,36	-612,36	-0,22045	71,55951	1564,72
33	910,87					
		871,755	-636,085	-0,22899	71,33906	1507,84
34	832,64					

35	759,02	795,83	-872,48	-0,31409	71,11007	1468,31
36	689,87	724,445	-696,345	-0,25068	70,79598	1420,79
37	625,06	657,465	-728,905	-0,26241	70,54530	1386,37
38	564,44	594,75	-751,18	-0,27042	70,28289	1345,93
39	507,87	536,155	-776,595	-0,27957	70,01247	1312,75
40	455,21	481,54	-817,1	-0,29416	69,73289	1298,64
41	406,33	430,77	-787,65	-0,28355	69,43874	1218,42
42	361,07	383,7	-777,66	-0,27996	69,15518	1161,36
43	319,31	340,19	-733,43	-0,26403	68,87522	1073,62
44	280,9	300,105	-712,565	-0,25652	68,61119	1012,67
45	245,7	263,3	-733,55	-0,26408	68,35467	996,85
46	213,57	229,635	-734,955	-0,26458	68,09059	964,59
47	184,37	198,97	-718,94	-0,25882	67,82600	917,91
48	157,96	171,165	-725,205	-0,26107	67,56719	896,37
49	134,2	146,08	-677,38	-0,24386	67,30611	823,46
50	112,95	123,575	-658,075	-0,23691	67,06225	781,65
51	94,08	103,515	-636,015	-0,22897	66,82535	739,53
52	77,43	85,755	-598,115	-0,21532	66,59638	683,87
53	62,87	70,15	-578,24	-0,20817	66,38106	648,39
54	50,26	56,565	-571,615	-0,20578	66,17289	628,18
55	39,46	44,86	-567,08	-0,20415	65,96711	611,94
56	30,34	34,9	-477,71	-0,17198	65,76296	512,61
57	22,73	26,535	-471,095	-0,16959	65,59099	497,63
58	16,52	19,625	-467,115	-0,16816	65,42139	486,74
59	11,56	14,04	-453,3	-0,16319	65,25323	467,34
60	7,71	9,635	-449,515	-0,16183	65,09005	459,15
61	4,82	6,265	-432,945	-0,15586	64,92822	439,21
		3,795	-418,485	-0,15065	64,77236	422,28

62	2,77					
		2,085	-404,755	-0,14571	64,62171	406,84
63	1,4					
		0,99	-380,94	-0,13714	64,47599	381,93
64	0,58					
		0,37	-369,07	-0,13287	64,33885	369,44
65	0,16					
		0,09	-354,73	-0,12770	64,20599	354,82
66	0,02					
		0,01	-337,86	-0,12163	64,07829	337,87
67	0					
		0	-328,71	-0,11834	63,95666	328,71
68	0					
		0	-306,19	-0,11023	63,83832	306,19
69	0					
		0	-291,62	-0,10498	63,72809	291,62
70	0					
		0	-278,38	-0,10022	63,62311	278,38
71	0					
		0	-265,13	-0,09545	63,52289	265,13
72	0					
		0	-252,45	-0,09088	63,42745	252,45
73	0					
		0	-238,11	-0,08572	63,33656	238,11
74	0					
		0	-226,65	-0,08159	63,25084	226,65
75	0					
		0	-189,92	-0,06837	63,16925	189,92
76	0					
		0	-182,79	-0,06580	63,10088	182,79
77	0					
		0	-181,43	-0,06531	63,03508	181,43
78	0					
		0	-180,14	-0,06485	62,96976	180,14
79	0					
		0	-178,62	-0,06430	62,90491	178,62
80	0					
		0	-167,02	-0,06013	62,84061	167,02
81	0					
		0	-157,77	-0,05680	62,78048	157,77
82	0					
		0	-148,52	-0,05347	62,72368	148,52
83	0					
		0	-140,81	-0,05069	62,67022	140,81
84	0					
		0	-133,11	-0,04792	62,61952	133,11
85	0					
		0	-125,4	-0,04514	62,57160	125,40
86	0					
		0	-117,69	-0,04237	62,52646	117,69
87	0					
		0	-111,53	-0,04015	62,48409	111,53
88	0					
		0	-105,36	-0,03793	62,44394	105,36
89	0					

