



MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

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

Option : OUVRAGES HYDROTECHNIQUES

THEME :

**ETUDE DES VARIANTES DE L'EVACUATEUR DE CRUE DU
BARRAGE DE SEKLAF (W. LAGHOUE)**

Présenté par :

GASMI Mohamed Nour El Islam.

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M. BENLAOUKLI BACHIR	M.C.A	Président
M. ZAIBAK Issam	M.A.A	Examineur
M. BENSALAH Mohamed Draid	M.C.B	Examineur
M. ZEROUAL Ayoub	M.C.A	Promoteur

Session octobre 2020

DEDICACES

JE DÉDIE CE MODESTE TRAVAIL EN SIGNE DE
RECONNAISSANCE ET DE RESPECT :

- ∞ À MES TRÈS CHERS PARENTS, POUR TOUS LES
SACRIFICES QU'ILS ONT CONSENTIS À MON ÉGARD ;
- ∞ À MON FRÈRE ET MA SŒUR ;
- ∞ À TOUS MES AMIS ;
- ∞ À TOUS MES COLLÈGUES DE L'ENSH.

ISLAM GASMI.....2020

REMERCIEMENTS

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

Je voudrais exprimer ma gratitude pour la patience, le soutien et l'aide qu'a pu m'apporter mon encadreur :

Mr. Zeroual Ayoub pour ces orientations, sa compréhension et bien sûr ses Critiques constructives ainsi qu'à l'ensemble des enseignants de l'E.N.S.H pour l'aide précieuse, qu'ils m'ont apporté durant l'élaboration de ce travail.

Je remercie les membres du jury qui me feront l'honneur d'examiner mon travail.

Mes derniers remerciements, mais non les moindres s'adressent à tous mes amis de la promotion 2020, pour avoir beaucoup de sollicitudes et de chaleur humaine dont nous avons tant besoin.

Mohamed Nour EL Islam Gasmí.

ملخص :

الهدف من بناء سد سكلافة على واد مزي بولاية الاغواط هو سقي الأراضي الفلاحية المجاورة، ومد المنطقة بالمياه الصالحة للشرب. هو عبارة عن سد إسمنتي، مزود بجهاز لإلغاء الفيضانات في وسط السد بكمية استيعاب تقدر بحوالي 350.06 م³ في الثانية، يبلغ ارتفاع السد 34.82 م حيث تبلغ قدرة التخزين لهذا السد ب 30.37 مليون م³. هذا العمل يتضمن دراسة نوعين من أنواع أجهزة تمرير الفيضانات للسماح لها بالعبور من خلال السد ثم اختار النوع الأكثر ملائمة وعمل دراسة هندسية له. من أجل ذلك، أولا تحديد المعطيات الجيومرفولوجية والمناخية لحوض واد مزي، متبوعا بدراسة هيدرولوجية لموقع السد، وهذا ما يسمح بتحديد التدفق من أجل تحديد ابعاد المنشأة.

كلمات مفتاحية: الهيدرولوجيا، مسكينغام، أجهزة تمرير الفيضانات، السد، السيفون.

Résume :

Le barrage de SEKLAFA sur Oued M'zi dans la wilaya de Laghouat est destiné à l'irrigation des terres agricoles avoisinantes et les besoins en eau potable. C'est un barrage en béton avec un évacuateur de crues central permettant d'évacuer un débit de crues de 350.06 m³/s. Le barrage à une hauteur de 34.82 m et un volume utile de 30.37 Mm³.

Le présent travail vise à étudier deux types de l'évacuateur de crues pour permettre le passage des crues à travers le barrage afin d'opter pour la variante la plus optimale et faire une étude génie civil de cette dernière. Pour ce faire, il faut d'abord définir l'ensemble des paramètres, géomorphologiques, et climatiques du bassin versant, suivi d'une hydrologique du site du barrage, et ceci nous a permis de déterminer le débit de dimensionnement.

Mot clés : Hydrologie, MUSKINGUM, évacuateur de crues, déversoir, siphon.

Abstract:

The SEKLAFA dam on Oued M'zi in the wilaya of Laghouat is intended for the irrigation of neighbouring agricultural land and drinking water needs. It is a concrete dam with a central spillway allowing to evacuate a flood flow of 350.06 m³/s. The dam has a height of 34.82 m and a useful volume of 30.37 Mm³.

The present work aims to study two types of spillway to allow the passage of floods through the dam in order to choose the most optimal variant and to carry out a civil engineering study of the latter. To do this, we first have to define all the geomorphological and climatic parameters of the watershed, followed by a hydrological study of the dam site, which has enabled us to determine the design flow.

Keywords: Hydrology, MUSKINGUM, spillway, siphon.

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE.....	1
Chapitre I : ETUDE TOPOGRAPHIQUE	
Introduction	2
I.1 Situation géographique de la zone d'étude	2
I.2 Situation climatique.....	3
I.3 Documentations consultées.....	3
I.4 Choix du site.....	4
I.5 Caractéristiques physiques du site de barrage	4
I.6 Géomorphologie.....	5
Conclusion	5
Chapitre II : ÉTUDE GÉOLOGIQUE ET GÉOTECHNIQUE	
Introduction	6
II.1 Contexte géologique et hydrogéologique	6
II.1.1 Géologie régionale.....	6
II.1.2 Géomorphologie	7
II.1.3 Géologie de la cuvette (la stratigraphie régionale).....	8
II.1.4 Tectonique	9
a) Le Plissement	9
b) La fracturation.....	10
c) L'Accident Nord Atlasique.....	10
d) L'accident Sud Atlasique :	10
II.1.5 Géologie du site du barrage	11
II.2 Etude géotechnique	12
II.2.1 Essais in situ	12
1. Essais SPT (essais de pénétration standard)	12
2. Essais LUGEON (essais de perméabilité de la fondation).....	14
II.2.2 Essais au laboratoire	15
A. Fondation du barrage.....	15
B. Zones d'emprunt.....	16
II.2.3 Essai géophysique.....	17
II.2.4 Zonages géotechniques	18
II.3 La sismicité	18
II.4 Matériaux de construction.....	20

Chapitre III : ÉTUDE HYDROLOGIQUE

Introduction	21
III.1 Bassin versant	21
III.1.1 Caractéristiques géographiques du bassin versant	21
III.1.2 Caractéristiques géométriques du bassin versant	23
Surface du bassin versant	23
Périmètre du bassin versant	23
Longueur du thalweg principal.....	23
Altitudes du bassin versant.....	23
III.1.3 Caractéristiques morphologiques.....	23
1. Indice de compacité de Gravelieus K_c (Touaibia, 2004)	23
2. Coefficient d'allongement.....	24
3. Rectangle équivalent (Touaibia, 2004).....	24
4. Répartition et courbe hypsométrique (Touaibia, 2004)	26
5. Pente moyenne du bassin versant (Touaibia, 2004).....	29
6. Indice de pente globale I_{pg} (Touaibia, 2004)	30
7. Indice de pente moyenne I_{pm}	30
III.1.4 Caractéristiques hydrographiques	31
1. Réseau hydrographique	31
2. Pente moyenne du cours d'eau principal I_c	31
3. Densité de drainage (Touaibia, 2004).....	32
4. Temps de concentration.....	32
5. Vitesse de ruissellement	34
III.2 Caractéristiques climatologiques	36
III.2.1 Températures	36
III.2.2 Evaporation	36
III.2.3 Pluviométrie	37
III.2.4 Les précipitations maximales journaliers	38
Choix de la loi d'ajustement.....	39
Ajustement de la série pluviométrique a la loi de GUMBEL	39
Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (loi de lognormale).....	40
Conclusion	42
III.2.5 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités	42
III.3 Etudes des apports	47
III.3.1 Apport liquide.....	47
III.3.1.1 Apport liquide suivant les formules empiriques	47
a- Formule de SAMIE	47
b- Formule de MEDINGUER	47
c- Formule de l'ANRH.....	48

III.3.1.2 Apport liquide suivant les données disponibles	48
III.3.2 Caractéristiques de l'écoulement	48
a- Module de l'écoulement.....	48
b- Lamme d'eau écoulée	49
c- Coefficient de l'écoulement	49
d- Coefficient de variation.....	50
• Formule de SOKOLOVSKY	50
• Formule de L'ANTONOV	50
• Formule de KRISTEKLY MENKEL	50
• Formule Algérienne de PADOUN.....	51
III.3.3 Apports fréquentiels	52
III.3.4 Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%	53
III.3.5 Apports solides et estimation du volume mort.....	54
III.3.5.1 Apport solide par suspension.....	54
o Formule de TIXERONT.....	54
III.3.5.2 Apport solide par charriage	55
III.3.5.1 volume mort total	56
III.4 Etudes des crues.....	56
III.4.1 Détermination des débits maximums fréquentiels	56
a- Formule de MALLET-GAUTHIER.....	56
b- Formule de POSSENTI.....	57
c- Formule de TURRUZA.....	57
d- Formule de GIANDOTTI	58
e- Conclusion	59
III.4.2 Hydrogrammes de crue.....	60
III.4.3 Choix de la crue de projet.....	63
III.5 Régularisation	66
III.5.1 Répartition mensuelle de l'apport 80%.....	66
III.5.2 Répartition mensuelle des besoins	66
III.5.3 Courbes « Hauteurs-Capacités-Surfaces »	67
III.5.4 Calcul du volume utile.....	69
• Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.....	69
• Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.....	69
• Régularisation interannuelle	74
III.6 Laminage des crues.....	79
III.6.1 Méthode de MUSKINGUM (FREAD, D.L. 1993).....	79
III.6.1.1 Laminage d'une onde de crue dans un tronçon de rivière.....	79
III.6.1.2 Méthode de MUSKINGUM	80
III.6.1.3 Principe de la méthode de résolution	81

III.6.1.4 Calcul du débit de sortie	82
III.6.1.5 Calcul du volume stocké.....	83
• Application de la méthode de Muskingum pour une largeur de déversoir $b=15$ m	83
III.7 Dimensionnement du barrage.....	91
III.7.1 La revanche	91
a- La formule de DAVIS	91
b- Formule de MALLET et PACQUANT	92
c- Formule simplifiée	92
III.7.2 Largeur en crête.....	92
a- Formule de T. KNAPPEN.....	93
b- Formule E.F. PREECE.....	93
c- Formule Simplifiée (Anonyme)	93
d- Formule Pratique (USBR).....	93
III.7.3 Longueur en crête	94
Conclusion	94

Chapitre IV : ETUDE DES VARIANTES

Introduction.....	95
IV.1 Synthèses des variantes.....	95
IV.1.1 Description du site de barrage	95
IV.1.2 Conception du barrage	95
IV.1.3 Généralités sur les évacuateurs des crues	95
a- Classification des évacuateurs des crues	95
b- Critères de choix de l'évacuateur de crue.....	96
IV.1.4 Emplacement de l'évacuateur de crue	96
a- Évacuateur de crue en tulipe sur le lit de l'oued	96
b- Evacuateur de crues en siphon posé sur le corps du barrage	97
c- Evacuateur de crue sur la rive	97
d- Evacuateur centrale intégré au corps du barrage	97
IV.1.5 Conclusion de choix de type de l'évacuateur de crues	97
IV.2 Évacuateur de crue central à profil CREAGER.....	98
IV.2.1 Principe	98
IV.2.2 Dimensionnement.....	99
IV.2.2.1 Déversoir.....	99
a- Calcul de la géométrie de déversoir	99
b- Calcul du rayon de raccordement du déversoir avec le bassin de dissipation	101
c- Nombre de piliers.....	103
IV.2.2.2 Bassin de dissipation	103
a- Méthodologie de dimensionnement.....	103
b- Paramètres hydrauliques à l'aval du coursier	103

c- Choix de l'ouvrage de restitution	105
d- Rayon minimum du dissipateur.....	106
e- Angle de décollage du jet.....	107
f- Dimensionnement de la fosse d'affouillement.....	108
IV.2.2.3 Murs bajoyers.....	108
IV.3 Evacuateur de crues en siphon rectangulaire posé sur le corps du barrage.....	109
IV.3.1 Principe de fonctionnement.....	109
IV.3.2 Classification des siphons.....	110
• Selon le débit.....	110
• Selon le nombre de sections parallèles des siphons	110
• Selon les critères constructifs	110
• Selon le mode de chargement.....	110
• Selon la forme de la section d'écoulement	110
IV.3.3 Considérations hydrauliques de dimensionnement.....	110
IV.3.4 Capacité de de déchargement	111
IV.3.5 Dimensionnement du siphon	114
IV.3.6 Coursier.....	118
a- Calcul de la ligne d'eau.....	119
• Méthode indirecte d'intégration numérique.....	119
b- Détermination de la hauteur des murs bajoyers.....	120
c- Vérification des phénomènes d'aération et les vagues roulantes le long du coursier.....	121
• Aération de coursier	121
IV.3.7 Bassin de dissipation	122
a- Calcul de la vitesse à l'entrée du dissipateur.....	123
b- Calcul du nombre de Froude à l'entrée du dissipateur	123
c- Choix du type de dissipateur	123
d- Conception d'un dissipateur de Type III.....	124
IV.3.4 Canal de fuite	125

Chapitre V : ETUDE GINIE CIVIL

Introduction.....	127
V.1. Etude de stabilité	127
V.1.1. Stabilité de déversoir	127
a) Prédimensionnement de l'ouvrage	127
b) Etude d'infiltration de l'ouvrage par la méthode graphique.....	129
c) Calcul des paramètres de l'écoulement souterrain.....	130
d) Calcul du gradient moyen de l'écoulement	131
e) Calcul du débit d'infiltration	131
f) Calcul des forces.....	132

g) Stabilité au renversement	136
h) Stabilité au glissement	137
V.2. Calcul de ferrailage	138
V.2.1 Ferrailage du déversoir	138
a- Collection des données de départ	139
b- Calcul des moments pour chaque tranche	139
c- Calcul des aciers.....	139
V.2.2 Ferrailage de la semelle de déversoir.....	144
a- Calcul des contraintes du sol.....	144
b- Calcul de contrainte due aux charges verticales	146
c- Moment à l'encastrement	147
d- Calcul des aciers	147
Conclusion	148

Chapitre VI : ORGANISATION DE CHANTIER

Introduction.....	149
VI.1 Organisation technique et données préparatoires	149
VI.2 Les principaux intervenants sur chantier	149
a- Le maître de l'ouvrage	149
b- Le maître d'œuvre.....	150
c- L'entrepreneur.....	150
VI.3 Travaux préparatoires et installation de chantier	150
VI.4 Travaux de réalisation	150
VI.5 Les moyens de chantier.....	151
VI.6 Planification.....	153
VI.6.1 Attribution des durées de chaque opération.....	153
VI.6.2 Délai de construction et programme des travaux	153
VI.6.3 Programme des travaux du barrage de SEKLAFa	153
VI.6.4 Symboles des différentes opérations.....	154
VI.6.5 Techniques de la planification	154
1) Méthode basée sur le réseau.....	154
2) Méthode du tableau.....	158
3) Méthode des barres (diagramme de GANTT).....	158
VI.7 Calcul du devis estimatif.....	160
Conclusion	160
CONCLUSION GENERALE	161

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Situation générale du site du barrage (fr-fr.topographic-map.com (modifié)).....	3
Figure II.1 : Carte géologique de l'Atlas saharien central dans la région d'Aflou (extrait de la carte géologique de l'Algérie au 1/500.000)	7
Figure II.2 : Variabilité latérale des faciès	11
Figure II.3 : Cartes des risques sismiques en termes d'accélération PGA à 10% (Pelaez and al., 2003)	19
Figure II.4 : Carte des zones sismiques (Pelaez and al., 2003)	19
Figure III.1 : Délimitation du bassin versant de SEKLAFA.....	22
Figure III.2 : Rectangle équivalent	25
Figure III.3 : Carte hypsométrique du bassin versant de SEKLAFA.....	26
Figure III.4 : Courbe hypsométrique du bassin Versant SEKLAFA	27
Figure III.5 : Le réseau hydrographique du bassin versant SEKALFA.....	31
Figure III.6 : Répartition mensuelle de la température	36
Figure III.7 : Répartition mensuelle de l'évaporation	37
Figure III.8 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle	38
Figure III.9 : Représentation graphique de la loi de GUMBEL.....	40
Figure III.10 : Représentation graphique de la loi de GALTON (log-normale).....	41
Figure III.11 : comparaison entre les lois GUMBEL & GALTON	41
Figure III.12 : Pluies de Courte durée	45
Figure III.13 : Intensité – Durée – Fréquence	46
Figure III.14 : Répartition mensuelle de l'apport moyen	53
Figure III.15 : Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%	54
Figure III.16 : L'Hydrogramme des crues probables en fonction de temps	63
Figure III.17 : Hydrogramme de crue de projet a une période de retour 1000 ans	65
Figure III.18 : Courbe Hauteur - Capacité - Volume	68
Figure III.19 : Graphique d'exploitation.....	71
Figure 20 : Composante pluriannuelle pour $\alpha=0.8$ et $\alpha=0.9$	77
Figure III.21 : laminage à travers un barrage.	81
Figure III.22 : Evacuateur à surface libre	82
Figure III.23: Modélisation de la courbe capacité- hauteur	84
Figure III.24 : Modélisation de la courbe surface-hauteur.....	84
Figure III.25 : Courbe caractéristique du barrage pour $b=30$ m.....	85
Figure III.26 : Hydrogrammes de sorties.....	89
Figure IV.1 : Construction géométrique d'un profil CREAGER	99
Figure IV.2 : Le profil du déversoir.....	100
Figure IV.3 : Répartition des piliers sur le déversoir	103
Figure IV.4 : Schéma explicatif de saut de ski	106
Figure IV.5 : cuvette simple (lisse).....	106
Figure IV.6 : Evacuateur de crues en siphon.....	109
Figure IV.7 : dimensions d'un siphon.....	111
Figure IV.8 : Calcul de la décharge dans un siphon à volute	113
Figure IV.9 : Caractéristiques de décharge d'un siphon à régulation d'air. (Ackers et al.1975)	114
Figure IV.10 : schéma explicatif du siphon avec les données de calculs.....	115
Figure 11 : Vue en arrière du siphon	118
Figure IV.12 : La ligne d'eau par rapport au fond du coursier.....	120
Figure IV.13 : Schéma de bassin de dissipation USBR type III (Design of small dams, 1987)	124
Figure V.1 : Prédimensionnement du déversoir	128
Figure V.2 : Réseau d'écoulement souterrain selon TERZAGUI	130

Figure V.3 : Les sous pressions du déversoir.....	135
Figure V.4 : schéma explicatif des tranches pour le calcul de ferrailage du déversoir	138
Figure V.5 : forces agissent sur le déversoir.....	145
Figure V.6 : Diagramme des contraintes qui s'exercent sur la semelle de déversoir	146
Figure V.7 : Diagramme résultant des contraintes sur la semelle du déversoir	146
Figure VI.1 : Réseau à nœuds	157
Figure VI.2 : Diagramme de GANTT	159

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 : Résultats des essais SPT.	13
Tableau II.2 : Résultats obtenus par les essais Lugeon.	14
Tableau II.3 : Synthèse des quantités des essais au laboratoire.	15
Tableau II.4 : Caractéristiques de résistances, déformabilités et mécaniques de la fondation.	15
Tableau II.5 : Résultats des essais de compression simple.	17
Tableau II.6 : Analyse des résultats obtenus et identification des horizons sismiques.	17
Tableau II.7 : Zonage Géotechnique. Site du barrage SEKLAFa.	18
Tableau III.1 : Coordonnées de la courbe hypsométrique.....	27
Tableau III.2 : Détermination de l'altitude moyenne.....	28
Tableau III.3 : Longueurs des courbes de niveaux	29
Tableau III.4 : Récapitulatif des temps de concentration	34
Tableau III.5 : Récapitulatif des caractéristiques du bassin versant	35
Tableau III.6 : Répartition de la température mensuelle.....	36
Tableau III.7 : Répartition d'évaporation mensuelle	36
Tableau III.8 : Identification de la station pluviométrique SEKLAFa	37
Tableau III.9 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle.....	37
Tableau III.10 : Caractéristiques de la série pluviométrie.....	38
Tableau III.11 : Ajustement à la loi de GUMBEL	39
Tableau III.12 : Ajustement à la loi de GALTON	40
Tableau III.13 : les Précipitations et les intensités pour les différentes fréquences	43
Tableau III.14 : les Précipitations et les intensités pour les différentes fréquences (suite et fin).....	44
Tableau III.15 : Récapitulatif des apports	48
Tableau 16 : Récapitulatif des caractéristiques de l'écoulement	51
Tableau III.17 : les apports de différentes fréquences	52
Tableau III.18 : Répartition mensuelle de l'apport moyen	52
Tableau III.19 : Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%	53
Tableau III.20 : Débit maximums de crues pour différentes périodes de retour Formule de MALLET- GAUTHIER.....	57
Tableau III.21 : Débit maximums de crues pour différentes périodes de retour Formule de POSSENTI	57
Tableau III.22 : Débit maximums de crues pour différentes périodes de retour Formule de TURRUZA	58
Tableau III.23 : Débit maximums de crues pour différentes périodes de retour Formule de GIANDOTTI	58
Tableau III.24 : Récapitulatif des résultats de débit de crue.....	59
Tableau III.25 : Débits maximaux fréquentiels de crue	59
Tableau III.26 : Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour	61
Tableau III.27 : Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour (suite et fin).....	62
Tableau III.28 : crue de projet recommandée	64
Tableau III.29 : Répartition mensuelle de l'apport	66
Tableau III.30 : Répartition mensuelle des besoins en eau.....	66
Tableau III.31 : Caractéristiques topographiques de la retenue	67
Tableau III.32 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm3)	70
Tableau III.33 : Valeurs du coefficient δ	72
Tableau III.34 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm3)	73
Tableau III.35 : Résultat de calcul de la composante interannuelle.....	76
Tableau III.36 : Les différents paramètres hydrologiques	78
Tableau III.37 : Valeurs de h et les plages de variation en période de crue.....	82

Tableau III.38 : Calcul de la courbe caractéristique du barrage pour $b=30$ m	85
Tableau III.39 : Calcul de l'hydrogramme de sortie pour $b=30$ m	86
Tableau III.40 : Hydrogramme d'entrée et les hydrogrammes de sorties	87
Tableau III.41 : Récapitulatif des résultats de laminage	90
Tableau III.42 : Résultats de calcul de la revanche	92
Tableau III.43 : Résultats de calcul de la largeur en crête.....	93
Tableau III.44 : Tableau récapitulatif de dimensionnement du barrage SEKLAFa	94
Tableau IV.1 : Les coordonnées du profil de déversoir.....	100
Tableau IV.2 : Différentes valeurs du rayon de raccordement	101
Tableau IV.3 : Hauteurs et les distances de jet pour différents angles Θ	107
Tableau IV.4 : Résultats de calcul de différentes de siphon.....	116
Tableau IV.5 : Résultats de calcul de différentes de siphon (suite et fin)	117
Tableau IV.6 : Différents paramètres initiales de calcul de la ligne d'eau.	118
Tableau IV.7 : Calcul de la ligne d'eau par rapport au fond du coursier	120
Tableau IV.8 : Hauteur des murs bajoyers dans le coursier.....	121
Tableau IV.9 : Vérification de phénomène d'aération dans le coursier.	122
Tableau IV.10 : Choix du type de bassin de dissipation selon l'USBR	123
Tableau IV.11 : Dimensions des dents défectrices.....	125
Tableau IV.12 : Dimensions des dents du seuil terminal	125
Tableau V.1 : dimensions d'avant radier	127
Tableau V.2 : dimensions du radier	128
Tableau V.3 : Dimensions des encrages	128
Tableau V.4 : Données de départ pour le calcul de ferrailage	139
Tableau V.5 : section des barres de différentes diamètres.....	140
Tableau V.6 : Résultats de calculs du ferrailage du déversoir	141
Tableau V.7 : Résultats de calculs du ferrailage du déversoir (suite)	142
Tableau V.8 : Poids total des aciers en chaque tranche du déversoir	143
Tableau V.9 : Le ferrailage utilisé pour l'évacuateur de crue	148
Tableau VI.1 : Symboles des opérations	154
Tableau VI.2 : Les paramètres du réseau à nœuds.....	156
Tableau VI.3 : Détermination du chemin critique par la méthode du tableau	158
Tableau VI.4 : Coût de l'évacuateur de crue.....	160

LISTE DES PLANCHES

Planche 01 : COUPE GEOLOGIQUE SELON L'AXE DU BARRAGE.

Planche 02 : DÉTAILS DE LA PREMIERE VARIANTE DE L'ÉVACUATEUR.

Planche 03 : DÉTAILS DE LA DEUXIEME VARIANTE DE L'ÉVACUATEUR.

Planche 04 : PLAN D'AMÉNAGEMENT DU BARRAGE SEKLAFI (W. LAGHOUAT).

Planche 05 : ORGANISATION DE CHANTIER.

Le développement démographique des populations d'une façon exponentielle en Algérie engendre une forte demande en eau qui est une matière indispensable pour notre existence. Des études des besoins en eau ont montrées un déficit des ressources en eau vu la répartition inégale et la disponibilité ce qui représente un défi important.

Pour satisfaire ce besoin, l'Algérie prévoit un programme pour atteindre une capacité de stockage de 9 milliards de m^3 à l'horizon 2025, dans ce contexte, la zone de Oued M'zi où le barrage de SEKLAFa est installé, est l'une des solutions qui présente un apport d'eau important.

L'adoption d'un barrage offre une capacité de stockage hydrique qui servira à l'alimentation en eau potable et en irrigation. Ce barrage est associé par des ouvrages annexes destinés à l'exploitation de la retenue et assurer la sécurité du barrage.

L'ouvrage annexe le plus important est l'évacuateur de crues dont le rôle est d'assurer le passage des eaux excédentaires du réservoir, en période des crues, vers le bief aval et dans des conditions favorables à la sécurité du barrage.

Dans ce mémoire de fin d'étude, l'objectif est d'étudier des différentes variantes de l'évacuateur de crues adéquates pour permettre le passage des crues à travers le barrage de SEKLAFa, en contrôlant les côtes maximales atteintes par le barrage et assurer la sécurité des biens et des personnes habitant à l'aval, et vérifier sa faisabilité du point de vue génie civil.

Le contenu comprendra six chapitres. Nous allons commencer par établir les caractéristiques de la topographie de site de barrage ainsi que la situation de projet.

Ensuite, on fera une analyse des conditions géologiques et géotechniques en précisant la lithologie et la structure des différentes formations afin de voir la faisabilité de projet.

Puis, on traitera en détail les données pluviométriques et géomorphologiques en vue du calcul de l'hydrogramme de crue par la méthode de Muskingum, de l'estimation et le choix de la crue de projet et du transport solide, de la régularisation des apports en fonction de la destination de l'aménagement hydraulique, et enfin la détermination du largeur du seuil déversant et la hauteur de la digue.

On consacrera un chapitre pour étudier en détail deux variantes de l'évacuateur, qui sont : Évacuateur de crue central à profil CREAGER, et Evacuateur en siphon rectangulaire posé sur le corps du barrage et choisir la variante optimale.

L'étude ne peut être complète sans faire une étude génie civil de la variante choisi.

Le dernier chapitre sera consacré à l'organisation de chantier qui interprétera les moyens à mettre en œuvre pour la construction et l'exécution des différentes tâches de réalisation ainsi que le planning des travaux.

Enfin une conclusion générale sera donnée à la fin du travail.

Introduction

La topographie est un critère clé. Il convient de trouver un impluvium bien circonscrit dont les eaux d'infiltration soient drainées naturellement vers un passage étroit, où sera construit le barrage souterrain.

Le but principal de l'étude topographique est d'établir les documents nécessaires pour les avants projets (plans, cartes, documents...) qui permettront aussi en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique du site et de positionner au mieux l'ouvrage hydraulique que nous allons intégrer. D'une manière générale, le choix de l'emplacement d'un aménagement hydraulique se fait par étapes en opérant une sélection parmi les sites candidats de moins en moins nombreux selon la procédure suivante :

- Analyse des cartes topographiques.
- Reconnaissance du terrain par des études géologique et topographique.
- Estimation de la structure du terrain au moyen de la prospection géologique ou d'autres techniques possibles
- Vérification de la structure du terrain au moyen du test de forage, de l'essai de perméabilité ou d'autres techniques possibles
- Estimation du mécanisme d'écoulement des eaux à partir des résultats de l'observation des oueds.
- A cela s'ajoute au besoin, les données hydrologiques et météorologiques, telles que la pluviométrie et le débit du cours d'eau, est également collectées pour déterminer la nécessité et la faisabilité de l'ouvrage.

D'autre part, la gestion et l'entretien du barrage nécessite une participation active de la communauté locale. Il faut donc mener une étude socio-économique afin de déterminer la possibilité de la participation des habitants. Une fois l'emplacement fixé, il est également important de promouvoir la participation de la communauté locale dès le stade de l'avant-projet.

I.1 Situation géographique de la zone d'étude

L'aménagement se situe dans la wilaya de LAGHOUAT, Daïra d'OUED MORRA, commune d'Oued M'ZI, à environ 80 km au nord-ouest de la ville de LAGHOUAT et à 36 km au sud-est de la ville d'AFLOU.

Le bassin versant de l'oued M'ZI se situe dans la partie centrale de l'atlas saharien qui est entêté en vallée supérieure ouest le plateau d'Aflou qui draine au site de SEKLAFa le versant sud du Djebel Amour.

Oued M'ZI présente un écoulement de base permanent et les pluies de l'hiver en font souvent une rivière véritable, ayant plusieurs centaines de mètres de large. Les deux oueds qui forment l'oued M'ZI (l'oued El Fareg et l'oued Ouarène) traversent la région de Gada et se rejoignent immédiatement en amont de la gorge de SEKLAFa, à travers laquelle l'oued se dégage des montagnes. En aval de la gorge, Oued M'ZI reçoit par la rive gauche l'oued Chergui, avant de passer près du village de Tadjemout.

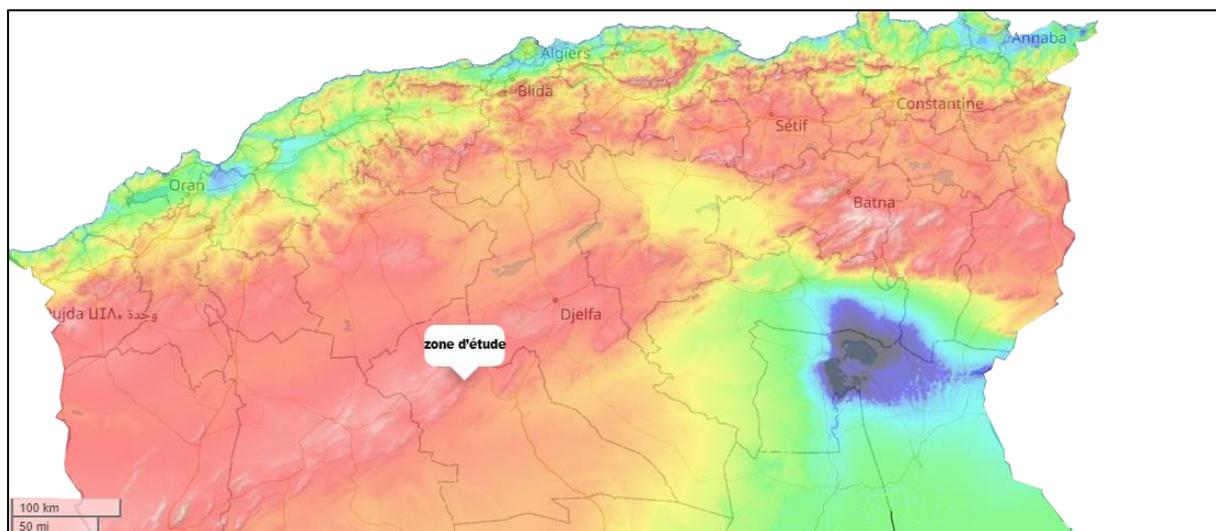


Figure I.1 : Situation générale du site du barrage (fr-fr.topographic-map.com (modifié))

I.2 Situation climatique

Du point de vue climatologique, le bassin versant est soumis à un régime climatique aride à hivers froids avec une précipitation annuelle moyenne qui varie de 150 *mm* à 200 *mm*. Le bassin présente une altitude moyenne avoisinant 1000m. Les données concernant l'hydrologie sont insuffisantes, le climat de la région est aride à subaride les moyennes de précipitations ne dépassent pas guère 200mm mais sur les montagnes sont plus abondantes

I.3 Documentations consultées

Les supports cartographiques utilisés :

- ASTER GDEM de la zone d'études disponible sur [NASA Earthdata](https://earthdata.nasa.gov/).
- 19 cartes d'état major de Laghouat 1/100.000^{ème}.

I.4 Choix du site

Le principe du choix du site favorable pour un tel aménagement est fixe, c'est-à-dire qu'il faut choisir un site qui peut retenir un maximum d'eau pour un coût minimum, Le choix du site est basé sur :

1. La détermination géométrique et physique de l'axe de l'aménagement et de la cuvette réservoir, telles que :

- La largeur et la longueur de la cuvette.
- L'épaisseur de la couche alluviale.
- La profondeur de la roche altérée et ou fissurée.
- La section de la couche alluviale et sa perméabilité.
- La section de la roche altérée et sa perméabilité
- La qualité, les limites et la capacité du réservoir.
- La profondeur du socle imperméable (mur de la nappe).

2. Le choix de la solution technique d'étanchéisation adéquate pour chaque site

3. L'évaluation économique de l'aménagement de chaque site.

Pour notre site, Les coordonnées de l'axe de barrage sont :

Systèmes du coordonnés (UTM) :

$$X = 439\,387.367\text{ m}; \quad Y = 3\,762\,838.849\text{ m}; \quad Z = 998\text{ m}$$

I.5 Caractéristiques physiques du site de barrage

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

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

Le bassin hydrographique limité par le barrage de SEKLAFa couvre une superficie totale de 786.019 Km², correspondant à une zone relativement peu accidentée. Le bassin est relativement arrondi avec des cotes variables entre environs 900 m et 1600 m.

En amont du barrage, Oued M'ZI a une longueur de 47.723 km, avec une pente moyenne de 6.3 %.

I.6 Géomorphologie

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

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

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

Conclusion

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

Introduction

Les études géologiques et géotechniques d'un site de barrage ont une grande importance dans le stade de la conception. Elles ont pour but de définir la nature, les caractéristiques mécaniques et hydrodynamiques des sols, ainsi que la sismicité de la région. Elles permettent de donner des renseignements précis sur :

- L'étanchéité des fondations ;
- L'étanchéité de la cuvette de la retenue ;
- L'existence des eaux souterraines très apparentées et des remontées de nappe au niveau de l'axe du barrage.

Des études seront pour connaître aussi complètement que possible la nature géologique des terrains du bassin versant, de la cuvette, de la zone d'implantation du barrage et de la zone d'emprunt. Les résultats de ces études nous serviront au calcul de stabilité des différents ouvrages, de vérification des tassements et des infiltrations.

II.1 Contexte géologique et hydrogéologique

II.1.1 Géologie régionale

Le site du barrage de SEKLAFa est situé au cœur du massif de l'Atlas Saharien, à 80 km au NW de la ville de Laghouat et à 26 km au SE de la ville d'Aflou. Ce barrage est situé sur l'oued M'ZI, l'un des plus longs oueds de l'Atlas saharien qui coule vers le sud ; c'est le barrage le plus méridional (en Algérie) après celui de Djorf Ettourba (Béchar).

L'Atlas saharien algérien fait suite au haut Atlas marocain et se continue à l'Est vers l'Atlas tunisien. C'est dans les monts de l'Atlas saharien que l'on rencontre les plus hauts sommets d'Afrique du Nord. Dans le haut Atlas marocain, le sommet de Djebel Toubkal culmine à plus de 4000 m d'altitude et en Algérie, le djebel Chélia culmine à 2328 m, alors que le plus haut sommet du Tell (Lalla Khadidja) dans le Djurdjura est à 2308 m d'altitude. Les deux fleuves les plus longs de l'Algérie et de la Tunisie prennent naissance dans l'Atlas. Le Chéouli prend sa source dans les Djebel Amour et l'oued Mellegue-Medjerda démarre dans les Aurès près de Khenchela. D'autres oueds coulent en permanence en prenant naissance dans les monts de l'Atlas, dont on réfère l'Oued M'zi qui concerne le présent travail particulièrement. La région du barrage fait partie du domaine Atlasique central, limité : - au Nord par le domaine des Chotts (Zahrez Chergui et Gharbi) qui se prolonge vers les Hauts plateaux plus au Nord, - à l'Est par la terminaison occidentale des monts Ouled Nails, - à l'Ouest, par la terminaison orientale des monts des Ksour et d'El Bayadh, - et enfin au Sud par la plate forme saharienne dont il est séparé par l'accident sud atlasique. Le domaine atlasique est séparé du Sahara par une énorme faille d'ampleur continentale, qui continue depuis le Maroc (Agadir) jusqu'en Tunisie (Gabès) passant en Algérie par Biskra, Laghouat, etc. C'est un accident majeur qui limite au Nord l'Atlas saharien (domaine plissé) de la plate-forme peu ou pas plissée d'où l'appellation d'Accident Sud Atlasique (ASA).



Figure II.1 : Carte géologique de l'Atlas saharien central dans la région d'Aflou (extrait de la carte géologique de l'Algérie au 1/500.000)

Le périmètre du barrage s'intègre dans le faisceau du Djebel Amour dont les structures (plis surtout) sont orientées NE-SW. Les études ont montré l'existence de deux directions d'axes de plis ($N30^\circ$ à 40° et $N60^\circ$ à 70°), qui sont le résultat des phases tectoniques récentes (Tertiaire), notamment la phase atlasique. Sur le flanc nord de l'anticlinal de Djebel SEKLAFa, la série qui constitue le site du barrage de SEKLAFa se présente comme suit : 1. La formation dite des grès supérieurs (J5b). Cette formation correspond également à un complexe gréseux argileux de 600 m d'épaisseur, comportant deux parties :

- Une partie inférieure constituée de séquences gréso-argileuses verdâtres à rougeâtres à beige. Des barres gréseuses d'épaisseur de 6 à 10m soulignent les corniches dans les rives des gorges de SEKLAFa. Ces niveaux bien redressés représentent l'assise du barrage.
- Une partie supérieure à nombreuses séquences argilo-silteuses et grès quartzitiques brun-rouge ou lie de vin.

Cette formation couvre une grande partie de la cuvette du barrage.

II.1.2 Géomorphologie

Le site du barrage de SEKLAFa se trouve dans les gorges encaissées de l'Oued M'ZI. Ces gorges étroites à berges abruptes présentent un paysage pittoresque formé par un ensemble de plusieurs falaises superposées en gradins de part et d'autre de l'oued où coule une eau limpide tout au long de l'année. Ces berges sont constituées par des barres gréseuses qui forment des corniches surélevées qui descendent progressivement de part et d'autre de l'oued en pente douce jusqu'à se rencontrer mutuellement dans le lit de ce dernier. Entre ces barres puissantes de 8 à 10 m s'intercalent des combes terreuses de pentes plus faibles attaquées par l'érosion. De gros blocs détachés de ces falaises viennent

s'échouer au fond de la vallée pour être ensuite progressivement tractés par les eaux de crues fréquentes de cet oued. Les alluvions sont de faibles épaisseurs alors que subsistent sur les berges des affleurements de terrasses limoneuses anciennes, témoins d'anciens dépôts sur creuses et érodés à leur tour par ce même oued. La végétation y est presque absente. Seuls quelques arbustes rabougris tirent leurs racines de fissures des roches.

II.1.3 Géologie de la cuvette (la stratigraphie régionale)

Les gorges de SEKLAFa s'ouvrent en un méandre qui reçoit deux oueds simultanément. L'un vers le Nord Est l'autre plus important vers le Nord Ouest (oued Fareg). Ces deux oueds sont adossés au flanc nord du djebel et coulent dans des combes faciles à éroder en gorges étroites, aux berges relativement abruptes. Un autre oued, l'oued Ouarène, vient s'ajouter à l'oued Fareg en perpendiculaire en traversant en travers bancs toutes les couches géologiques érodées sur son passage. Les roches sont de couleurs rouges à violacées, et vertes. Les petits plateaux qui subsistent en amont de ces oueds sont tapissés par des limons blancs sableux.

Une série de corniches qui sont de plus en plus élevées viennent ensuite se détacher dans le paysage, rectilignes d'est en ouest pour arriver à une barrière qui ferme le paysage et qui porte le nom célèbre d'El Gada au delà de laquelle d'autres reliefs prennent le relais en dehors de la cuvette.

La végétation est rare sauf dans les fonds de vallées ou des jardins plantés de grenadiers et de figuiers sont nourris continuellement par une eau abondante et claire des oueds Ouarène et Fareg.

La cuvette présente des altitudes beaucoup plus faibles. Elle est essentiellement couverte par les séries géologiques suivantes :

- 1) Formation argilo-silteuses et grés-quartzitiques :
Fait suite aux barres de grés des gorges de SEKLAFa qui représentent déjà une partie de la cuvette
- 2) La barre calcaire :
Présente une puissance de 100 m, localisé au Djebel gourou et djebel Sidi Okba.
- 3) Formation marno-calcaire :
Dont la puissance est de 400 m rassemble deux unités distinctes de hauts en bas :
 - Une unité calcaréo-dolomitique et marneuse comportant des cargneules et des argiles gypseuses.
 - Une couche riche en passées calcaires à Ostréidés.
- 4) Formation calcaréo-gréseuse :
Peut-être subdivisée en trois unités successives bien différenciées, de haut en bas :
 - Les grès intermédiaires qui correspondent à un complexe argilo-gréseux.
 - Les marno-calcaires bleutés.
 - Le calcaire repère massif qui forme un ressaut topographique marqué.
- 5) Formation marnes gypseuses :
Elle peut être subdivisée en trois unités :
 - Marno-dolomitique au toit.
 - Evaporitiques dans la partie centrale.
 - Marneuse verdâtre localement gréseuse à la base.

6) Formation De grès à dragées :

Cette formation des grès à dragées de quartz inférieurs est souvent mal définie dans les zones synclinales. On peut y voir les faciès suivants :

- Argiles, marnes de couleur variée verte, rouge, violacée.
- Argiles silteuses rouges ou verdâtres.
- Cargneules plus ou moins associées à des niveaux gypseux.
- Silts, grès fins à "ripples", laminae, micro stratifications obliques.
- Grès à strates obliques.

7) Le Mio-Pliocène :

C'est une couverture de conglomérats épaisse de 1 à 3 m qui repose en discordance sur les formations du Jurassique. On rencontre ces dépôts mio-pliocène très réduits le long de l'Oued M'ZI et d'Oued Fareg dans la cuvette.

8) Le Quaternaire :

Les formations quaternaires sont de plusieurs types :

- Des limons sableux d'épaisseur variant de 1 m à 5m dans la partie ouest de cuvette le long des oueds Fareg et oued Ouarène. Cette couche recouvre en grande partie de la série d'alternance grès pélites versicolores surtout dans la partie ouest Ces limons sont le produit d'une sédimentation du type lacustre. En effet l'ouverture des gorges de SEKLAFa s'est faite progressivement. Pendant cette longue période de fermeture il s'est créé en amont de ces gorges un barrage naturel dans lequel se sont déposés ces limons d'une forte épaisseur et d'une grande extension. Ensuite l'ouverture des gorges a permis le creusement des lits d'oueds actuels qui ont érodé ces limons pour arriver au profil actuel.
- Des colluvions fines et parfois caillouteuses.
- Des alluvions graveleuses représentant les terrasses actuelles des oueds Fareg et Ouarène. Les épaisseurs de ces alluvions sont variables de 1 à 3m.

Il n'y a pas de zones sensibles au glissement d'ensemble dans la cuvette de SEKLAFa. Seules les couches de limons existant sur les berges des oueds Fareg et Ouarène sont sensibles à l'eau. En effet ces limons d'une épaisseur maximum de 6 m affleurant sur les berges des oueds peuvent être sensibles à l'eau. Leur instabilité dans ce cas n'est pas un danger mais il contribuera à l'envasement du barrage du fait qu'ils représentent un sédiment qui originellement était un sédiment de fond de barrage naturel comme expliqué plus haut.

II.1.4 Tectonique

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

a) Le Plissement :

L'Atlas Saharien montre un plissement particulier très caractéristique de la chaîne.

L'orientation générale des plis est N40° à N50° Est et oblique à la direction générale de la chaîne qui est de direction N60°.

Les anticlinaux sont coffrés, étroits et allongés à flancs très redressés et à cœur déprimé, souvent réduits à des vallées anticlinales. Les synclinaux sont à fonds larges et plats et parfois perchés.

Les anticlinaux étroits de l'Atlas Saharien sont disposés en échelon, séparant les larges cuvettes synclinales. Cette morphologie en vallées anticlinales et en synclinaux perchés est due principalement à l'érosion différentielle très intense.

b) La fracturation :

En ce qui concerne les failles, on distingue dans l'Atlas Saharien deux types de fractures, les failles synsédimentaires et les failles post-sédimentaires.

- Les failles synsédimentaires dont les directions des fractures sont souvent confondues avec la direction des plans axiaux des plis (Guiraud, 1990 ; Nouar, 1992).
- Les failles post-sédimentaires sont soit transverses et décalent les structures, compatibles avec leurs modes de genèse. Elles ont une forte composante décrochante et présentent trois familles de directions différentes.

Les failles de directions N-S à N 060, bordent ou prennent en écharpe les structures monoclinales, sont généralement des décrochements sénestres.

Les failles de direction E-W sont très fréquentes et correspondent à des décrochements dextres.

c) L'Accident Nord Atlasique :

L'Atlas Saharien est séparé des Hauts Plateaux par l'Accident Nord Atlasique ; il correspond à la limite septentrionale de l'Atlas Saharien. Cet accident va de Bou Arafat au Maroc jusqu'à Zahrez Chergui en Algérie (N. Kazi-Tani, 1986) de direction NE-SW devenant EW au niveau de Boussaada. Il se manifeste par une interruption de toute structure plissée vers le Nord, il réagit ainsi comme une barrière étanche (Kazi-Tani, 1970).

L'accident Nord Atlasique a joué en coulissage horizontal à regard sud. Le léger chevauchement de l'Atlas sur les hauts plateaux dû à la composante verticale du déplacement (Djebel Kerdada) est une conséquence de cet accident.

d) L'accident Sud Atlasique :

L'Accident Sud Atlasique est une longue ligne tectonique séparant la chaîne atlasique (zone mobile de l'Afrique du Nord) et la plateforme saharienne. Elle va d'Agadir au Maroc jusqu'à Gabes en Tunisie sur plus de deux mille kilomètres.

Cette ligne tectonique est marquée par une série d'accidents qui se présentent sous forme de flexures, plis-failles et de failles dont l'ensemble constitue ce que l'on appelle aussi « flexure saharienne ».