		0	-98,68	-0,03552	62,40601	98,68
90	0	0	-95,09	-0,03423	62,37049	95,09
91	0	0	-90,29	-0,03250	62,33625	90,29
92	0	0	-86,76	-0,03123	62,30375	86,76
93	0	0	-83,05	-0,02990	62,27252	83,05
94	0	0	-79,48	-0,02861	62,24262	79,48
95	0	0	-75,62	-0,02722	62,21401	75,62
96	0	0	-72,23	-0,02600	62,18678	72,23
97	0	0	-69,82	-0,02514	62,16078	69,82
98	0	0	-66,29	-0,02386	62,13564	66,29
99	0	0	-63,31	-0,02279	62,11178	63,31
100	0	0	-60,24	-0,02169	62,08899	60,24
101	0	0	-57,86	-0,02083	62,06730	57,86
102	0	0	-55,4	-0,01994	62,04647	55,40
103	0	0	-54,18	-0,01950	62,02653	54,18
104	0	0	-52,19	-0,01879	62,00702	52,19
105	0	0	-51,13	-0,01841	61,98823	51,13
106	0	0	-50,62	-0,01822	61,96983	50,62
107	0	0	-50,58	-0,01821	61,95160	50,58
108	0	0	-48,5	-0,01746	61,93340	48,50
109	0	0	-47,45	-0,01708	61,91594	47,45
110	0	0	-46,4	-0,01670	61,89885	46,40
111	0	0	-45,87	-0,01651	61,88215	45,87
112	0	0	-44,83	-0,01614	61,86564	44,83
113	0	0	-43,78	-0,01576	61,84950	43,78
114	0	0	-43,25	-0,01557	61,83374	43,25
115	0	0	-42,2	-0,01519	61,81817	42,20
116	0	0	-41,67	-0,01500	61,80298	41,67

117	0					
		0	-40,62	-0,01462	61,78797	40,62
118	0					
		0	-40,09	-0,01443	61,77335	40,09
119	0					
		0	-39,04	-0,01405	61,75892	39,04
120	0					
		0	-38,52	-0,01387	61,74486	38,52
121	0					
		0	-37,99	-0,01368	61,73100	37,99
122	0					
		0	-36,94	-0,01330	61,71732	36,94
123	0					
		0	-36,41	-0,01311	61,70402	36,41
124	0					
		0	-35,88	-0,01292	61,69091	35,88
125	0					
		0	-35,84	-0,01290	61,67800	35,84
126	0					
		0	-34,44	-0,01240	61,66510	34,44
127	0					
		0	-33,93	-0,01221	61,65270	33,93
128	0					
		0	-33,42	-0,01203	61,64048	33,42
129	0					
		0	-32,4	-0,01166	61,62845	32,40
130	0					
		0	-31,61	-0,01138	61,61679	31,61
131	0					
		0	-31,39	-0,01130	61,60541	31,39
132	0					
		0	-30,88	-0,01112	61,59411	30,88
133	0					
		0	-30,37	-0,01093	61,58299	30,37
134	0					
		0	-29,86	-0,01075	61,57206	29,86
135	0					
		0	-29,35	-0,01057	61,56131	29,35
136	0					
		0	-28,85	-0,01039	61,55074	28,85
137	0					
		0	-28,33	-0,01020	61,54036	28,33
138	0					
		0	-27,83	-0,01002	61,53016	27,83
139	0					
		0	-27,17	-0,00978	61,52014	27,17
140	0					
		0	-26,52	-0,00955	61,51036	26,52
141	0					
		0	-25,86	-0,00931	61,50081	25,86
142	0					
		0	-25,21	-0,00908	61,49150	25,21
143	0					
		0	-24,56	-0,00884	61,48242	24,56
144	0					