L'Atlas Saharien, du fait de sa position méridionale dans la chaîne alpine de l'Algérie du Nord s'offre plus particulièrement à des divergences dans la définition et la conception du style structural impliquant des divergences dans la définition de l'Accident Sud Atlasique.

II.1.5 Géologie du site du barrage

Juste en aval des gorges et de la station hydrométrique proche du site du barrage apparaît un affleurement de calcaire noir présentant une charnière anticlinale dont l'axe est de direction nord 70-80°, grossièrement perpendiculaire à l'allongement de l'oued qui coule dans la direction NW-SE. De part et d'autre de cet axe les pendages dessinent un anticlinal dont le cœur est justement représenté par ces calcaires noirs à polypiers (J5a). Il s'agit du Kimméridgien basal, dont l'épaisseur est d'environ 100 m.

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

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

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

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



Figure III.2 : Variabilité latérale des faciès

II.2 Etude géotechnique

Cette partie du chapitre décrit les travaux de prospection, les essais « in situ » et de laboratoire réalisés et analyse les résultats obtenus, ayant l'objectif de caractériser les terrains d'implantation des ouvrages, du point de vue géomécanique et hydraulique.

Le programme d'investigation a été constitué par des sondages avec carottage continu, d'essais d'absorption du type Lugeon et des profils sismiques de réfraction. Dans le cadre de la recherche de zones d'emprunt et/ou de carrières réalisée pendant la phase du choix de la solution structurale pour le barrage, le programme fut aussi composé par la réalisation de puits et de tranchées de reconnaissance aussi que des essais de laboratoire sur des échantillons meubles et rocheux provenant des travaux de reconnaissance mentionnés.

Les travaux de reconnaissance ont été réalisés par les entreprises suivantes : DIALOG (sondages et puits), SENCO (essais de laboratoire), GEOAREA (entreprise portugaise qui a réalisé les profils sismiques), COBA (puits, tranchées et essais de laboratoire exécutés à Lisbonne) et LEMO (essais de laboratoire exécutés à Lisbonne), sous la coordination de COBA.

II.2.1 Essais in situ

Lorsqu'il s'agit de compléter l'information et obtenir une meilleure connaissance des caractéristiques du bon sol de fondation, on peut effectuer ce que l'on appelle des essais « in situ », c'est à dire, au sein même du massif du sol. Ces essais consistent à introduire un instrument en un point précis d'un forage pour y mesurer les caractéristiques d'un sol ou d'une roche, pour ce faire on a :

- 18 forages avec échantillonnage.
- 04 sondages carrière.
- 42 puits d'exploitation (argiles et alluvions).
- 04 tranchés.

Pour notre cas deux essais ont été réalisés :

1. Essais SPT (essais de pénétration standard) :

L'essai consiste à déterminer la résistance à la pénétration dynamique d'un carottier normalisé battu en fond d'un forage préalable, dont le diamètre est entre 100 et 150 mm

Ce test s'applique aux sols fins et grenus dont la dimension moyenne des éléments ne dépasse pas 20 mm sachant que l'échantillonnage de ces sols n'est pas facile.

Pour notre cas l'essai a été réalisé pour :

- Méthode de forage : Carottage
- Diamètre du forage = 101mm
- Masse totale de 64kg
- Tige : $masse = 25.00kg/m$; $longueur = 3.00\text{ m}$; $diamètre = 60\text{ mm}$.

Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau III.1 : Résultats des essais SPT.

Sondage N° : SS20				
Profondeur	Nombre de coups			Lithologie
Essais M	Amorçage	Essai		
	ND	N1	N2	
1.50	28	55 refus		Dépôt alluvionnaire, sables + galets
3.00	15	55 refus		Dépôt alluvionnaire, sables + galets
4.50	19	55 refus		Dépôt alluvionnaire, sables + galets
6.00	26	55 refus		Dépôt alluvionnaire, sables + galets
Sondage N° : SS21bis				
Profondeur	Nombre de coups			Lithologie
Essais M	Amorçage	Essai		
	ND	N1	N2	
1.50	25	38	55 refus	Dépôt alluvionnaire, sables + galets
3.00	28	55 refus		Argile pelitique rouge
4.50	28	55 refus		Argile pelitique rouge
6.00	35	55 refus		Argile pelitique rouge
Sondage N° : SS21				
Profondeur	Nombre de coups			Lithologie
Essais M	Amorçage	Essai		
	ND	N1	N2	
1.50	26	27	55 refus	Dépôt alluvionnaire, sables + galets
3.00	41	22	55 refus	Dépôt alluvionnaire, sables + galets
4.50	42	35	55 refus	Dépôt alluvionnaire, sables + galets
6.00	43	38	55 refus	Dépôt alluvionnaire, sables + galets
7.50	41	39	55 refus	Dépôt alluvionnaire, sables + galets
9.00	45	42	55 refus	Dépôt alluvionnaire, graviers + galets
10.50		55 refus		Dépôt alluvionnaire, graviers + galets

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

2. Essais LUGEON (essais de perméabilité de la fondation) :

L'essai d'eau Lugeon est un essai en place réalisé en sondage. Il s'applique au rocher et aux sols cohérents de résistance mécanique compatible avec la pression d'eau imposée pendant l'essai. Il consiste à injecter de l'eau sous pression dans une cavité constituée d'une portion de forage de dimensions connues, et à mesurer le débit d'injection pour différents paliers de pression, pendant un temps donné, le tableau suivant montre les résultats obtenus par les essais Lugeon :

Tableau IIV.2 : Résultats obtenus par les essais Lugeon.

Profondeur (mètres)	Localisation					
	Rive gauche		Lit de l'oued M'zi		Rive droite	
	Étendue des Valeurs (UL)	Valeur moyenne (UL)	Étendue des Valeurs (UL)	Valeur moyenne (UL)	Étendue des Valeurs (UL)	Valeur moyenne (UL)
0 – 25	11.4 – 275.0	69.5	22.8 – 195.7	60.2	20.3 – 250.0	85.5
25 – 40	2.0 – 115.0	20.3	0.8 – 22.6	8.7	0.2 – 16.0	4.0
40 – 60	0.8 – 37.0	5.9	0 – 12.0	2.2	0 – 50.3	15.2
> 65	0.2 – 16.0	5.3	-	-	0 -14.4	5.3

UL : Unité Lugeon.

II.2.2 Essais au laboratoire

Dans le cadre de la recherche de zones d'emprunt et de carrières réalisée pendant la phase du choix de la solution structurale pour le barrage, les échantillons de carottes prélevées des sondages ont été soumis à des essais de laboratoire (essais d'identification, physiques, mécaniques et chimiques), le tableau suivant regroupe ses essais :

Tableau IV.3 : Synthèse des quantités des essais au laboratoire.

N°	Désignation	Unité	Barrage de SEKLAF
Echantillons rocheux	Compression simple	U	29
	Essais d'abrasion Los Angeles	U	7
	Essais Brésilien	U	6
	Analyse pétrographique	U	5
	Analyse granulométrique des enrochements	U	1
	Essais triaxiaux sur échantillons rocheux (3 échantillons)	U	1
	Essai « Slake Durability Test »	U	1
	Essai de charge ponctuel (10 échantillons)	U	10
	Masse volumique, porosité et absorption	U	7
	Vitesse de propagation d'ultrasons	U	8

A. Fondation du barrage :

Afin de caractériser le massif de fondation du barrage une application des essais de la résistance à la compression et le RQD aux grés et aux pélites de la fondation permet d'estimer les caractéristiques de résistances et de déformabilité résumés dans le tableau suivant :

Tableau IVI.4 : Caractéristiques de résistances, déformabilités et mécaniques de la fondation.

Fondation	Résistance à la compression	RQD	Caractéristiques mécaniques	
	<i>Mpa</i>	/	<i>C (kpa)</i>	ϕ (°)
Grés	32 – 60	60 – 90	1600	38
Pélites	14 – 44	20 – 40	500	29

D'après les résultats on conclut que la fondation est constituée par des matériaux rocheux généralement de résistance moyenne à élever. Les pélites grises présentent des valeurs plus variables, enregistrant une résistance faible. En général, les matériaux rocheux de la fondation ne présentent pas une sensibilité importante à l'eau.

B. Zones d'emprunt :

La définition des zones d'emprunt constitue un élément essentiel du projet, d'où dépendront les caractéristiques de l'ouvrage. On a vu que l'un des critères importants du choix du site est l'existence et la proximité de matériaux convenables, en qualité et en quantité suffisante. Le coût de l'ouvrage augmente considérablement avec la distance de transport des matériaux acceptable est même dans le cas de petits barrages. La limite supérieure de 1 km.

Le but de l'étude géotechnique de la zone d'emprunt consiste à :

- Déterminer les matériaux aptes à la zone construction parmi les nombreux échantillons prélevés dans les zones d'emprunt localisées ;
- Étudier les propriétés physiques et mécaniques des matériaux disponibles.

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

- **Granulométrie** : des essais granulométriques a été fait sur 41 échantillons. Les matériaux reconnus sont des éléments fins caractérisés par un pourcentage de 30 à 50%.
- **Limites d'Atterberg** : les échantillons sont peu plastiques en général caractérisé par des limites de liquidité variant entre 20 - 26% et d'indice de plasticité entre 5-10%.
- **Teneur en eau** : la teneur en eau a été mesurée sur 27 échantillons ; ces matériaux sont pratiquement secs avec des teneurs en eau variant de 4 à 9 %.
- **Équivalent de sable** : 11 essais ont été réalisé donnent les valeurs de l'équivalent de sables extrêmes 6,1 et 10,5.
- **Essai Proctor** : les caractéristiques de compactages ont été mesurées par 10 essais Proctor normal. Les résultats obtenus sont :
 - La teneur en eau optimale entre 12,7 et 15.
 - Densité sèche entre 18,2 et 18,7.
 - Degré de saturation entre 77 et 84%.
- **Essai triaxial** : les caractéristiques de résistance au cisaillement ont été déterminées par 02 essais triaxiaux consolidés non drainé. Les résultats obtenus sont :
 - Angle de frottement interne : 29° et 38°.
 - Cohésion : 500 et 1600 KPa.
- Concernant les enrochements, des essais réalisés sur les fragments rocheux de nature calcaire recueillis sur deux potentiels de carrière CP1 et CP2, ces essais sont la compression simple et Los Angeles.
 - Les valeurs de la compression sont comprises entre 21,4 - 107,2 MPa.
 - Les valeurs de Los Angeles sont comprises entre 22,2- 24,1 %.

- Les essais de caractérisation exécutés (compression simple et Los Angeles) donnent une classification de roche peu altéré avec une résistance mécanique élevée.

Tableau IV.7.5 : Résultats des essais de compression simple.

Roche	Bloc	Densité	Résistance à la compression (MPa)
1	1	2.94	52.7
	2	3.11	50.6
2	1	3.00	33.8
	2	3.15	33.8
Rive Gauche	1	/	21.4
	2	/	50.0
	3	/	75.0
Rive Droite	1	/	42.9
	2	/	53.6
	3	/	107.2

II.2.3 Essai géophysique

Le programme d'investigation géophysique a inclut l'exécution de 12 profils sismiques de réfraction avec une longueur de 50 à 60 m pour objectif d'identification des horizons sismique.

Tableau IV.8.6 : Analyse des résultats obtenus et identification des horizons sismiques.

Horizon sismique	V _L (m/s)	Profondeur (m)	Localisation	Observation
HS4	< 900	< 0.5 – 3.5	Rives	Associés aux sols alluvionnaires, colluvionnaires et sols résiduels
		< 1.0	Vallée	
HS3	900 - 1700	0.5 – 10.0	Rives	Associés à matériaux plus altérés
		0.4 – 1.7	Vallée	
HS2	1800-2300	3.5 – 15.0	Rive gauche	Associés à matériaux moyennement altérés
HS1	2300-4000	< 5.0 – 13.0	Rives	Associés à matériaux rocheux non altérée
		< 0.4 – 1.7	Fond de la vallée	

II.2.4 Zonages géotechniques

Le massif de fondation du barrage de SEKLAFa a été divisé en 3 zones géotechniques :

- Zone géotechnique supérieure **ZG_{sup}**.
- Zone géotechnique intermédiaire **ZG_{int}**.
- Zone géotechnique inférieure **ZG_{inf}**.

Tableau IIX.7 : Zonage Géotechnique. Site du barrage SEKLAFI.

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

II.3 La sismicité

En Algérie, l'analyse des différents catalogues de sismicités réalisés durant ces dernières décennies a montré que la sismicité sur le territoire nationale n'est pas partout identifiée et que nous pouvons considérer actuellement quatre zones d'activité sismique différentes qui sont :

1. la bordure tellienne est la région où la sismicité est la plus fréquente et où d'importants séismes ont lieu. Cette importance sismique s'explique par le fait que cette région est directement impliquée dans l'affrontement des plaques européennes et africaines.
2. la région des hauts plateaux se caractérise par une sismicité caractérisée par un séisme de moyenne amplitude et une accélération comprise entre 0.24 et 0.4g
3. la région de l'Atlas saharien présente une sismicité réduite. Quelques séismes ont pu être observés dans les monts des Ksour, Babors, Bibans et d'autre.
4. la région saharienne qui correspond à la plate forme africaine stable, sismicité quasiment nulle. Notre site se trouve sur la bordure de l'atlas saharien, caractérisé par un séisme de faible amplitude et une accélération inférieure à 0.08g.

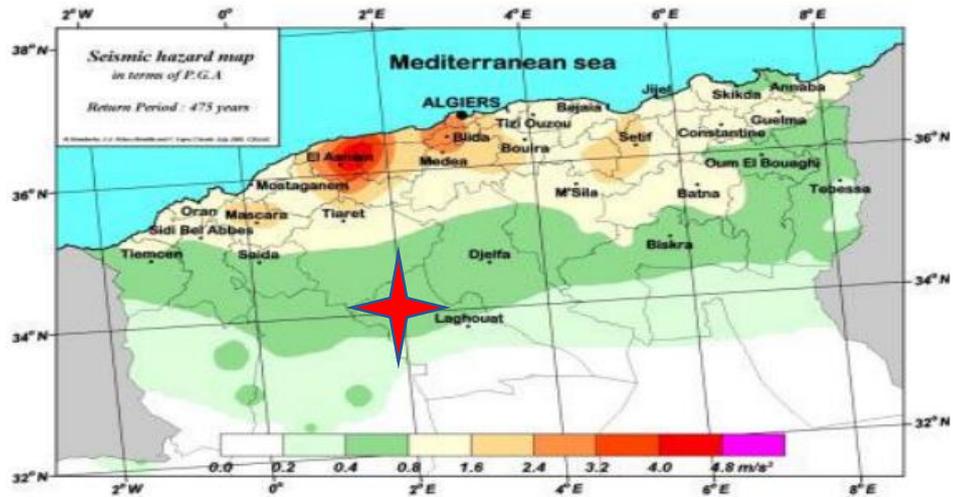


Figure IX.3 : Cartes des risques sismiques en termes d'accélération PGA à 10% (Pelaez and al., 2003)

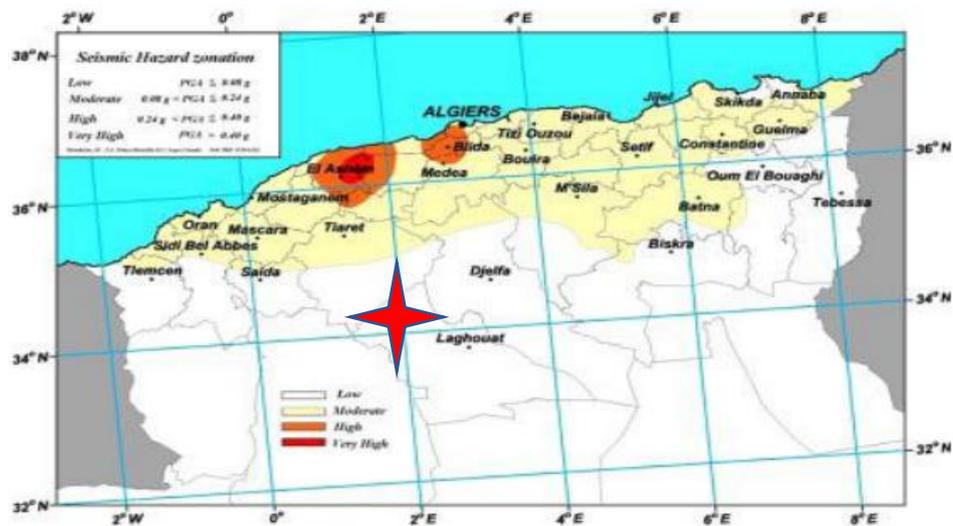


Figure IXI.4 : Carte des zones sismiques (Pelaez and al., 2003)

II.4 Matériaux de construction

La géologie de la cuvette est très favorable pour l'implantation du barrage, mais les matériaux locaux de construction posent des problèmes. Il y'a un manque absolu des matériaux argileux limoneux sur place, ainsi les sables graviers sont disponibles à l'aval sur différents tronçons de l'oued à des distance très loin.

Du point de vue quantité, ils peuvent satisfaire pour filtres et drains, que celui du remblai du corps du barrage. Seulement les couches de grés ou de calcaire offrent la quantité suffisante des matériaux de construction pour un barrage en enrochement ou en béton. Du point de vue qualité, les matériaux marneux sont déconseillés pour la construction du barrage.

Introduction

L'hydrologie est la science qui étudie le cycle de l'eau dans la nature, en commençant par les précipitations, les écoulements, les évaporations et les infiltrations, et arrivant à des débits moyens et extrêmes, pour cela il est évidemment de passer par une étude hydrologique afin d'arriver à des exploitations et dimensionnements optimaux des ouvrages hydrotechniques qui garantiront le rendement durable le plus élevé.

Dans ce chapitre nous procédons dans l'étude hydrologique du bassin versant de l'oued M'Zi pour déterminer certains paramètres de base pour la réalisation du barrage.

III.1 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.

III.1.1 Caractéristiques géographiques du bassin versant

Les coordonnées UTM (zone 31) de l'axe du barrage sont les suivantes :

$$(x, y, z) = (439\ 387.367\ \text{m}, 3\ 762\ 838.849\ \text{m}, 998\ \text{NGA})$$

La délimitation du bassin versant faite en utilisant le logiciel ArcGIS 10.2.2 :

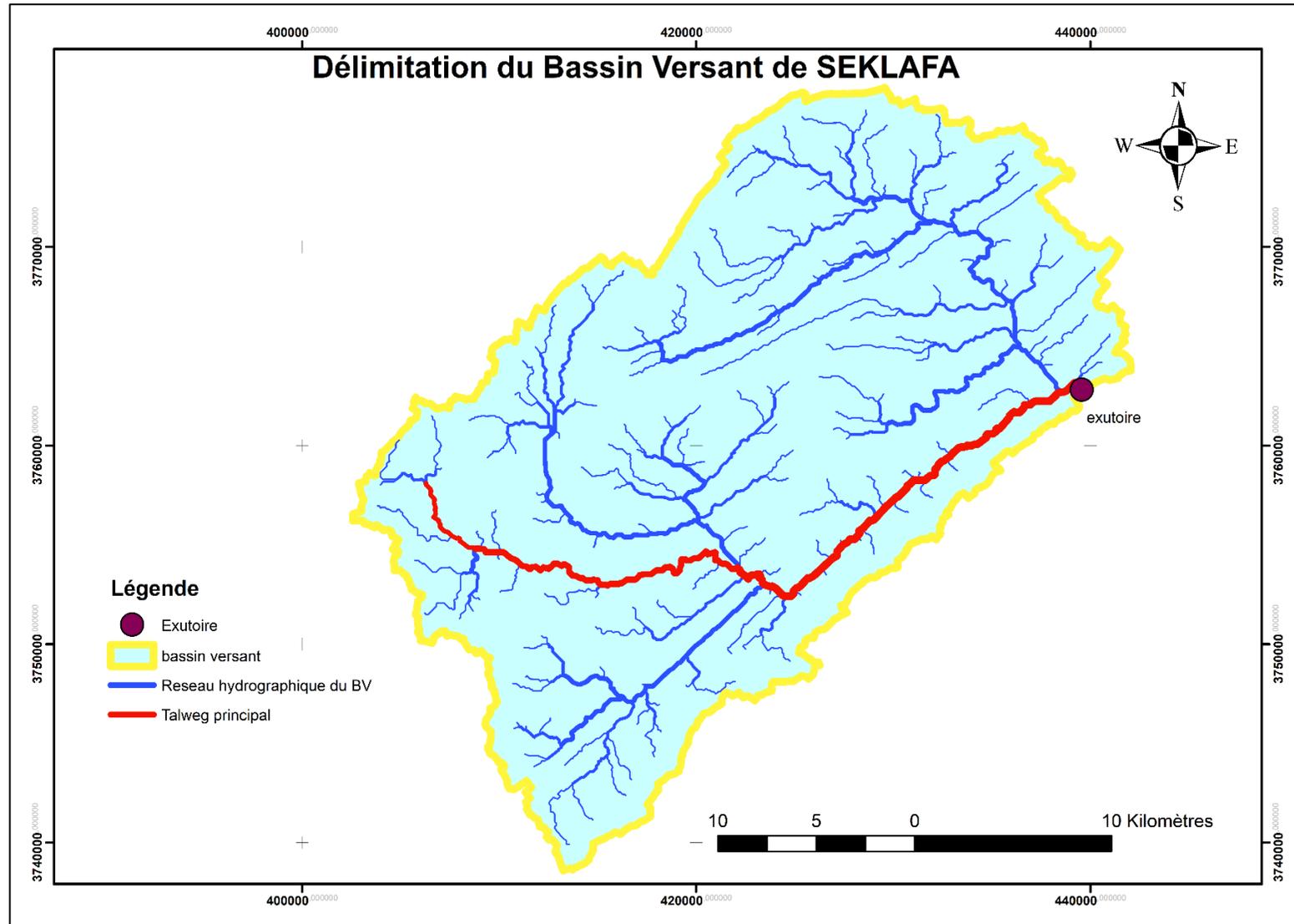


Figure III.12 : Délimitation du bassin versant de SEKLAFa

III.1.2 Caractéristiques géométriques du bassin versant

Surface du bassin versant

La surface topographique est le paramètre le plus important, il permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologique (apport ; volume de précipitation ou infiltration)

$$S = 786.019 \text{ km}^2$$

Périmètre du bassin versant

Le périmètre correspond à la limite extérieure du bassin. Chaque bassin réagit d'une façon propre aux précipitations qu'il reçoit.

$$P = 155.726 \text{ km}$$

Longueur du thalweg principal

La longueur du cours d'eau principal (L) est la distance curviligne depuis l'exutoire jusqu'à la ligne de partage des eaux, en suivant toujours le segment d'ordre le plus élevé lorsqu'il y a un embranchement et par extension du dernier jusqu'à la limite topographique du bassin versant. Si les deux segments à l'embranchement sont de même ordre, on suit celui qui draine la plus grande surface.

$$L_{cp} = 47.723 \text{ km}$$

Altitudes du bassin versant

- Altitude maximale : 1595 m.
- Altitude minimale : 998 m.

III.1.3 Caractéristiques morphologiques

1. Indice de compacité de Gravelius K_c (Touaibia, 2004)

L'indice de compacité $\ll k_c \gg$ d'un bassin versant est défini comme étant le rapport entre le périmètre du bassin et la circonférence du cercle ayant la même superficie que celle du bassin versant et qui sert à déterminer la forme du bassin versant. Il dépend de la surface du bassin et de son périmètre.

Nous avons : $k_c = \frac{P}{P_c} = \frac{P}{2\pi R}$ Tels que $R = \sqrt{\frac{S}{\pi}}$; $P_c = 2\pi R = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}$

$$k_c = \frac{P}{2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{P}{\sqrt{\pi S}} \quad (\text{III.1})$$

$$k_c = 0.28 \times \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (\text{III.2})$$

Avec :

P : Périmètre du bassin versant (Km)

R : Circonférence du cercle équivalent (Km)

S : Surface du bassin versant (Km²)

Si $k_c \leq 1.128 \Rightarrow$ bassin ramassé

Si $k_c \geq 1.128 \Rightarrow$ bassin allongé

AN :

$$k_c = 0.28 \times \frac{155.726}{\sqrt{786.019}} \Rightarrow k_c = 1.555$$

Dans notre cas nous avons : Comme : $k_c = 1.555 > 1.128$, Nous pouvons conclure que la forme de notre bassin est allongée.

2. Coefficient d'allongement

$$k_p = \frac{L_{cp}^2}{S} \quad (III.3)$$

Avec :

L_{cp} : La longueur du talweg principal (Km); S : La superficie du bassin versant(km²).

AN :

$$k_p = \frac{47.723^2}{786.019} = 2.897 \Rightarrow k_p = 2.897$$

Plus k_p est grand, plus le bassin versant est allongé, plus le temps de concentration (le temps que met une goutte d'eau tombée sur le point le plus loin en amont du bassin versant pour arriver à l'exutoire) est grand et plus la crue est moins violente.

Dans notre cas, cet indice est moyen.

3. Rectangle équivalent (Touaibia, 2004)

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

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P = 2(L + l) \quad \text{Et} \quad S = L \times l$$

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

$$L, l = k_c \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left(1 \pm \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{k_c} \right)^2} \right) \quad (\text{III.4})$$

AN :

$$L = k_c \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{k_c} \right)^2} \right) = 1.555 \frac{\sqrt{786.019}}{1.128} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{1.555} \right)^2} \right)$$

$$l = k_c \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{k_c} \right)^2} \right) = 1.555 \frac{\sqrt{786.019}}{1.128} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{1.555} \right)^2} \right)$$

On obtient :

$$L = 65.252 \quad \text{Et} \quad l = 12.046$$

Vérification :

$$S = L \times l = 65.252 \times 12.046 \Rightarrow S = 786.026 \text{ km}^2$$

$$P = 2(L + l) = 2(65.252 + 12.046)$$

$$P = 154.596 \text{ km}$$

Les résultats sont fiables.

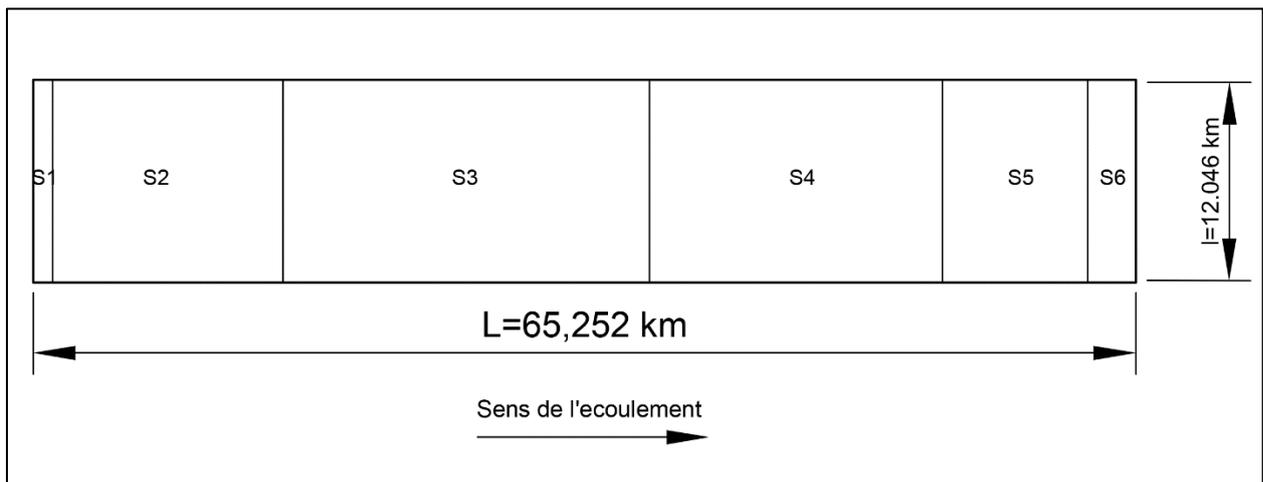


Figure III.13 : Rectangle équivalent

4. Répartition et courbe hypsométrique (Touaibia, 2004)

La courbe hypsométrique 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 de l'altitude représentée en ordonnée. La détermination de notre courbe hypsométrique a été réalisée à l'aide d'un logiciel de SIG. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude. Cette dernière, a été identifiée à partir des résultats des calculs de la répartition du bassin versant par tranches d'altitudes.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau III.1 et la figure III.3.

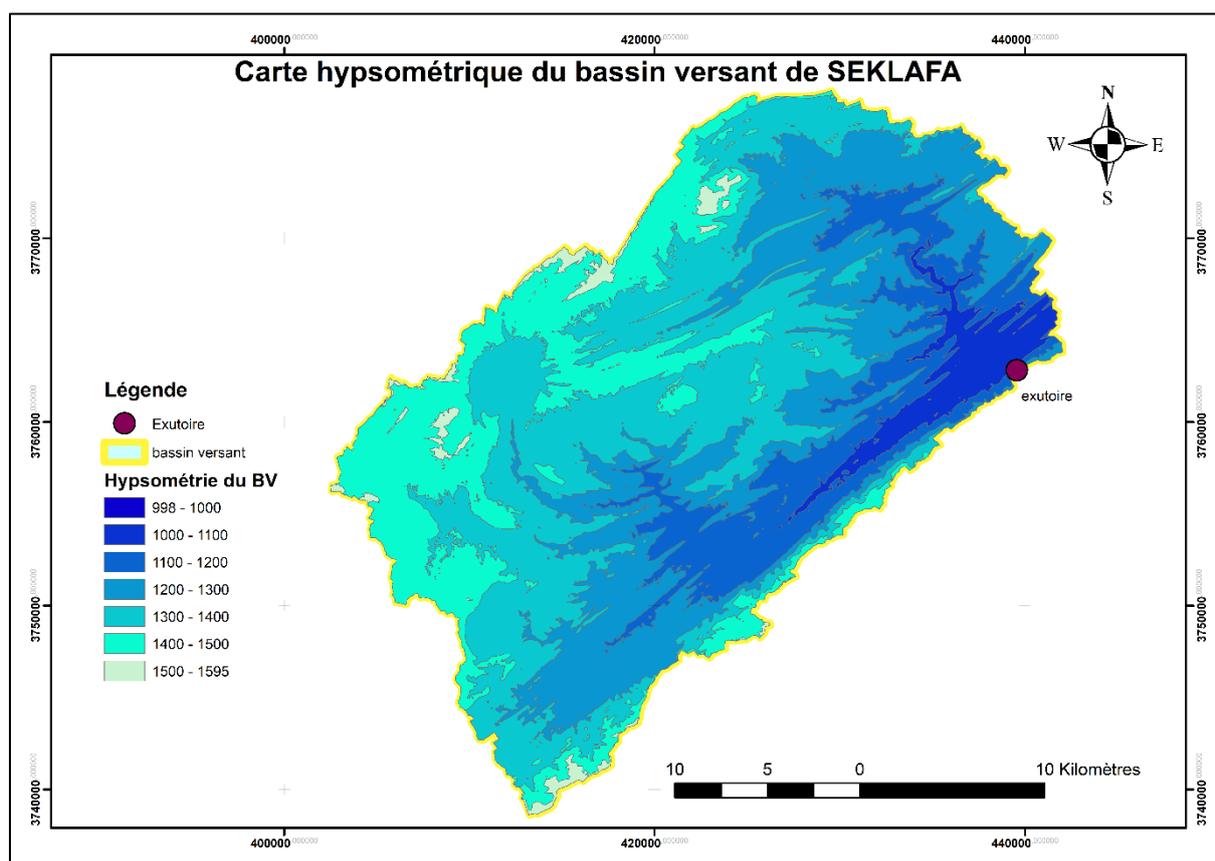


Figure III.14 : Carte hypsométrique du bassin versant de SEKLAFI

Tableau III.1 : Coordonnées de la courbe hypsométrique

Elévations (m)	Elévations moyennes H_i (m)	Surfaces partielles S_i (km ²)	Surfaces partielles cumulées (km ²)	Surfaces partielles cumulées (%)
1595 – 1500	1547.5	14,01967282	14,01967282	0,000253743
1500 – 1400	1450	164,2238652	178,243538	4,339453988
1400 – 1300	1350	261,3074834	439,5510214	17,52686098
1300 – 1200	1250	208,665804	648,2168253	44,07557614
1200 – 1100	1150	103,6494936	751,8663189	77,32193378
1100 – 1000	1050	34,10495393	785,9712729	98,21626595
1000 – 998	999	0,001994353	785,9732672	100

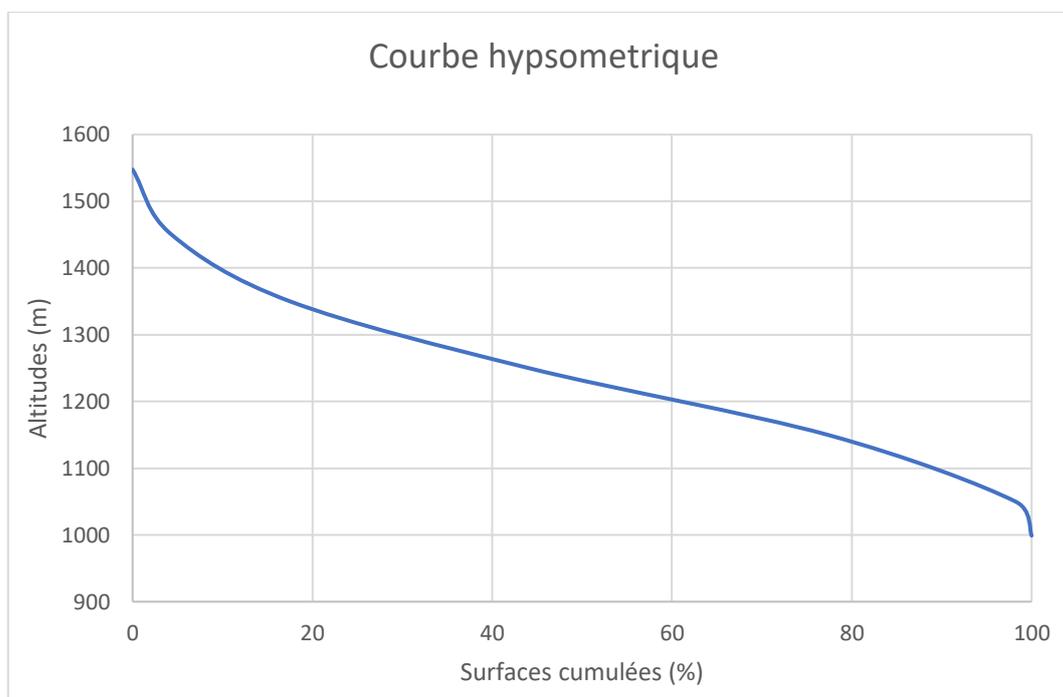


Figure III.15 : Courbe hypsométrique du bassin Versant SEKLAFA

D'après la courbe hypsométrique on tire :

- **Altitude médiane :**

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

$$H_{med} = H_{50\%} = 1232.18 \text{ NGA}$$

- **Altitude moyenne :**

L'altitude moyenne est calculée par la formule :

$$H_{moy} = \frac{\sum S_i H_i}{S} \quad (\text{III.5})$$

Tel que $H_i = \frac{H_{i-1} + H_i}{2}$ (III.6)

Avec :

S_i : Surface partielle comprise entre deux courbes de niveaux consécutives en (Km²).

H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveaux successives en (m).

S : Superficie du bassin versant en (Km²).

Tableau III.2 : Détermination de l'altitude moyenne

Elévations (m)	Elévations moyennes H_i (m)	Surfaces partielles S_i (km ²)	$S_i \times H_i$
1595 – 1500	1547.5	14,01967282	21695,44368
1500 – 1400	1450	164,2238652	238124,6046
1400 – 1300	1350	261,3074834	352765,1025
1300 – 1200	1250	208,665804	260832,255
1200 – 1100	1150	103,6494936	119196,9176
1100 – 1000	1050	34,10495393	35810,20163
1000 – 998	999	0,001994353	1,992358212

AN :

$$H_{moy} = \frac{\sum S_i H_i}{S} = \frac{1028426.517}{786.019} \Rightarrow H_{moy} = 1308.40 \text{ NGA}$$

5. Pente moyenne du bassin versant (Touaibia, 2004)

Elle est donnée par la formule :

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{S} \quad (\text{III.7})$$

Avec :

ΔH : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives(m)

L_1, L_2, \dots, L_n : Les longueurs des courbes de niveaux (Km).

S : superficie du bassin versant (Km²).

En utilisant le logiciel ArcGIS (pour la détermination des longueurs de courbes de niveau).

Tableau III.3 : Longueurs des courbes de niveaux

Cote (m)	Dénivelée (m)	Longueur (km)
1000	50	0.171
1050		43.686
1100		107.436
1150		162.077
1200		284.112
1250		393.534
1300		380.056
1350		399.433
1400		371.077
1450		224.841
1500		102.727
1550		11.668

AN :

$$I_m = 1.575 \%$$

6. Indice de pente globale I_{pg} (Touaibia, 2004)

Cet indice est déterminé par la formule suivante :

$$I_{pg} = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \quad (\text{III.8})$$

Avec :

D : Dénivelée entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ (m) .

L : Longueur du rectangle équivalent (km).

$H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ Sont lues sur la courbe hypsométrique. Elles sont respectivement les altitudes correspondantes à $S_{5\%}$ et $S_{95\%}$.

AN :

D'après la courbe hypsométrique :

$$H_{5\%} = 1444.99 \text{ NGA}$$

$$H_{95\%} = 1065.39 \text{ NGA} \Rightarrow I_{pg} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} = \frac{1444.99 - 1065.39}{65.252}$$

$$L = 65.252 \text{ km}$$

$$I_{pg} = 5.817 \frac{\text{m}}{\text{km}} \Rightarrow I_{pg} = 0.58 \%$$

On pourra dire que notre bassin est assez faible.

7. Indice de pente moyenne I_{pm}

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

$$I_{pm} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \quad (\text{III.9})$$

AN :

$$I_{pm} = \frac{1595 - 998}{65.252} \Rightarrow I_{pm} = 0.91 \%$$

III.1.4 Caractéristiques hydrographiques

1. Réseau hydrographique

Le réseau hydrographique est une des caractéristiques les plus importantes du bassin. Le réseau hydrographique peut prendre une multitude de formes. La différenciation du réseau hydrographique d'un bassin est due à quatre facteurs principaux (la géologie, le climat, la pente du terrain et la présence humaine)

Afin de caractériser le réseau hydrographique il y a plusieurs méthodes pour déterminer et classier les tronçons des cours d'eau, on choisit de les classier selon la méthode de **STRAHLER** car elle est la plus utilisée.

La classification de STRAHLER de notre bassin est représentée dans la figure III.5.

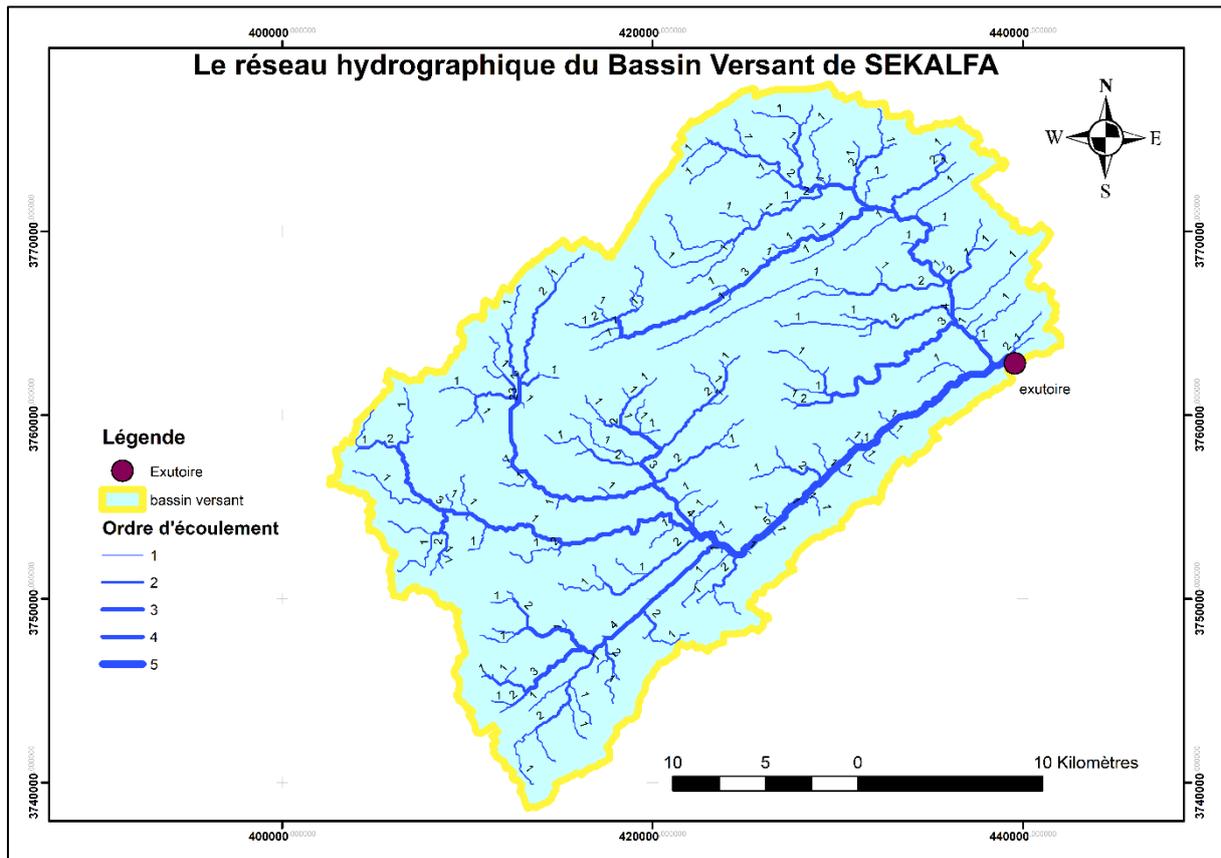


Figure III.16 : Le réseau hydrographique du bassin versant SEKALFA

2. Pente moyenne du cours d'eau principal I_c

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

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta l} \quad (\text{III.10})$$

Avec :

ΔH : Dénivelée entre deux points suffisamment distants (m).

Δl : Longueur du cours d'eau (km).

AN :

$$\Delta H = 1150 - 998 = 152 \text{ m} , \Delta l = 24.102 \text{ km},$$

$$I_c = \frac{152}{24.102}$$

$$I_c = 6.31 \frac{\text{m}}{\text{km}} \quad \Rightarrow \quad I_c = 0.63 \%$$

3. Densité de drainage (Touaibia, 2004)

Elle se définit comme étant 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.

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \quad (\text{III.11})$$

Avec :

L_i : La sommes des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i (km).

S : Surface du bassin versant (Km²).

AN : (Suivant les résultats du Logiciel ArcGIS)

$$D_d = \frac{555,188}{786.019}$$

$$D_d = 0.706 \frac{\text{km}}{\text{km}^2}$$

4. Temps de concentration

C'est le temps que met une particule d'eau provenant de point hydrauliquement le plus éloigné du bassin pour arriver à l'exutoire.

Pour sa détermination, on utilise les formules suivantes :

- **Formule de GIANDOTTI**

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L_p}{0,8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \quad (III.12)$$

Avec :

T_c : Temps de concentration (h).

L_p : Longueur du talweg principal (Km).

S : Surface du bassin versant (Km²).

H_{moy} : Altitude moyenne du bassin versant (m).

H_{min} : Altitude minimale du bassin versant (m).

AN :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L_p}{0,8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} = \frac{4\sqrt{786.019} + 1,5(47.723)}{0,8\sqrt{1308.40 - 998}}$$

$$T_c = 6.60 \text{ h}$$

- **Formule de KIRPLICH**

$$T_c = 0.01947 \times L^{0.77} \times I^{-0.385} \quad (III.13)$$

Avec :

T_c : Le temps de concentration (min).

L : La longueur du Talweg (m).

I : La pente moyenne du talweg principal (m/m).

AN :
$$T_c = 0.01947 \times L^{0.77} \times I^{-0.385} = 0.01947 \times 47723^{0.77} \times \left(\frac{0.63}{100}\right)^{-0.385}$$

$$T_c = 577.09 \text{ min} = 9.62 \text{ h}$$

- **Formule de TURRAZZA**

$$T_c = 1.662 \times S^{0.5} \quad (III.14)$$

Avec :

T_c : Le temps de concentration (min).

S : la surface du bassin versant (Ha).

AN :

$$T_c = 1.662 \times S^{0.5} = 1.662 \times 78601.9^{0.5}$$

$$T_c = 465.96 \text{ min} = 7.766 \text{ h}$$

Tableau III.4 : Récapitulatif des temps de concentration

Formule	GIANDOTTI	KIRPLICH	TURRAZZA
T_c (heure)	6.60	9.62	7.766

On prend donc la valeur de $T_c = 6.60 \text{ h} = 6 \text{ h et } 36 \text{ min}$, par mesure de sécurité on a choisi la valeur la plus petits (la crue la plus dangereuse est la plus la plus courte).

5. 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 météorologiques qui ont échappé à l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel. C'est, tout simplement, le rapport entre la longueur parcourue par le temps de concentration :

$$V_r = \frac{L_{cp}}{T_c} \quad (\text{III.15})$$

Avec :

L_{cp} : Longueur du thalweg principal en (Km).

T_c : Temps de concentration en (h).

AN :

$$V_r = \frac{L_{cp}}{T_c} = \frac{47.723}{6.60}$$

$$V_r = 7.23 \text{ km/h} = 2.01 \text{ m/s}$$

Le tableau suivant récapitule toutes les caractéristiques du bassin versant.

Tableau III.5 : Récapitulatif des caractéristiques du bassin versant

Désignation		Symbol	Unité	Valeur
Exutoire	X	X	<i>m</i>	439 387.367
	Y	Y	<i>m</i>	3 762 838.849
	Z	Z	<i>m NGA</i>	998
Superficie		S	<i>km²</i>	786.019
Périmètre		P	<i>km</i>	155.726
Longueur du cours d'eau principal		<i>L_{cp}</i>	<i>km</i>	47.723
Pente moyenne du cours d'eau principal		<i>I_{cp}</i>	%	0.63
Altitudes	Max	<i>H_{max}</i>	<i>m</i>	1595
	Min	<i>H_{min}</i>	<i>m</i>	998
	Moyenne	<i>H_{moy}</i>	<i>m</i>	1308.40
	Médiane	<i>H_{50 %}</i>	<i>m</i>	1232.18
	5 %	<i>H_{5 %}</i>	<i>m</i>	1444.99
	95 %	<i>H_{95 %}</i>	<i>m</i>	1065.39
Rectangle équivalent	Longueur	<i>L</i>	<i>km</i>	65.252
	Largeur	<i>l</i>	<i>km</i>	12.046
Indice de compacité		<i>k_c</i>	/	1.555
Coefficient d'allongement		<i>k_p</i>	/	2.897
Pente moyenne du BV		<i>I_m</i>	%	1.575
Indice de pente globale		<i>I_{pg}</i>	%	0.58
Indice de pente moyenne		<i>I_{pm}</i>	%	0.91
Densité de drainage		<i>D_d</i>	<i>km/km²</i>	0.706
Temps de concentration		<i>T_c</i>	<i>h</i>	6.60
Vitesse de ruissellement		<i>V_r</i>	<i>m/s</i>	2.01

III.2 Caractéristiques climatologiques

L'objectif de l'étude climatologique est de fournir les données concernant le climat, données nécessaires pour la conception du barrage et des ouvrages annexes.