		0	-23,91	-0,00861	61,47358	23,91
145	0	0	-23,25	-0,00837	61,46497	23,25
146	0	0	-22,59	-0,00813	61,45660	22,59
147	0	0	-21,94	-0,00790	61,44847	21,94
148	0	0	-21,91	-0,00789	61,44057	21,91
149	0	0	-21,28	-0,00766	61,43269	21,28
150	0	0	-20,97	-0,00755	61,42503	20,97
151	0	0	-20,31	-0,00731	61,41748	20,31
152	0	0	-20,26	-0,00729	61,41016	20,26
153	0	0	-19,55	-0,00704	61,40287	19,55
154	0	0	-19	-0,00684	61,39583	19,00
155	0	0	-18,67	-0,00672	61,38899	18,67
156	0	0	-18,35	-0,00661	61,38227	18,35
157	0	0	-18,02	-0,00649	61,37567	18,02
158	0	0	-17,89	-0,00644	61,36918	17,89
159	0	0	-17,69	-0,00637	61,36274	17,69
160	0	0	-17,36	-0,00625	61,35637	17,36
161	0	0	-17,21	-0,00620	61,35012	17,21
162	0	0	-17,03	-0,00613	61,34392	17,03
163	0	0	-16,78	-0,00604	61,33779	16,78
164	0	0	-16,62	-0,00598	61,33175	16,62
165	0	0	-16,36	-0,00589	61,32577	16,36
166	0	0	-16,19	-0,00583	61,31988	16,19
167	0	0	-16,03	-0,00577	61,31405	16,03
168	0	0	-15,75	-0,00567	61,30828	15,75
169	0	0	-15,21	-0,00548	61,30261	15,21
170	0	0	-14,97	-0,00539	61,29714	14,97
171	0	0	-14,34	-0,00516	61,29175	14,34

172	0					
		0	-12,76	-0,00459	61,28658	12,76
173	0					
		0	-11,85	-0,00427	61,28199	11,85
174	0					
		0	-11,21	-0,00404	61,27772	11,21
175	0					
		0	-9,82	-0,00354	61,27369	9,82
176	0					
		0	-9,14	-0,00329	61,27015	9,14
177	0					
		0	-8,37	-0,00301	61,26686	8,37
178	0					
		0	-7,92	-0,00285	61,26385	7,92
179	0					
		0	-7,79	-0,00280	61,26100	7,79
180	0					
		0	-7,35	-0,00265	61,25819	7,35
181	0					
		0	-6,83	-0,00246	61,25555	6,83
182	0					
		0	-5,92	-0,00213	61,25309	5,92
183	0					
		0	-5,54	-0,00199	61,25096	5,54
184	0					
		0	-4,57	-0,00165	61,24896	4,57
185	0					
		0	-4,36	-0,00157	61,24732	4,36
186	0					
		0	-3,83	-0,00138	61,24575	3,83
187	0					
		0	-3,62	-0,00130	61,24437	3,62
188	0					
		0	-3,55	-0,00128	61,24307	3,55
189	0					
		0	-1,79	-0,00064	61,24179	1,79
190	0					
		0	-1,14	-0,00041	61,24114	1,14
191	0					
		0	-0,73	-0,00026	61,24073	0,73
192	0					
		0	-0,47	-0,00017	61,24047	0,47
193	0					
		0	-0,3	-0,00011	61,24030	0,3
194	0					
		0	-0,19	-0,00007	61,24019	0,19
195	0					
		0	-0,13	-0,00005	61,24013	0,13
196	0					
		0	-0,08	-0,00003	61,24008	0,08
197	0					
		0	-0,05	-0,00002	61,24005	0,05
198	0					
		0	-0,03	-0,00001	61,24003	0,03
199	0					

		0	-0,02	-0,00001	61,24002	0,02
200	0					
		0	-0,01	0,00000	61,24001	0,01
201	0					
		0	-0,01	0,00000	61,24001	0,01
202	0					
		0	-0,01	0,00000	61,24001	0,01
203	0					
		0	0	0,00000	61,24000	0

La figure suivante représente le diagramme des débits entrants et sortants