Les conditions climatiques au niveau du bassin versant jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau. Les facteurs qui déterminent le climat sont

III.2.1 Températures

Tableau III.6 : Répartition de la température mensuelle

Mois	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUN	JUL	AOU	MOY
T_{moy}	22.3	17.2	11.5	8.0	7.5	6.7	11.5	14.1	18.9	23.6	27.2	27.1	16.3

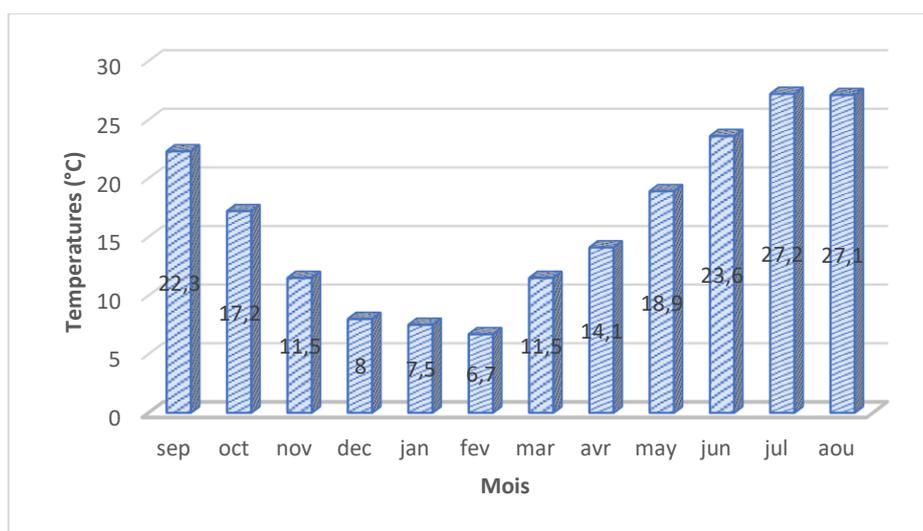


Figure III.17 : Répartition mensuelle de la température

III.2.2 Evaporation

L'évaporation mensuelle disponible à la retenue de SEKLIFA est la suivante :

Tableau III.7 : Répartition d'évaporation mensuelle

Mois	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUN	JUL	AOU	Années
E_v <i>mm</i>	155	107	55	37	36	31	78	107	188	214	259	233	1500
$E_v\%$	10.3	7.2	3.7	2.4	2.4	2.1	5.2	7.1	12.6	14.3	17.2	15.5	100

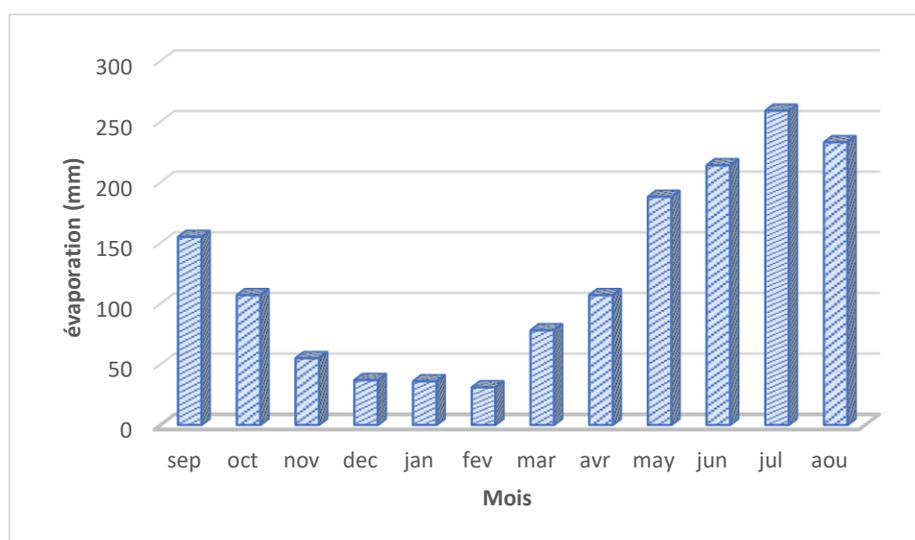


Figure III.18 : Répartition mensuelle de l'évaporation

III.2.3 Pluviométrie

Les précipitations moyennes interannuelles représentent la caractéristique climatique capitale de la localité. Elles sont exprimées sous forme de lame de pluie. Son unité de mesure est (mm), sur une surface de 1 ha, 1 mm de pluie représente 10 m³ d'eau.

Pour notre étude, On dispose la série d'observations pluviométriques de la station SEKLAFa, situé à dans le bassin versant et présente une meilleure période d'observation de 1971-2007.

La série d'observations des pluies mensuelles et moyennes annuelles est représentée dans

(Annexe I. 1).

Tableau III.8 : Identification de la station pluviométrique SEKLAFa

Station	Code	Source	Coordonnées			Année de service	N(ans)
			X (km)	Y (km)	Z (m)		
SEKLAFa	06-01-04	ANRH	467.5	378.5	995	1971-2007	37

Tableau III.9 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle

Mois	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUN	JUL	AUO	Total
P(mm)	15.2	19.2	12.7	9.1	11.6	9.6	20.5	14.6	12.4	12.1	5.2	8.8	151
P(%)	10.06	12.71	8.41	6.02	7.68	6.35	13.57	9.66	8.21	8.01	3.44	5.82	100

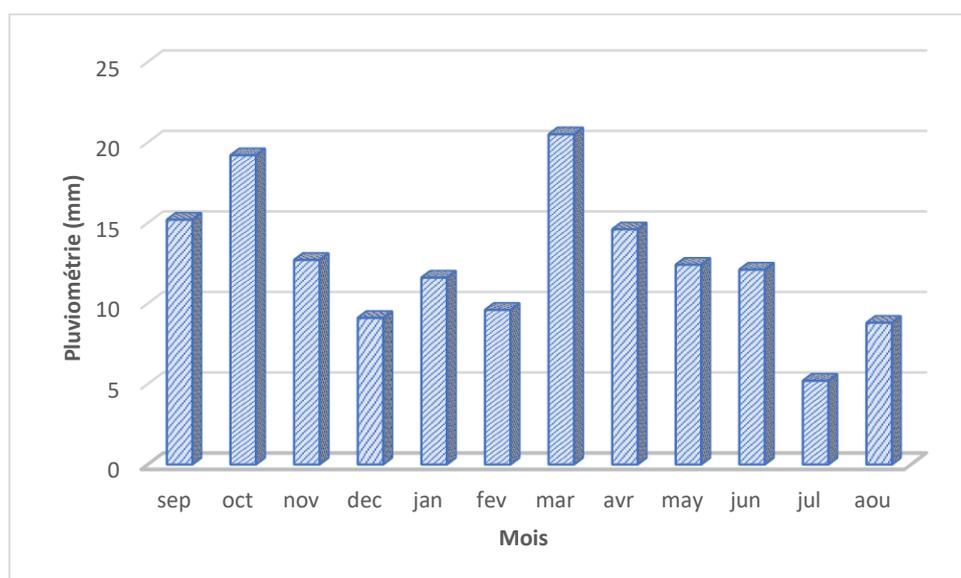


Figure III.19 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle

III.2.4 Les précipitations maximales journaliers

La série des pluies maximales journalières enregistrées à la station pluviométrique 06-01-04 a été choisie comme étant la plus représentative des maximas journaliers pouvant se produire dans la zone d'étude.

Les caractéristiques de la série pluviométrie sont apportées dans le tableau ci-après.

Tableau III.10 : Caractéristiques de la série pluviométrie

Caractéristiques	Valeurs
La somme des $P_{max,j}$ en (mm)	1011.70
La moyenne des $P_{max,j}$ en (mm)	26.90
L'écart type σ_x pour $n = 37 > 30ans$	15.80
Coefficient de variation C_v	0.587
Coefficient d'asymétrie C_s	1.84
L'exposant climatique	0.41

- **Choix de la loi d'ajustement**

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

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

Les lois d'ajustement choisies sont :

- La loi de GALTON (log-normal).
- La loi de GUMBEL (Normale).

- **Ajustement de la série pluviométrique a la loi de GUMBEL**

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide du logiciel « HYFRAN ».

Les résultats sont mentionnés au tableau suivant :

Tableau III.11 : Ajustement à la loi de GUMBEL

Période de retour	Proba. de fréquence q	$P_{max,j} (mm)$	σ_x	Intervalle de confiance
10 000	0.9999	133	19.9	94.4 - 172
2 000	0.9995	114	16.5	81.2 – 146
1 000	0.9990	105	15.0	75.5 – 134
200	0.9950	85.1	11.6	62.3 – 108
100	0.9900	76.5	10.2	56.5 – 96.5
50	0.9800	67.9	8.76	50.8 – 85.1
20	0.9500	56.4	6.86	43.0 – 69.9
10	0.9000	47.6	5.43	36.9 – 58.2
5	0.8000	38.3	4.02	30.4 – 46.2

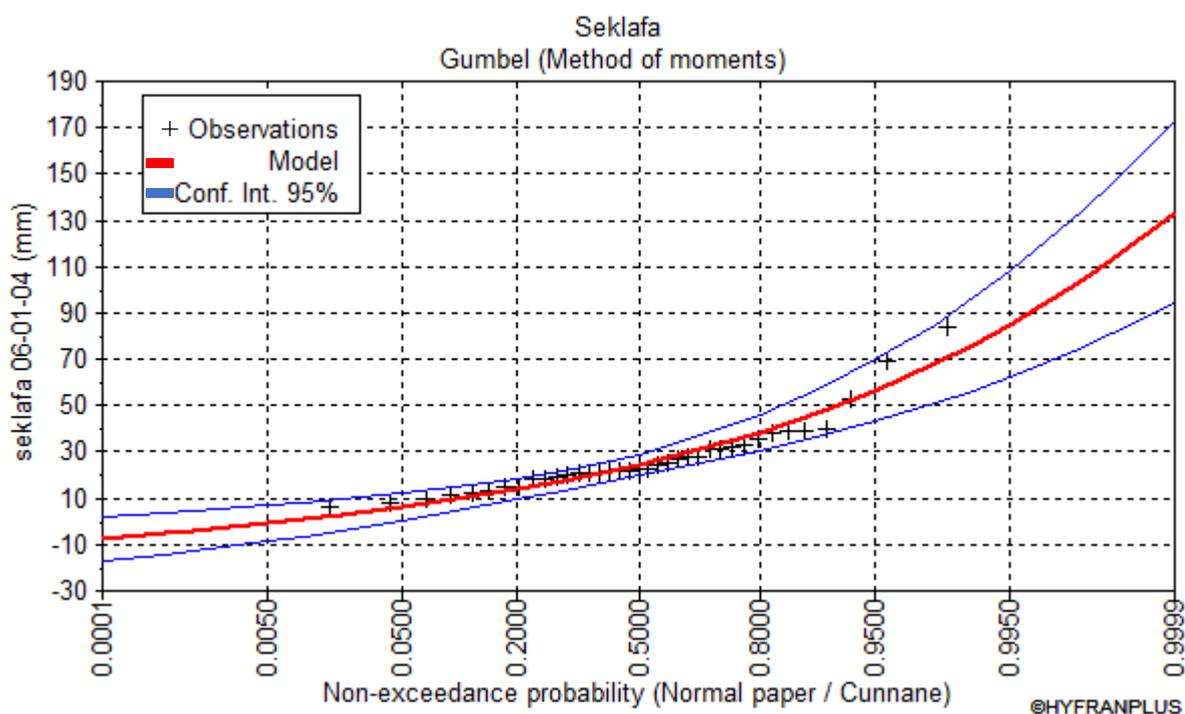


Figure III.20 : Représentation graphique de la loi de GUMBEL

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

Tableau III.12 : Ajustement à la loi de GALTON

Période de retour	Proba. de fréquence q	$P_{max,j}$ (mm)	σ_x	Intervalle de confiance
10 000	0.9999	180	46.5	89.3 – 271
2 000	0.9995	143	33.0	77.8 – 207
1 000	0.9990	128	28.1	72.6 – 183
200	0.9950	96.2	18.3	60.4 – 132
100	0.9900	83.8	14.8	54.9 – 113
50	0.9800	72.2	11.6	49.4 – 94.9
20	0.9500	57.6	8.06	41.8 – 73.4
10	0.9000	47.2	5.80	35.8 – 58.5
5	0.8000	37.0	3.91	29.4 – 44.7

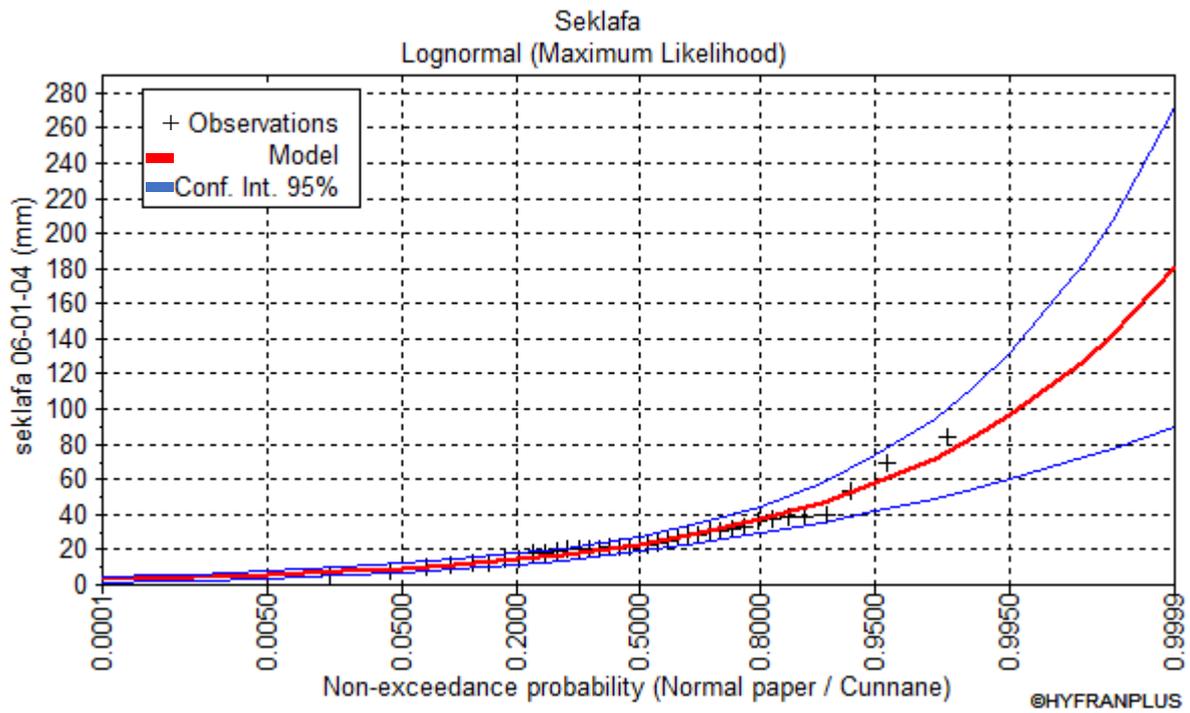


Figure III.21 : Représentation graphique de la loi de GALTON (log-normale)

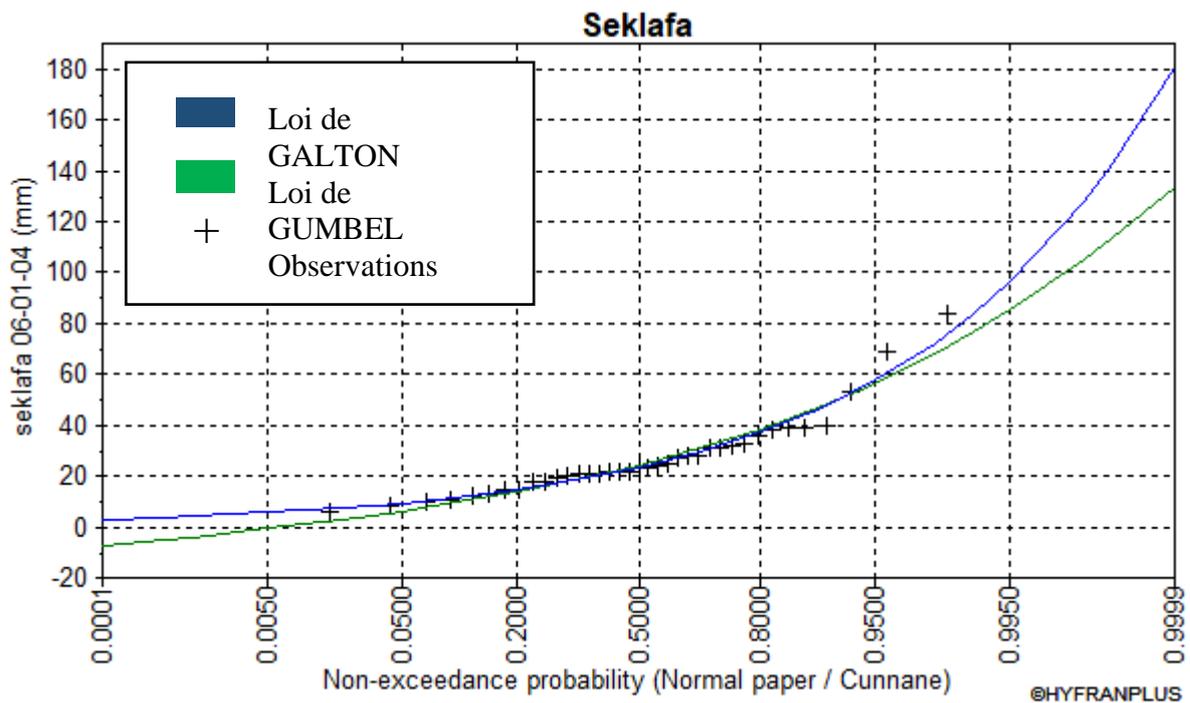


Figure III.22 : comparaison entre les lois GUMBEL & GALTON

○ Conclusion

D'après les deux représentations graphiques ; il est à constater que la loi qui ajuste mieux la série c'est celle de la loi log-normale autrement dit celle de GALTON.

Les résultats donnés par celle-ci vont être considérés dans les calculs qui suivent.

III.2.5 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

Pour une période donnée (24 h) et une fréquence donnée, on peut estimer les pluies de courtes durées par la formule :

$$P_{cr} = P_{max,j} \times \left(\frac{t}{24}\right)^b \quad (\text{III.16})$$

Avec :

P_{cr} : Pluie de courte durée de même fréquence que $P_{max,j}$ en (mm).

$P_{max,j}$: Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée (mm).

t : Temps en heures.

b : Exposant climatique $b = 0.41$.

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

$$I_0 = \left(\frac{P_{max,j}}{24}\right) \times \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \quad (\text{III.17})$$

Avec :

I_0 : Pluie de courte durée (mm/h).

Les résultats de calcul de $P_{max,t}$, $p\%$ et I_0 sont représentés dans les Tableaux (III.13) et (III.14) et les figures (III.12) et (III.13)

Chapitre III : ÉTUDE HYDROLOGIQUE

Tableau III.13 : les Précipitations et les intensités pour les différentes fréquences

Période de retour	10		20		50		100		1000		10 000	
Fréquence	0.9000		0.9500		0.9800		0.9900		0.9990		0.9999	
$P_{max,j}$	47.2		57.6		72.2		83.3		128		180	
T (heure)	P (mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)								
0.5	9,6524	19,3047	11,7791	23,5583	14,7648	29,5296	17,0348	34,0695	26,1759	52,3517	36,8098	73,6196
1	12,8249	12,8249	15,6508	15,6508	19,6178	19,6178	22,6338	22,6338	34,7795	34,7795	48,9087	48,9087
1.5	15,1444	10,0963	18,4813	12,3209	23,1658	15,4439	26,7273	17,8182	41,0696	27,3798	57,7542	38,5028
2	17,0403	8,5202	20,7950	10,3975	26,0659	13,0330	30,0733	15,0366	46,2110	23,1055	64,9843	32,4921
2.5	18,6729	7,4691	22,7872	9,1149	28,5631	11,4253	32,9544	13,1818	50,6383	20,2553	71,2101	28,4840
3	20,1222	6,7074	24,5559	8,1853	30,7801	10,2600	35,5122	11,8374	54,5686	18,1895	76,7371	25,5790
3.5	21,4350	6,1243	26,1580	7,4737	32,7883	9,3681	37,8291	10,8083	58,1288	16,6082	81,7436	23,3553
4	22,6412	5,6603	27,6300	6,9075	34,6334	8,6584	39,9579	9,9895	61,3999	15,3500	86,3437	21,5859
4.5	23,7614	5,2803	28,9970	6,4438	36,3469	8,0771	41,9349	9,3189	64,4378	14,3195	90,6156	20,1368
5	24,8104	4,9621	30,2771	6,0554	37,9514	7,5903	43,7861	8,7572	67,2823	13,4565	94,6158	18,9232
5.5	25,7991	4,6907	31,4836	5,7243	39,4638	7,1752	45,5310	8,2784	69,9636	12,7207	98,3863	17,8884
6	26,7361	4,4560	32,6271	5,4378	40,8971	6,8162	47,1846	7,8641	72,5046	12,0841	101,9595	16,9933
6.5	27,6280	4,2505	33,7156	5,1870	42,2615	6,5018	48,7588	7,5014	74,9235	11,5267	105,3611	16,2094
6.60	27,8015	4,2124	33,9273	5,1405	42,5269	6,4435	49,0650	7,4341	75,3939	11,4233	106,0227	16,0640
7	28,4804	4,0686	34,7557	4,9651	43,5653	6,2236	50,2630	7,1804	77,2349	11,0336	108,6116	15,5159
7.5	29,2975	3,9063	35,7529	4,7671	44,8152	5,9754	51,7051	6,8940	79,4508	10,5934	111,7277	14,8970
8	30,0831	3,7604	36,7116	4,5889	46,0169	5,7521	53,0915	6,6364	81,5812	10,1977	114,7236	14,3405
8.5	30,8402	3,6283	37,6355	4,4277	47,1750	5,5500	54,4277	6,4033	83,6344	9,8393	117,6109	13,8366
9	31,5715	3,5079	38,5279	4,2809	48,2936	5,3660	55,7183	6,1909	85,6175	9,5131	120,3997	13,3777
9.5	32,2791	3,3978	39,3915	4,1465	49,3762	5,1975	56,9672	5,9966	87,5367	9,2144	123,0984	12,9577
10	32,9652	3,2965	40,2287	4,0229	50,4255	5,0426	58,1779	5,8178	89,3971	8,9397	125,7147	12,5715
10.5	33,6312	3,2030	41,0415	3,9087	51,4444	4,8995	59,3535	5,6527	91,2034	8,6860	128,2548	12,2147

Chapitre III : ÉTUDE HYDROLOGIQUE

Tableau III.14 : les Précipitations et les intensités pour les différentes fréquences (suite et fin)

Période de retour	10		20		50		100		1000		10 000	
Fréquence	0.9000		0.9500		0.9800		0.9900		0.9990		0.9999	
$P_{max,j}$	47.2		57.6		72.2		83.3		128		180	
T (heure)	P (mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)						
11	34,2789	3,1163	41,8318	3,8029	52,4350	4,7668	60,4964	5,4997	92,9596	8,4509	130,7245	11,8840
11,5	34,9093	3,0356	42,6012	3,7045	53,3994	4,6434	61,6090	5,3573	94,6694	8,2321	133,1288	11,5764
12	35,5238	2,9603	43,3511	3,6126	54,3394	4,5283	62,6935	5,2245	96,3358	8,0280	135,4722	11,2894
12,5	36,1234	2,8899	44,0828	3,5266	55,2565	4,4205	63,7517	5,1001	97,9617	7,8369	137,7587	11,0207
13	36,7090	2,8238	44,7974	3,4460	56,1523	4,3194	64,7851	4,9835	99,5497	7,6577	139,9918	10,7686
13,5	37,2814	2,7616	45,4959	3,3701	57,0279	4,2243	65,7954	4,8737	101,1021	7,4890	142,1748	10,5315
14	37,8415	2,7030	46,1794	3,2985	57,8846	4,1346	66,7838	4,7703	102,6209	7,3301	144,3107	10,3079
14,5	38,3898	2,6476	46,8486	3,2309	58,7234	4,0499	67,7516	4,6725	104,1080	7,1799	146,4019	10,0967
15	38,9272	2,5951	47,5043	3,1670	59,5454	3,9697	68,6999	4,5800	105,5652	7,0377	148,4511	9,8967
15,5	39,4540	2,5454	48,1473	3,1063	60,3513	3,8936	69,6297	4,4922	106,9940	6,9028	150,4603	9,7071
16	39,9710	2,4982	48,7781	3,0486	61,1420	3,8214	70,5420	4,4089	108,3958	6,7747	152,4316	9,5270
16,5	40,4784	2,4532	49,3974	2,9938	61,9183	3,7526	71,4376	4,3296	109,7721	6,6529	154,3669	9,3556
17	40,9769	2,4104	50,0057	2,9415	62,6808	3,6871	72,3173	4,2540	111,1239	6,5367	156,2680	9,1922
17,5	41,4668	2,3695	50,6036	2,8916	63,4302	3,6246	73,1820	4,1818	112,4525	6,4259	158,1363	9,0364
18	41,9486	2,3305	51,1915	2,8440	64,1671	3,5648	74,0321	4,1129	113,7588	6,3199	159,9733	8,8874
18,5	42,4225	2,2931	51,7698	2,7984	64,8920	3,5077	74,8684	4,0469	115,0439	6,2186	161,7805	8,7449
19	42,8888	2,2573	52,3389	2,7547	65,6054	3,4529	75,6915	3,9838	116,3087	6,1215	163,5592	8,6084
19,5	43,3481	2,2230	52,8993	2,7128	66,3078	3,4004	76,5020	3,9232	117,5540	6,0284	165,3104	8,4775
20	43,8004	2,1900	53,4513	2,6726	66,9997	3,3500	77,3002	3,8650	118,7806	5,9390	167,0353	8,3518
20,5	44,2460	2,1583	53,9952	2,6339	67,6815	3,3015	78,0868	3,8091	119,9893	5,8531	168,7349	8,2310
21	44,6854	2,1279	54,5313	2,5967	68,3535	3,2549	78,8621	3,7553	121,1806	5,7705	170,4103	8,1148
21,5	45,1186	2,0985	55,0599	2,5609	69,0161	3,2101	79,6266	3,7036	122,3554	5,6909	172,0623	8,0029

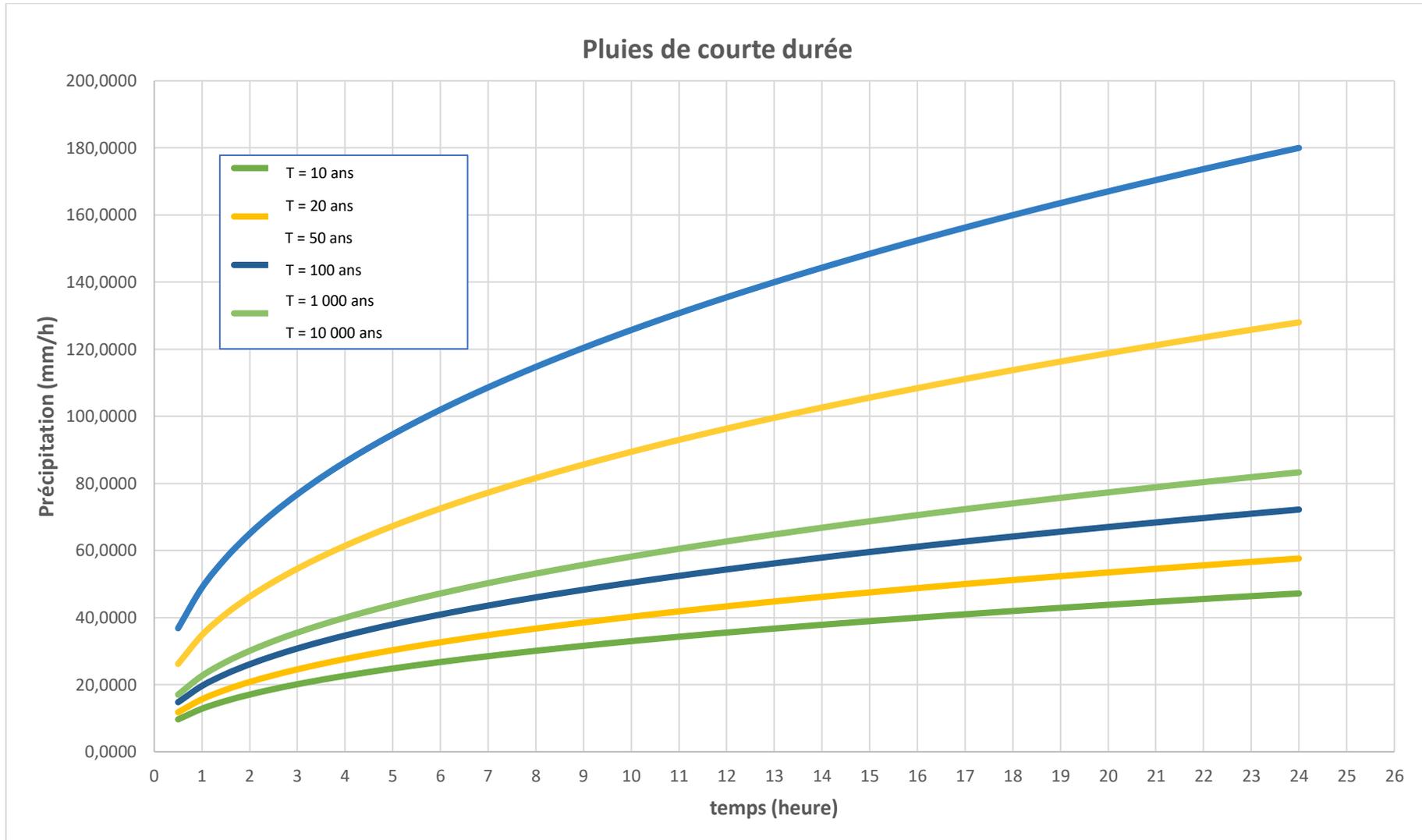


Figure III.23 : Pluies de Courte durée

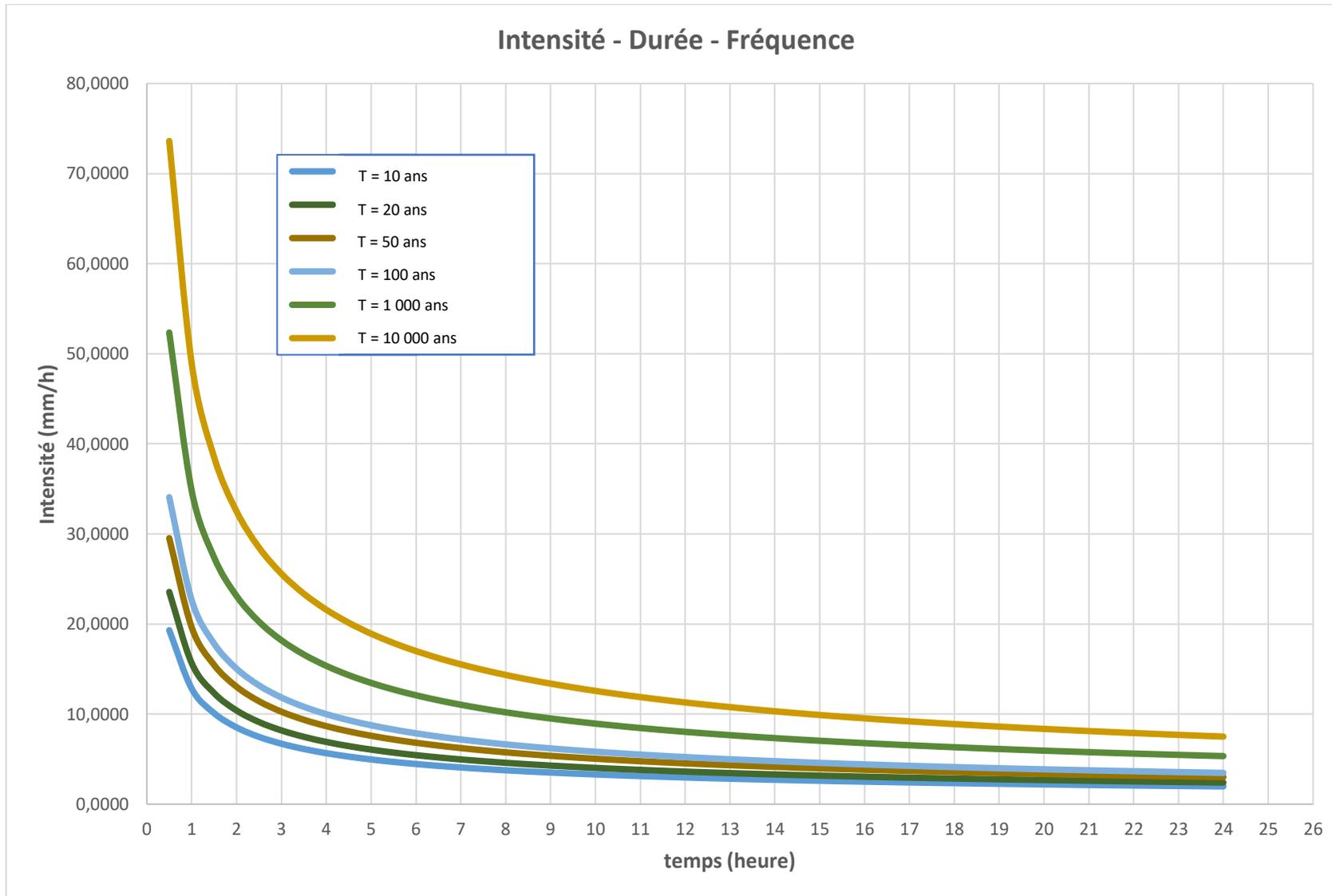


Figure III.24 : Intensité – Durée – Fréquence

III.3 Etudes des apports

III.3.1 Apport liquide

La détermination des apports liquides est basée sur :

- Les observations hydrométriques : des mesures de débit réalisées pendant huit années à la station hydrométrique 06.01.04, localisée sur l'oued M'ZI au site du barrage de SEKLAFA.
- Les expressions empiriques.

III.3.1.1 Apport liquide suivant les formules empiriques

a- Formule de SAMIE

$$A_0 = L_e \times S \quad (\text{III.18})$$

$$L_e = P_{moy}^2 (293 - 2.2\sqrt{S}) \quad (\text{III.19})$$

Avec :

A_0 : Apport moyen annuel.

L_e : Lamme d'eau écoulée en (mm).

S : Surface du bassin versant en (km²). $\Rightarrow S = 786.019 \text{ km}^2$

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en (m). $\Rightarrow P_{moy} = 151 \text{ mm} = 0.151 \text{ m}$

AN :

$$L_e = P_{moy}^2 (293 - 2.2\sqrt{S}) = 0.151^2 (293 - 2.2\sqrt{786.019}) \Rightarrow L_e = 5.27 \text{ mm}$$

$$A_0 = L_e \times S = 5.27 \times 786.019 \times 10^{-3} \Rightarrow A_0 = 4.14 \text{ Mm}^3$$

b- Formule de MEDINGUER

$$A_0 = L_e \times S$$

$$L_e = 1024(P_{moy} - 0.26)^2 \quad (\text{III.20})$$

AN :

$$L_e = 1024(P_{moy} - 0.26)^2 = 1024(0.151 - 0.26)^2 \Rightarrow L_e = 12.17 \text{ mm}$$

$$A_0 = L_e \times S = 12.16 \times 786.019 \times 10^{-3} \Rightarrow A_0 = 9.56 \text{ Mm}^3$$

c- Formule de l'ANRH

$$A_0 = 0.915 \times P_{moy}^{2.684} \times S^{0.842} \quad (III.21)$$

AN :

$$A_0 = 0.915 \times 0.151^{2.684} \times 786.019^{0.842} \Rightarrow A_0 = 1.56 \text{ Mm}^3$$

III.3.1.2 Apport liquide suivant les données disponibles

La station hydrométrique 06 – 01 – 04, localisé sur l'oued M'ZI au site du barrage de SEKLAFa nous a donné :

- une série des apports naturels pendant une période d'observation de huit années (1975-1985)

$$A_0 = 14.14 \text{ Mm}^3$$

- une série des apports d'estimations pendant une période d'observation de trente-deux ans (32 ans) (1976 – 2007)

$$A_0 = 15.69 \text{ Mm}^3$$

Les tableaux de la série des apports naturels et les apports d'estimations sont représentés dans (l'Annexe I. 4).

Tableau III.15 : Récapitulatif des apports

Méthode	Apport moyen annuel A_0 (Mm ³)
Formule de SAMIE	4.14
Formule de MEDINGUER	9.56
Formule de l'ANRH	1.56
Apport moyen annuel naturel (1975 – 1985)	14.14
Apport moyen annuel après l'estimation (1976 – 2007)	15.69

III.3.2 Caractéristiques de l'écoulement

a- Module de l'écoulement

Il est donné par :

$$M_e = \frac{A_0}{T} \quad (III.22)$$

Avec :

M_e : Module de l'écoulement (l/s).

A_0 : Apport moyen annuel (l).

T : Temps d'une année en secondes. $\Rightarrow T = 31\,536\,000 \text{ s}$

AN :

$$M_e = \frac{A_0}{T} = \frac{14.14 \times 10^9}{31536000} \Rightarrow M_e = 448.38 \text{ l/s}$$

Module de l'écoulement relatif

Il est donné par :

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \tag{III.23}$$

Avec :

M_0 : Module de l'écoulement relatif (l/s).

M_e : Module de l'écoulement (l/s).

S : Superficie du bassin (Km²).

AN :

$$M_0 = \frac{M_e}{S} = \frac{448.38}{786.019} \Rightarrow M_0 = 0.57 \text{ l/s/km}^2$$

b- Lamme d'eau écoulée

Elle est donnée par :

$$L_e = \frac{A_0}{S} \tag{III.24}$$

AN :

$$L_e = \frac{A_0}{S} = \frac{14.14}{786.019} \Rightarrow L_e = 17.99 \text{ mm}$$

c- Coefficient de l'écoulement

Il est donné par :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \tag{III.25}$$

Avec :

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en (mm).

L_e : Lamme d'eau écoulée en (mm).

AN :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} = \frac{17.99}{151} \Rightarrow C_e = 0.12$$

d- Coefficient de variation

Pour le calcul du coefficient de variation CV et en absence d'une série d'observation, on doit utiliser les formules empiriques suivantes :

- **Formule de SOKOLOVSKY**

$$C_v = 0.78 - 0.29 \times \log_{10}(M_0) - 0.063 \times \log_{10}(S + 1) \quad (\text{III.26})$$

Avec :

M_0 : Module de l'écoulement relatif (l/s/km²).

S : Superficie du bassin versant (km²)

AN :

$$C_v = 0.78 - 0.29 \times \log_{10}(0.57) - 0.063 \times \log_{10}(786.019 + 1) \quad \Rightarrow \quad C_v = 0.67$$

- **Formule de L'ANTONOV**

$$C_v = \frac{0.7}{(S + 1000)^{0.097}} \quad (\text{III.27})$$

Avec :

S : Superficie du bassin versant (km²)

AN :

$$C_v = \frac{0.7}{(786.019+1000)^{0.097}} \quad \Rightarrow \quad C_v = 0.33$$

- **Formule de KRISTEKLY MENKEL**

$$C_v = \frac{0.83}{S^{0.06} \times M_0^{0.27}} \quad (\text{III.28})$$

Avec :

M_0 : Module de l'écoulement relatif (l/s/km²).

S : Superficie du bassin versant (km²)

AN :

$$C_v = \frac{0.83}{786.019^{0.06} \times 0.57^{0.27}} \quad \Rightarrow \quad C_v = 0.65$$

- **Formule Algérienne de PADOUN**

$$C_v = \frac{0.93 \times K}{M_0^{0.23}} \quad (\text{III.29})$$

Avec :

M_0 : Module de l'écoulement relatif (l/s/km²).

K : Coefficient de réduction. On prend $K = 0.66$

AN :

$$C_v = \frac{0.93 \times 0.66}{0.57^{0.23}} \Rightarrow C_v = 0.70$$

Tableau 16 : Récapitulatif des caractéristiques de l'écoulement

Désignation		Symbol	Unité	Valeur
Module de l'écoulement		M_e	l/s	448.38
Module de l'écoulement relatif		M_0	l/s/km ²	0.57
Lame d'eau écoulée		L_e	mm	17.99
Coefficient de l'écoulement		C_e	/	0.12
Coefficient de variation	SOKOLOVSKY	C_v	/	0.67
	ANTONOV			0.33
	KRISTEKLY MENKEL			0.65
	PADOUM			0.70
Moyenne des coefficients de variations				0.5875

- **Conclusion**

On opte la formule de **KRISTEKLY MENKEL** car elle nous donne la valeur de coefficient de variation la plus proche de la moyenne des valeurs.

Alors,

$$C_v = 0.65$$

III.3.3 Apports fréquentsiels

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

$$A_{\%} = \frac{A_o}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^{\mu \sqrt{\ln(C_v^2 + 1)}} \quad (\text{III.30})$$

Avec :

$A_{\%}$: Apport de fréquence donnée.

μ : Variable réduite de Gauss.

A_o : Apport moyen annuel (Mm³). $\Rightarrow A_o = 14.14 \text{ Mm}^3$

C_v : Coefficient de variation. $\Rightarrow C_v = 0.65$

AN :

$$A_{\%} = \frac{0.151}{\sqrt{0.65^2 + 1}} e^{\mu \sqrt{\ln(0.65^2 + 1)}} \Rightarrow A_{\%} = 11.86 e^{0.59\mu}$$

Tableau III.17 : les apports de différentes fréquences

Période de retour	1.25	10	20	50	100	1000
Fréquence P (%)	80	10	5	2	1	0.1
Variable de GAUSS	-0.84	1.28	1.64	2.05	2.33	3.16
Apport (Mm ³)	7.23	25.24	31.21	39.75	46.89	76.52

Tableau III.18 : Répartition mensuelle de l'apport moyen

Mois	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUN	JUL	AUO	Total
P(mm)	15.2	19.2	12.7	9.1	11.6	9.6	20.5	14.6	12.4	12.1	5.2	8.8	151
A (%)	10.06	12.71	8.41	6.02	7.68	6.35	13.57	9.66	8.21	8.01	3.44	5.82	100
A (Mm ³)	1.42	1.80	1.19	0.85	1.09	0.90	1.92	1.37	1.16	1.13	0.49	0.82	14.14

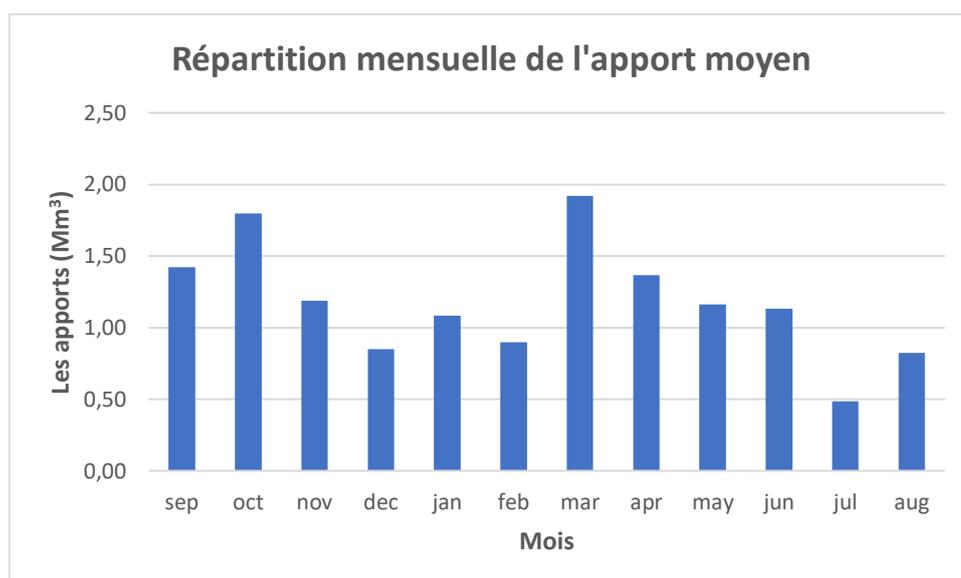


Figure III.25 : Répartition mensuelle de l'apport moyen

III.3.4 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 : $A_{80\%} = 7.23 \text{ Mm}^3$

Tableau III.19 : Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%

Mois	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUN	JUL	AUO	Total
P(mm)	15.2	19.2	12.7	9.1	11.6	9.6	20.5	14.6	12.4	12.1	5.2	8.8	151
$A_{80\%}(\%)$	10.06	12.71	8.41	6.02	7.68	6.35	13.57	9.66	8.21	8.01	3.44	5.82	100
$A_{80\%}(\text{Mm}^3)$	0.73	0.92	0.61	0.44	0.56	0.46	0.98	0.70	0.59	0.58	0.25	0.42	7.23

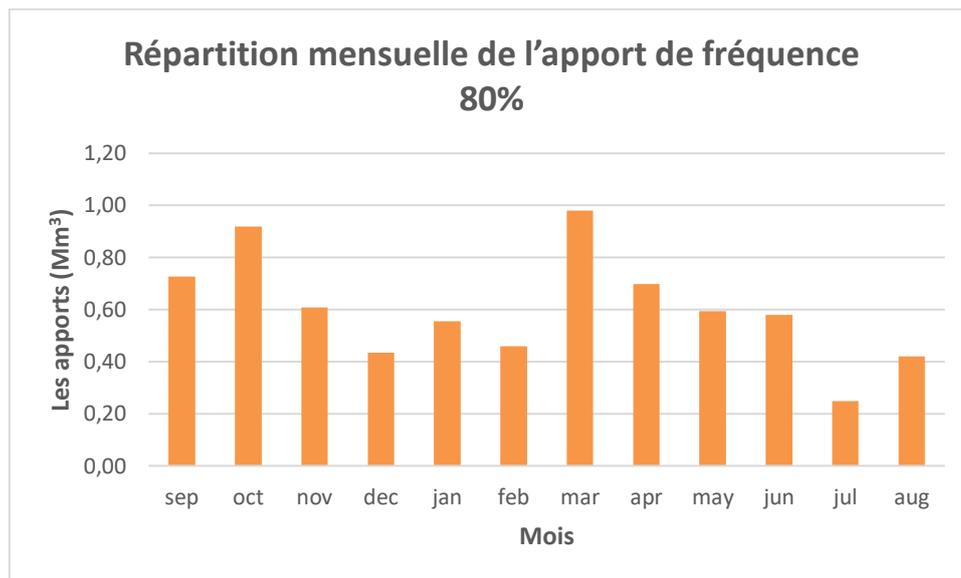


Figure III.26 : Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%

III.3.5 Apports solides et estimation du volume mort

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

Pour cela on doit calculer les apports solides durant une année de service du barrage et par défaut de manque de données sur les débits solides sur Oued M'ZI nous opterons pour des méthodes empiriques qui permettent d'établir une estimation acceptable de l'écoulement solide.

III.3.5.1 Apport solide par suspension

En utilisant la formule suivante :

- **Formule de TIXERONT**

Elle tient compte de la répartition du bassin Versant en fonction de sa perméabilité :

Le transport solide :

$$T_s = \alpha \cdot L_e^{0.15} \quad (\text{III.31})$$

Avec :

T_s : Le transport solide en $(t/km^2/an)$.

L_e : La lame écoulée en (mm).

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant. $\Rightarrow \alpha = 350$ (Perméabilité moyenne)

AN :

$$T_s = 350.17.99^{0.15} \Rightarrow T_s = 539.91 \text{ t/km}^2/\text{an}$$

Le débit solide :

$$Q_s = T_s \times S \tag{III.32}$$

Avec :

Q_s : Le débit solide (t/an).

T_s : Le transport solide en ($t/\text{km}^2/\text{an}$).

S : La surface du bassin versant (km^2).

AN :

$$Q_s = 539.91 \times 786.019 \Rightarrow Q_s = 424\,379.52 \text{ t/an}$$

Le volume mort (suspension) :

$$V_{s(suspension)} = 1.10 \frac{Q_s \times T}{\delta_s} \tag{III.33}$$

Avec :

V_s : Le volume mort (m^3).

Q_s : Le débit solide (t/an).

T : Le délai de service. $\Rightarrow T = 30 \text{ ans}$

δ_s : Le poids spécifique de la face humide. $\Rightarrow \delta_s = 1.3 \text{ t/m}^3$.

AN :

$$V_{s(suspension)} = 1.10 \frac{424\,379.52 \times 30}{1.3} \Rightarrow V_{s(suspension)} = 10\,772\,710.89 \text{ m}^3$$

$$V_{s(suspension)} = 10.77 \text{ Mm}^3$$

III.3.5.2 Apport solide par charriage

En général le transport solide par charriage est estimé en Algérie à (10 % à 20%) du transport solide en suspension,

$$V_{s(charriage)} = 0.15 \times V_{s(suspension)} \tag{III.34}$$

AN :

$$V_{s(charriage)} = 0.15 \times 10\,772\,710.89 \Rightarrow V_{s(charriage)} = 1\,615\,906.6 \text{ m}^3$$

$$V_{s(charriage)} = 1.62 \text{ Mm}^3$$

III.3.5.1 volume mort total

Le volume mort total estimé pour 30 ans est :

$$V_s (total) = V_s (suspension) + V_s (charriage) \quad (III.35)$$

AN :

$$V_s (total) = 10.77 + 1.62 \quad \Rightarrow \quad V_s (total) = 12.39 \text{ Mm}^3$$

III.4 Etudes des crues

L'étude des crues a pour but l'estimation des débits de pointe fréquentiels et la définition de la forme de l'hydrogramme. La détermination de ce hydrogramme ne reste pas sans difficultés quant au choix de la méthode utilisée surtout en absence de données.

Pour ce fait, des formules empiriques ont été développées pour l'estimation des débits maxima probables, et nous procéderons pour la construction de ces hydrogramme de crues par la méthode des isochrones ou la méthode de l'hydrogramme synthétique Les paramètres définissant une crue est :

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

III.4.1 Détermination des débits maximums fréquentiels

Nous allons procéder à utiliser les formules empiriques à cause d'absences de données.

a- Formule de MALLET-GAUTHIER

$$Q_{max,p\%} = 2K \times \log(1 + 20P_{moy}) \times \frac{S}{\sqrt{L}} \times \sqrt{1 + 4 \log T - \log S} \quad (III.36)$$

Avec :

$Q_{max,p\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m^3 / s).

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (m). $\Rightarrow P_{moy} = 0.151 \text{ m}$

S : Surface du bassin versant (km^2)

L : Longueur du talweg principal (km).

K : Constante dépendant des caractéristiques du bassin. $K = 1 \div 3 \quad \Rightarrow \quad K = 2$

T : Période de retour (an).

Les résultats de calculs sont regroupés dans le tableau suivant.

Tableau III.20 : Débit maximums de crues pour différentes périodes de retour Formule de MALLET-GAUTHIER

Période de retour (ans)	10	20	50	100	1000	10 000
Fréquence	10	5	2	1	0.1	0.01
$Q_{max,p\%}$ (m^3/s)	398,94	500,21	608,76	679,45	874,15	1032,78

b- Formule de POSSENTI

$$Q_{max,p\%} = \frac{\mu \times P_{max,j} \times S}{L_{cp}} \quad (III.37)$$

Avec :

$P_{max,j\%}$: Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée (m).

μ : Coefficient compris entre 700 – 800. $\Rightarrow \mu = 750$

L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal (km).

S : Surface du bassin versant (km^2)

Les résultats de calculs sont regroupés dans le tableau suivant.

Tableau III.21 : Débit maximums de crues pour différentes périodes de retour Formule de POSSENTI

Période de retour (ans)	10	20	50	100	1000	10 000
Fréquence	10	5	2	1	0.1	0.01
$P_{max,j\%}$	37.0	47.2	57.6	72.2	83.8	128
$Q_{max,p\%}$ (m^3/s)	457,05	583,05	711,52	891,87	1035,17	1581,16

c- Formule de TURRUZA

$$Q_{max,p\%} = \frac{C \times S \times I_t}{3.6 \times T_c} \quad (III.38)$$

Avec :

C : Coefficient de ruissellement en fonction de la période de retour donnée.

S : Surface du bassin versant (km^2)

I_t : Intensité des pluies fréquentielles (mm/h).

T_c : Temps de concentration (h). $\Rightarrow T_c = 6.60 h$

Les résultats de calculs sont regroupés dans le tableau suivant.

Tableau III.22 : Débit maximums de crues pour différentes périodes de retour Formule de TURRUZA

Période de retour (ans)	10	20	50	100	1000	10 000
Fréquence	10	5	2	1	0.1	0.01
C	0.5	0.55	0.6	0.7	0.8	0.9
I_t	4,2124	5,1405	6,4435	7,4341	11,4233	16,0640
$\frac{I_t}{T_c}$	0,6382	0,7789	0,9763	1,1264	1,7308	2,4339
$Q_{max,p\%}$ (m ³ /s)	69,68	93,53	127,90	172,15	302,32	478,28

d- Formule de GIANDOTTI

$$Q_{max,p\%} = \frac{170 \times S \times (H_{moy} - H_{min})^{0.5}}{4(S)^{0.5} + 1.5L_{cp}} \times P_{ct} \quad (III.39)$$

Avec :

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

S : Surface du bassin versant (km²)

L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal (km).

P_{ct} : Pluies de courte durée.

H_{moy} , H_{min} : Altitudes moyenne et minimale (m).

Les résultats de calculs sont regroupés dans le tableau suivant.

Tableau III.23 : Débit maximums de crues pour différentes périodes de retour Formule de GIANDOTTI

Période de retour (ans)	10	20	50	100	1000	10 000
Fréquence	10	5	2	1	0.1	0.01
P_{ct}	27,8015	33,9273	42,5269	49,065	75,3939	106,0227
$Q_{max,p\%}$ (m ³ /s)	356,23	434,73	544,92	628,69	966,06	1358,52

Tableau III.24 : Récapitulatif des résultats de débit de crue

			Formule				
$Q_{max,p\%}$ (m^3/s)	Période de retour (ans)	Fréquence	MALLET-GAUTHIER	POSSENTI	TURRUZA	GIANDOTTI	Moyenne
	10	10	398,94	457,05	69,68	356,23	320,48
	20	5	500,21	583,05	93,53	434,73	402,88
	50	2	608,76	711,52	127,90	544,92	498,27
	100	1	679,45	891,87	172,15	628,69	593,04
	1000	0.1	874,15	1035,17	302,32	966,06	764,42
	10 000	0.01	1032,78	1581,16	478,28	1358,52	1112,69

a- Conclusion

On opte les résultats de la formule de GIANDOTTI car cette méthode est la plus proche de la moyenne celle-ci tient compte les principales caractéristiques qui influent sur l'apport de la crue : la topographie de bassin versant et la précipitation.

Tableau III.25 : Débits maximaux fréquentiels de crue

Fréquence	10	5	2	1	0.1	0.01
$Q_{max,p\%}$ (m^3/s)	356,23	434,73	544,92	628,69	966,06	1358,52

III.4.2 Hydrogrammes de crue

L'hydrogramme de crue est une identité de la crue, pour tracer l'hydrogramme de crue, nous sommes tenus de suivre la méthode de Sokolovski qui le divise en deux parties non symétriques, calculé à partir des temps de montée et de la décrue.

Cette méthode assimile l'Hydrogramme de crue à deux équations paraboliques l'une pour la montée de la crue et l'autre pour la décrue :

$$\text{Pour le temps de montée} \quad Q_m = Q_{max} \left(\frac{t}{T_m} \right)^2 \quad (\text{III.40})$$

$$\text{Pour le temps de décrue} \quad Q_d = Q_{max} \left(\frac{T_d - t}{T_d} \right)^3 \quad (\text{III.41})$$

$$T_d = \delta \times T_m \quad (\text{III.42})$$

Avec :

Q_m : Débit instantané de la montée (m^3/s).

Q_d : Débit instantané de la décrue (m^3/s).

Q_{max} : Débit maximum probable de la crue (m^3/s).

T_m : Temps de la montée de la crue (h). $\Rightarrow T_m = T_c = 6.60 \text{ h}$

T_d : Temps de la décrue (h).

δ : Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant. On prend $\delta = 3$

Alors, $T_d = 19.8 \text{ h}$

Les hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour sont donnés par les Tableaux III.26, III.27 et la Figure III.16

Tableau III.26 : Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour

Temps (h)	Q _{10ans} (m ³ / s)	Q _{20ans} (m ³ / s)	Q _{50ans} (m ³ / s)	Q _{100ans} (m ³ / s)	Q _{1000ans} (m ³ / s)	Q _{10000ans} (m ³ / s)
0	0	0	0	0	0	0
0,5	2,044	2,495	3,127	3,608	5,544	7,797
1	8,178	9,980	12,510	14,433	22,178	31,187
1,5	18,400	22,455	28,146	32,474	49,900	70,171
2	32,712	39,920	50,038	57,731	88,710	124,749
2,5	51,112	62,375	78,185	90,205	138,610	194,920
3	73,602	89,819	112,586	129,895	199,598	280,685
3,5	100,180	122,254	153,242	176,802	271,675	382,044
4	130,848	159,679	200,153	230,924	354,841	498,996
4,5	165,604	202,094	253,318	292,264	449,096	631,542
5	204,450	249,498	312,739	360,819	554,440	779,681
5,5	247,384	301,893	378,414	436,592	670,872	943,414
6	294,407	359,277	450,344	519,580	798,393	1122,741
6,5	345,520	421,652	528,529	609,785	937,003	1317,661
6,6	356,233	434,726	544,916	628,692	966,056	1358,516
7	335,076	408,907	512,554	591,354	908,682	1277,834
7,5	309,830	378,099	473,936	546,799	840,218	1181,557
8	285,886	348,878	437,308	504,540	775,283	1090,242
8,5	263,207	321,202	402,618	464,517	713,782	1003,757
9	241,761	295,031	369,813	426,668	655,623	921,971
9,5	221,513	270,321	338,840	390,933	600,713	844,752
10	202,428	247,031	309,646	357,251	548,957	771,971
10,5	184,472	225,118	282,180	325,562	500,263	703,494
11	167,610	204,542	256,387	295,804	454,537	639,192
11,5	151,809	185,259	232,216	267,917	411,685	578,933
12	137,033	167,227	209,615	241,841	371,616	522,585
12,5	123,249	150,406	188,529	217,514	334,234	470,017

Tableau III.27 : Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour (suite et fin)

Temps (h)	Q _{10ans} (m ³ / s)	Q _{20ans} (m ³ / s)	Q _{50ans} (m ³ / s)	Q _{100ans} (m ³ / s)	Q _{1000ans} (m ³ / s)	Q _{10000ans} (m ³ / s)
13	110,421	134,752	168,907	194,875	299,448	421,098
13,5	98,516	120,223	150,697	173,865	267,163	375,698
14	87,499	106,779	133,844	154,421	237,286	333,683
14,5	77,336	94,376	118,297	136,484	209,724	294,924
15	67,991	82,973	104,004	119,993	184,383	259,289
15,5	59,432	72,527	90,910	104,887	161,171	226,646
16	51,622	62,997	78,965	91,105	139,993	196,865
16,5	44,529	54,341	68,115	78,586	120,757	169,815
17	38,117	46,516	58,307	67,271	103,369	145,363
17,5	32,353	39,481	49,488	57,097	87,736	123,378
18	27,200	33,194	41,608	48,004	73,764	103,731
18,5	22,627	27,612	34,611	39,932	61,360	86,288
19	18,597	22,694	28,447	32,820	50,431	70,919
19,5	15,076	18,398	23,061	26,607	40,884	57,493
20	12,030	14,681	18,402	21,232	32,625	45,879
20,5	9,425	11,502	14,418	16,634	25,560	35,944
21	7,226	8,819	11,054	12,753	19,597	27,558
21,5	5,399	6,589	8,259	9,529	14,642	20,590
22	3,909	4,771	5,980	6,899	10,601	14,908
22,5	2,722	3,322	4,164	4,804	7,382	10,382
23	1,804	2,201	2,759	3,183	4,892	6,879
23,5	1,119	1,366	1,712	1,975	3,035	4,268
24	0,634	0,774	0,970	1,120	1,720	2,419
24,5	0,315	0,384	0,481	0,556	0,854	1,200
25	0,126	0,154	0,193	0,222	0,342	0,480
25,5	0,033	0,041	0,051	0,059	0,091	0,128
26	0,003	0,004	0,004	0,005	0,008	0,011
26,4	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

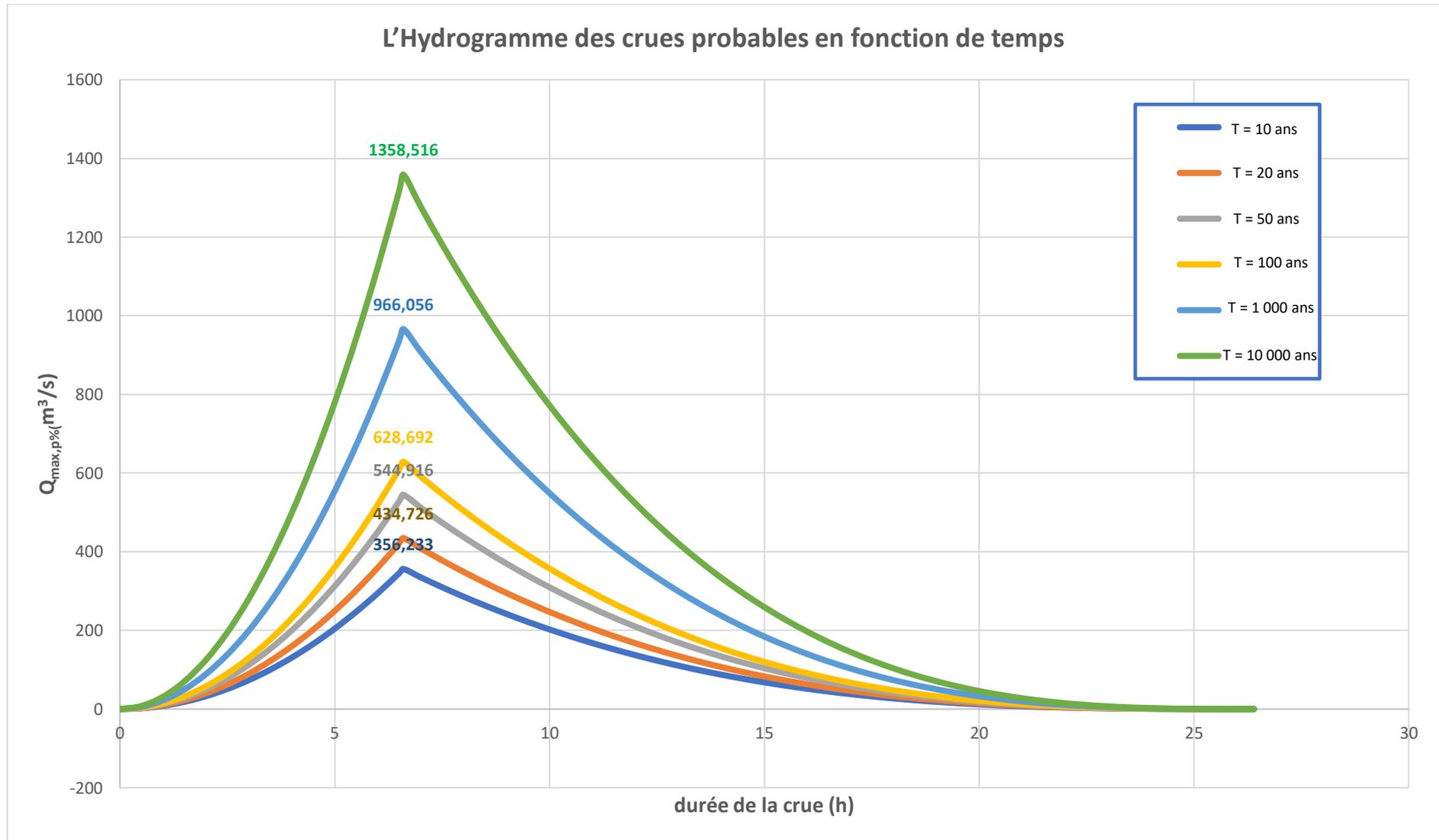


Figure III.27 : L'Hydrogramme des crues probables en fonction de temps

III.4.3 Choix de la crue de projet

La crue de projet est définie comme étant la crue maximale que l'ouvrage capable d'évacuer sans dommages graves à l'aval. Pour cela il faut déterminer cette crue en prenant en compte l'effet de laminage par la retenue, elle est calculée sur la base d'un débit de pointe évalué à partir de l'étude du régime des crues.

Dans ce contexte, nous sommes amenées à faire un choix car il est évident que nous ne pourrions jamais protéger un ouvrage contre toutes les crues pouvant survenir, notre choix est porté sur une période de retour de crue, ce qui revient à accepter un certain risque qui devra être en rapport avec l'intérêt économique de l'ouvrage et les impératifs de sécurité. Dans notre cas, nous allons opter pour la crue 1000 ans voyant le risque potentiel et les dommages que causera la rupture du barrage qui sont très importants selon la classification du comité national australien des grands barrages (**CNAGB**), (les difficultés géologiques et géotechniques sont compliquées, et que le risque en aval est élevé) et vue l'importance du présent ouvrage, ainsi que la crue 1000 ans est la plus recommandée dans de cas pareils.

Tableau III.28 : crue de projet recommandée

Catégories des dommages	Crue de projet recommandé
Élevés : - perte de vie - dommages considérables	1/100000 à 1/10000
Importants : - pas de pertes de vies - dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faibles : - pas de perte de vies - dommages légers	1/1000 à 1/100

Pour notre cas, les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé (site éloigné des zones urbaines- volume d'emmagasinement relativement faible), donc on opte pour la crue millénaire :

$$Q_{0.1\%} = 966.056 \text{ m}^3/\text{s}$$

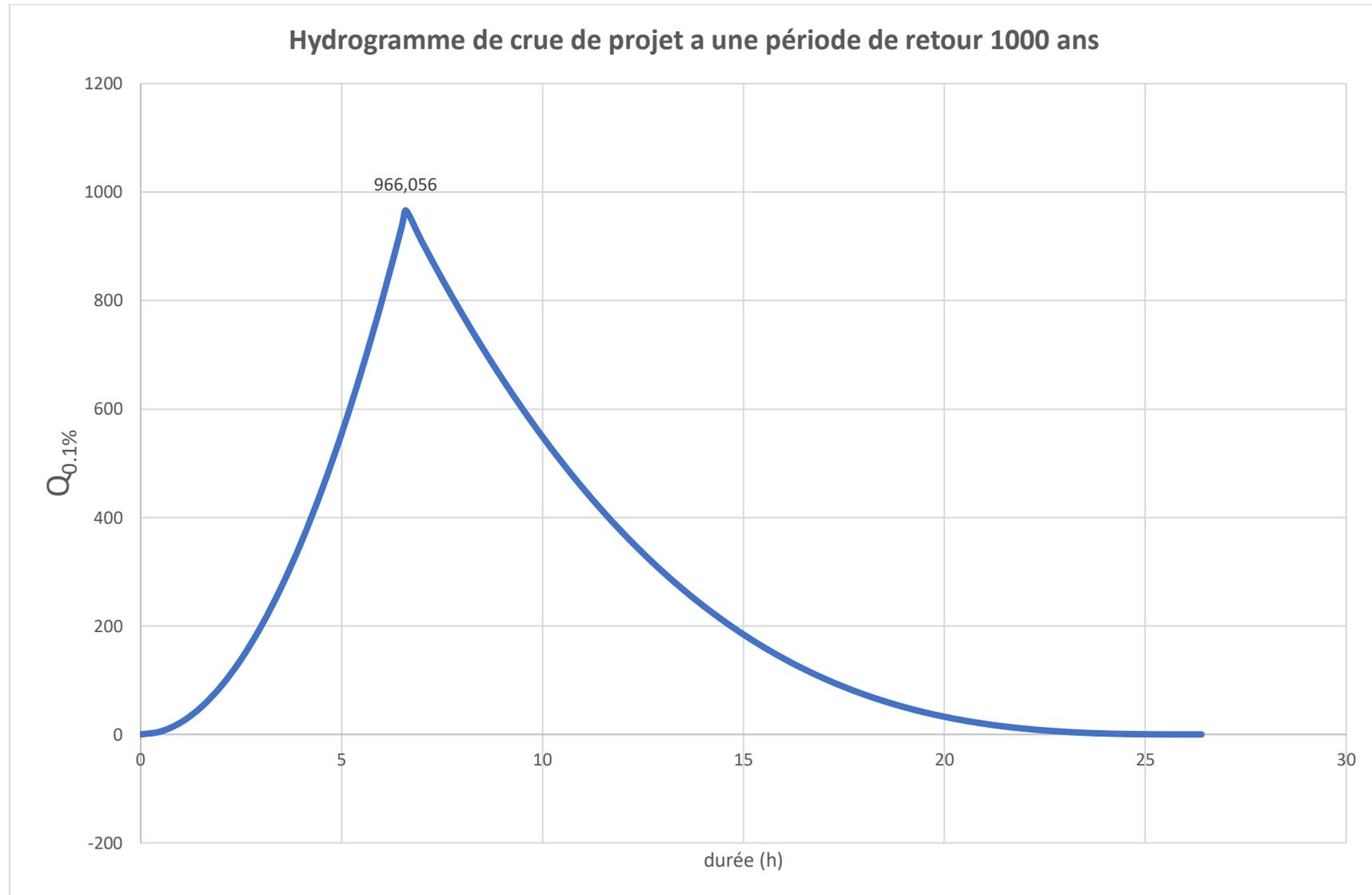


Figure III.28 : Hydrogramme de crue de projet a une période de retour 1000 ans

III.5 Régularisation

L'étude de régularisation du barrage projeté sur l'oued M'ZI a pour objectif de déterminer le volume de la réserve utile ainsi que le niveau correspondant.

Différents types de régularisation sont utilisés :

- La régularisation saisonnière : est utilisée lorsque les apports sont supérieurs à la demande.
- La régularisation interannuelle : est utilisée lorsque les apports sont inférieurs à la consommation. Dans ce cas de figure, les eaux des saisons humides sont stockées pour être distribuées lors des saisons sèches.

Pour notre étude les deux types seront étudiés.

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

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

III.5.1 Répartition mensuelle de l'apport 80%

Le débit régularisé sera utilisé pour l'irrigation de la vallée en aval et aussi pour l'AEP des villages avoisinants.

Les apports propres de l'oued M'Zi au site de SEKLAFa seront renforcées par un volume d'eau de 4,3 Mm^3 par année dérivée à partir du barrage chergui.

Tableau III.29 : Répartition mensuelle de l'apport

Mois	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUN	JUL	AUO	Total
$A_{80\%}$ %	10.06	12.71	8.41	6.02	7.68	6.35	13.57	9.66	8.21	8.01	3.44	5.82	100
$A_{80\%}$ Oued M'ZI (Mm^3)	0.73	0.92	0.61	0.44	0.56	0.46	0.98	0.70	0.59	0.58	0.25	0.42	7.23
$A_{80\%}$ CHERGUI (Mm^3)	0.43	0.55	0.36	0.26	0.33	0.27	0.58	0.42	0.35	0.34	0.15	0.25	4.3
TOTAL	1.16	1.47	0.97	0.69	0.89	0.73	1.56	1.11	0.95	0.92	0.40	0.67	11.53

III.5.2 Répartition mensuelle des besoins

Tableau III.30 : Répartition mensuelle des besoins en eau

Mois	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUN	JUL	AUO	Total
Besoin (%)	7.1	4.7	4.5	2.9	3.0	4.1	8.8	10.5	11.7	15.6	17.6	9.5	100
Besoin (Mm^3)	0.71	0.47	0.45	0.29	0.3	0.41	0.88	1.05	1.17	1.56	1.76	0.95	10.00

Source : ANBT.

III.5.3 Courbes « Hauteurs-Capacités-Surfaces »

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \tag{III.43}$$

Avec :

ΔV_i : Le volume élémentaire compris entre de courbes de niveaux successives (Mm^3).

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

S_i, S_{i+1} : Surface du plan d'eau correspondante aux courbes de niveaux H_i, H_{i+1} respect. (m^2).

On a :

$$\Delta V_1 = \frac{2}{3} \times S_{moy} \times \Delta H \tag{III.44}$$

Tableau III.31 : Caractéristiques topographiques de la retenue

Cotes (m)	S (km^2)	S_{moy} (km^2)	Hauteur (m)	V_i (Mm^3)	V_{cum} (Mm^3)	S_{cum} (km^2)
998	0	0.0010	2	0.0020	0	0
1000	0.002				0.0020	0.0020
1005	0.137	0.0695	5	0.3475	0.3495	0.1390
1010	0.363	0.2500	5	1.2500	1.5995	0.5000
1015	0.813	0.5880	5	2.9400	4.5395	1.1760
1020	1.455	1.1340	5	5.6700	10.095	2.2860
1025	2.478	1.9665	5	9.8325	20.0420	3.9330
1030	3.741	3.1095	5	15.5475	35.5895	6.2190
1035	5.24	4.4905	5	22.4525	58.0420	8.9810
1040	7.217	6.2285	5	31.1425	89.1845	12.4570

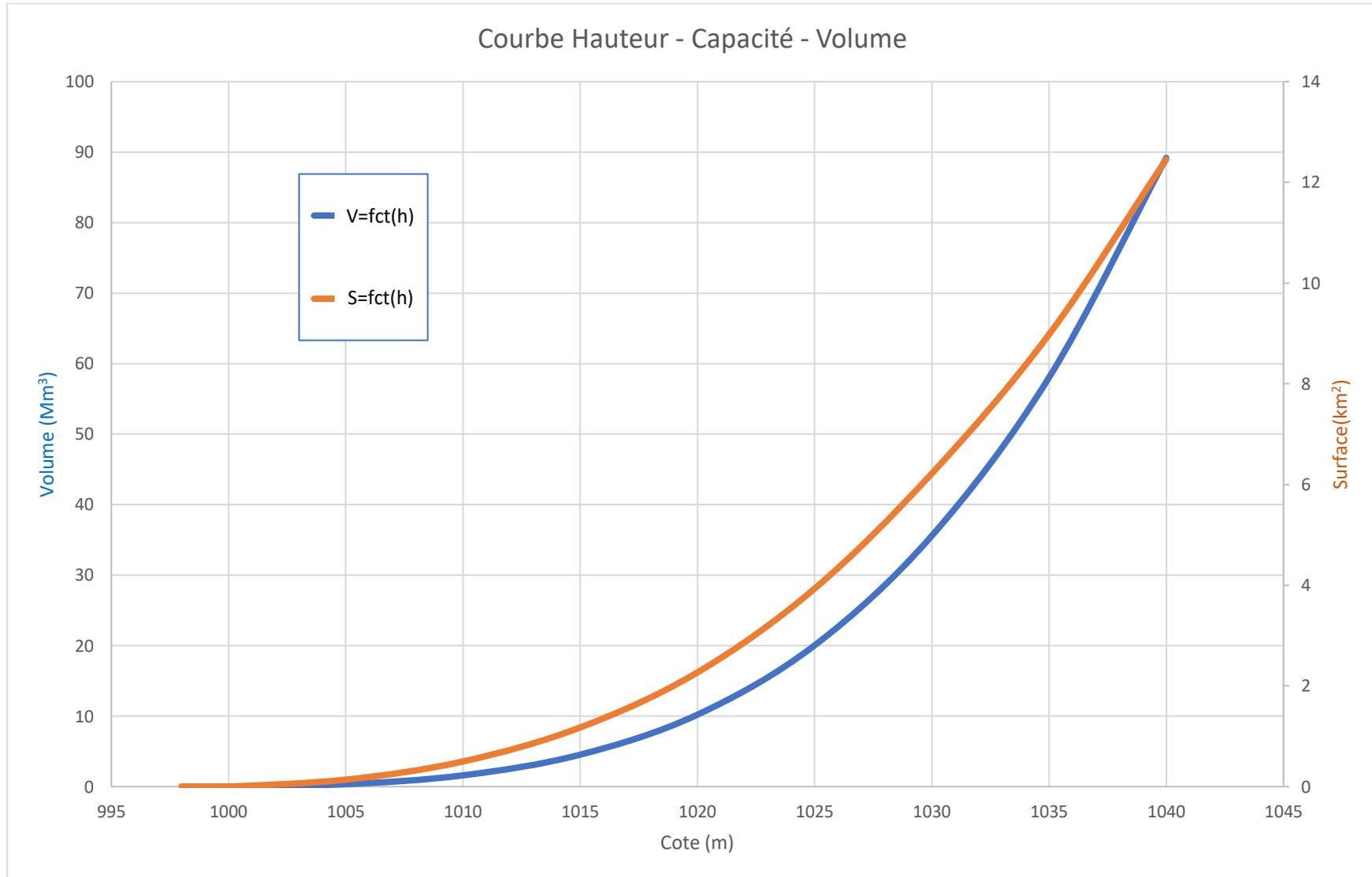


Figure III.29 : Courbe Hauteur - Capacité - Volume

III.5.4 Calcul du volume utile

Pour calculer le volume utile du barrage, nous avons besoin de :

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

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

Le procédé de calcul

- Détermination de la période de bonne hydraulité.
- Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.
- Calcul des volumes excédentaires et déficitaires « V_s » et « V_d » respectivement.

$$\text{Tels que :} \quad V_s = W - U \quad \text{Avec } W > U \quad (+) \quad (\text{III.45})$$

$$V_d = W - U \quad \text{Avec } W < U \quad (-) \quad (\text{III.46})$$

- Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.
- Calcul du volume à évacuer « S »

La période de bonne hydraulité est celle du mois de Septembre jusqu'au mois d'Avril.

Les calculs se font comme suit :

$$V_{rf} = V_{ri} + (W - U) \quad (\text{III.47})$$

Avec :

V_{rf} : Volume de remplissage final.

V_{ri} : Volume de remplissage initial.

W : Volume de l'écoulement (apport ou offre).

U : Volume de la consommation
(Restitution ou demande).

- **Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes**

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normales d'exploitation. C'est-à-dire à la côte du niveau normal de la retenue NNR.

L'alternance de la période de remplissage ou de restitution, s'appelle temps de fonctionnement. A ce dernier s'ajoutent les consignes d'exploitation la première et la deuxième :

- **Première consigne d'exploitation** : consiste à remplir le barrage jusqu'au NNR lors des crues et à restituer après. L'excédent d'eau est déversé par l'évacuateur de surface. On se fixe le volume de remplissage initial et on détermine le remplissage final pour chaque mois en tenant compte du niveau normal de la retenue NNR et du niveau du volume mort NVM que l'on ne doit pas dépasser.
- **Deuxième Consigne d'exploitation** : Consiste à faire des évacuations à vide par l'évacuateur de fond, remplir et ensuite restituer au consommateur.

Chapitre III : ÉTUDE HYDROLOGIQUE

Tableau III.32 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm3)

Mois	W	U	W - U	1 ^{er} consigne			2 ^{eme} consigne		
				V _{rf}	V _{ri}	S	V _{rf}	V _{ri}	S
					12,39			12,39	
SEP	1,16	0,71	0,45	12,84	12,84		12,84	12,39	0,45
OCT	1,47	0,47	1	13,84	13,84		13,39	12,39	1
NOV	0,97	0,45	0,52	14,36	14,36		12,91	12,84	0,07
DEC	0,69	0,29	0,4	14,76	14,76		13,24	13,24	
JAN	0,89	0,30	0,59	15,35	14,89	0,46	13,83	13,83	
FEV	0,73	0,41	0,32	15,21	14,89	0,32	14,15	14,15	
MAR	1,56	0,88	0,68	15,57	14,89	0,68	14,83	14,83	
AVR	1,11	1,05	0,06	14,95	14,89	0,06	14,89	14,89	
MAI	0,95	1,17	-0,22	14,67	14,67		14,67	14,67	
JUN	0,92	1,56	-0,64	14,03	14,03		14,03	14,03	
JUI	0,40	1,76	-1,36	12,67	12,67		12,67	12,67	
AOU	0,67	0,95	-0,28	12,39	12,39		12,39	12,39	
Total	11,53	10	1,53			1,52			1,52

Avec : V_{rf} : Volume de remplissage final ; V_{ri} : Volume de remplissage initial ; S : Volume excédentaire à évacue

Du tableau précédent on a :

$$V_s = 4.02 \text{ Mm}^3$$

$$V_d = 2.5 \text{ Mm}^3 \quad \Rightarrow \quad V_s > V_d$$

Alors, la retenue fonctionne à un seul temps :

$$V_u = V_d$$

$$V_u = 2.5 \text{ Mm}^3$$

Le volume normal de la retenue sera :

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

$$V_{NNR} = 2.5 + 12.39$$

$$V_{NNR} = 14.89 \text{ Mm}^3$$

Le graphique d'exploitation est représenté dans la figure suivante :

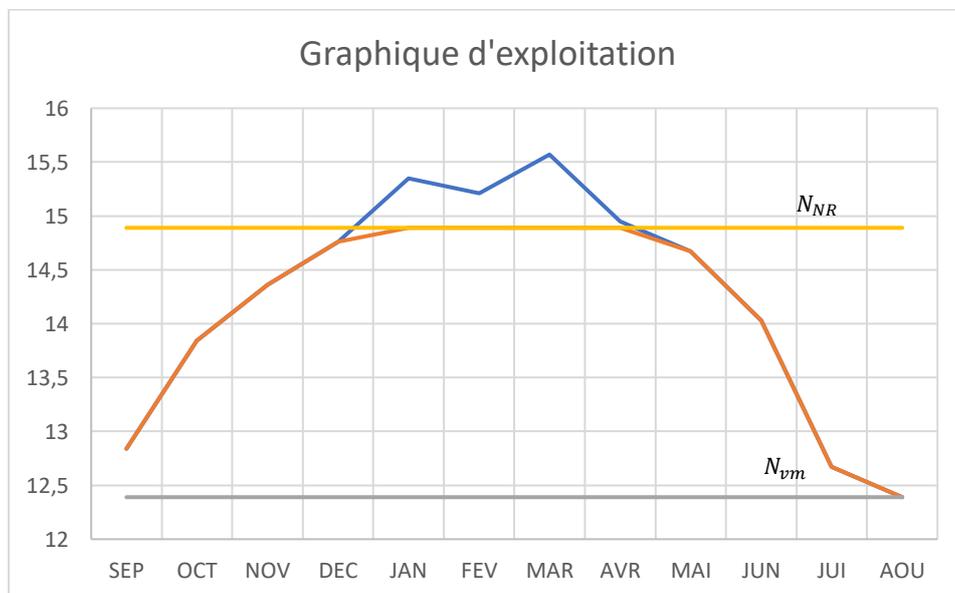


Figure III.30 : Graphique d'exploitation.

- **Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes**

Deux types de pertes caractérisent la retenue :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

a- Pertes par évaporation

$$V_{ep} = S_{moy} \times E_s \tag{III.48}$$

Avec :

V_{ep} : Volume perdu à cause de l'évaporation.

E_s : Évaporation mensuelle (mm).

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

$$\text{Le volume moyen : } V_{moy} = \frac{V_{rf,i} - V_{rf,i+1}}{2} \quad (\text{III.49})$$

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

b- Pertes par infiltration

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf,mens} = \frac{\delta \times V_{moy}}{100} \quad (\text{III.50})$$

Avec :

V_{inf} : Volume perdu à cause de l'infiltration ; V_{moy} : Le volume moyen

δ : Coefficient qui dépend des conditions hydrogéologiques de la cuvette (Tableau III.33).

Tableau III.33 : Valeurs du coefficient δ

Conditions hydrogéologiques	Hauteur d'infiltration pendant une année (cm)	% du volume moyen	
		Année	Mois
Sol à faible perméabilité	0 à 50	10 à 20	0.5 à 1.0
Sol à perméabilité moyenne	50 à 100	10 à 20	1.0 à 1.5
Sol à forte perméabilité	>100 à 200	>20 à 40	>1.5 à 3.0

Dans notre cas, on a un sol à perméabilité moyenne alors on opte pour $\delta = 2$.

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau ci-après

Chapitre III : ÉTUDE HYDROLOGIQUE

Tableau III.34 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm³)

Mois	W (Mm ³)	U (Mm ³)	V_{rf} (Mm ³)	V_{moy} (Mm ³)	S_{moy} (km ²)	E_s (mm)	V_{ev} (Mm ³)	V_{inf} (Mm ³)	Π (Mm ³)	$W - \Pi - U$ (Mm ³)
SEP	1,16	0,71	0,45	12,615	2,241	155	0,347	0,252	0,600	-0,150
OCT	1,47	0,47	1	13,34	2,344	107	0,251	0,267	0,518	0,482
NOV	0,97	0,45	0,52	14,1	2,452	55	0,135	0,282	0,417	0,103
DEC	0,69	0,29	0,4	14,56	2,517	37	0,093	0,291	0,384	0,016
JAN	0,89	0,30	0,59	14,825	2,555	36	0,092	0,297	0,388	0,202
FEV	0,73	0,41	0,32	14,89	2,564	31	0,079	0,298	0,377	-0,057
MAR	1,56	0,88	0,68	14,89	2,564	78	0,200	0,298	0,498	0,182
AVR	1,11	1,05	0,06	14,89	2,564	107	0,274	0,298	0,572	-0,512
MAI	0,95	1,17	-0,22	14,78	2,548	188	0,479	0,296	0,775	-0,995
JUN	0,92	1,56	-0,64	14,35	2,487	214	0,532	0,287	0,819	-1,459
JUI	0,40	1,76	-1,36	13,35	2,345	259	0,607	0,267	0,874	-2,234
AOU	0,67	0,95	-0,28	12,53	2,229	233	0,519	0,251	0,770	-1,050
Total	11,53	10	1,53	169,12	29,408	1500	3,610	3,382	6,992	-5,472

c- Conclusion

On remarque que la consommation est supérieure aux apports ce qui signifie que la régularisation saisonnière ne peut pas satisfaire les besoins, alors on va procéder à une régularisation interannuelle.

• Régularisation interannuelle

On fait une régularisation interannuelle quand la consommation dépasse l'apport, on accumule les eaux durant les années humides et on la restitue pendant les années sèches, le cycle de remplissage et de la restitution peut durer plusieurs années.

Pour le calcul de la régularisation interannuelle, on opte pour la méthode de KRISTEKLY MENKEL.

Le volume utile dans le cas d'une régularisation interannuelle est égal :

$$V_{u,int} = (\beta_s + \beta_{pa}) \times W_0 \quad (\text{III.51})$$

Avec :

β_s : Composante saisonnière du volume utile

β_{pa} : Composante pluriannuelle (interannuelle) du volume utile.

W_0 : Apport moyen interannuel.

a- La composante saisonnière du volume utile

$$\beta_s = \alpha(T_{\text{étiage}} - W_{\text{étiage}}) \quad (\text{III.52})$$

Où :

$$T_{\text{étiage}} = \frac{N_{\text{étiage}}}{12} \quad (\text{III.53})$$

$$W_{\text{étiage}} = \frac{\sum_1^{N_{\text{étiage}}} W_i}{\sum_1^{12} W_i} \quad (\text{III.54})$$

Avec :

α : Coefficient de régularisation $\alpha = (0.8 \div 0.9)$.

$T_{\text{étiage}}$: Durée relative de l'étiage au cours de l'année.

$N_{\text{étiage}}$: Nombre de mois de l'étiage dans une année.

$W_{\text{étiage}}$: Volume relative de l'écoulement pendant l'étiage.

AN:

$$W_{\text{étiage}} = \frac{5.94}{11.53} \quad \Rightarrow \quad W_{\text{étiage}} = 0.52$$

$$T_{\text{étiage}} = \frac{7}{12} \quad \Rightarrow \quad T_{\text{étiage}} = 0.58$$

$$\beta_s = 0.9(0.58 - 0.52) \Rightarrow \beta_s = 0.054$$

La capacité saisonnière est : $V_s = \beta_s \times W_0 \quad \Rightarrow \quad V_s = 0.62 \text{ Mm}^3 \quad (W_0 = 11.53 \text{ Mm}^3)$

b- La composante pluriannuelle (interannuelle) du volume utile

$$\beta_{pa} = \max Z_{p\%} \quad (\text{III.55})$$

$$\beta_{pa} = \max [(\alpha - K_p^{(n)})] \cdot n \quad (\text{III.56})$$

$$\beta_{pa} = \max \left[\left(\alpha - \left(\frac{F_{p\%} C_v}{\sqrt{n}} + 1 \right) \right) \right] \cdot n \quad (\text{III.57})$$

Avec :

$Z_{p\%}$: Le déficit d'écoulement.

α : Coefficient de régularisation.

$K_p^{(n)}$: Coefficient de débit pour 1,2,3..., n années de régularisation (n est indice)

$F_{p\%}$: Probabilité de garantie (déterminé à partir la table de FOSTER-RYBKIN) en fonction de Cs et P% (Annexe I. 5)

C_s, C_v : Coefficient d'asymétrie et de variation de la série des pluies annuelles

$$\text{Tels que :} \quad C_s^{(n)} = \frac{C_s^{(1)}}{\sqrt{n}} \quad \text{et} \quad C_v^{(n)} = \frac{C_v^{(1)}}{\sqrt{n}} \quad (\text{III.58})$$

n : Nombre d'années de régularisation.

Le calcul est dans le tableau suivant

Tableau III.35 : Résultat de calcul de la composante interannuelle

n	\sqrt{n}	$C_v^{(n)}$	$C_s^{(n)}$	$F_{95\%}$	$K_{95\%}^{(n)} = C_v^{(n)} \cdot F_{95\%} + 1$	$Z_{95\%} = (\alpha - K_{95\%}^{(n)}) \cdot n$	
						$\alpha = 0.8$	$\alpha = 0.9$
1	1	0,65	1,3	-1,2	0,220	0,580	0,6800
2	1,414	0,460	0,919	-1,35	0,380	0,841	1,0410
3	1,732	0,375	0,751	-1,42	0,467	0,999	1,2987
4	2,000	0,325	0,650	-1,43	0,535	1,059	1,4590
5	2,236	0,291	0,581	-1,45	0,579	1,107	1,6075
6	2,449	0,265	0,531	-1,45	0,615	1,109	1,7086
7	2,646	0,246	0,491	-1,49	0,634	1,162	1,8624
8	2,828	0,230	0,460	-1,495	0,656	1,149	1,9485
9	3,000	0,217	0,433	-1,5	0,675	1,125	2,0250
10	3,162	0,206	0,411	-1,51	0,690	1,104	2,1038
11	3,317	0,196	0,392	-1,52	0,702	1,077	2,1768
12	3,464	0,188	0,375	-1,525	0,714	1,034	2,2338
13	3,606	0,180	0,361	-1,53	0,724	0,986	2,2857
14	3,742	0,174	0,347	-1,535	0,733	0,933	2,3332
15	3,873	0,168	0,336	-1,54	0,742	0,877	2,3769
16	4,000	0,163	0,325	-1,545	0,749	0,817	2,4170
17	4,123	0,158	0,315	-1,5475	0,756	0,747	2,4473
18	4,243	0,153	0,306	-1,55	0,763	0,674	2,4745
19	4,359	0,149	0,298	-1,55	0,769	0,592	2,4916
20	4,472	0,145	0,291	-1,5475	0,775	0,498	2,4984
21	4,583	0,142	0,284	-1,5495	0,780	0,415	2,5155
22	4,690	0,139	0,277	-1,5515	0,785	0,330	2,5302
23	4,796	0,136	0,271	-1,5535	0,789	0,243	2,5427
24	4,899	0,133	0,265	-1,5555	0,794	0,153	2,5532
25	5,000	0,130	0,260	-1,5575	0,798	0,062	2,5619
26	5,099	0,127	0,255	-1,5595	0,801	-0,031	2,5687
27	5,196	0,125	0,250	-1,5615	0,805	-0,126	2,5740
28	5,292	0,123	0,246	-1,5635	0,808	-0,222	2,5776
29	5,385	0,121	0,241	-1,5655	0,811	-0,320	2,5798
30	5,477	0,119	0,237	-1,5675	0,814	-0,419	2,5806
31	5,568	0,117	0,233	-1,5695	0,817	-0,520	2,5801
32	5,657	0,115	0,230	-1,5715	0,819	-0,622	2,5783
33	5,745	0,113	0,226	-1,5735	0,822	-0,725	2,5754
34	5,831	0,111	0,223	-1,5755	0,824	-0,829	2,5713
35	5,916	0,110	0,220	-1,5775	0,827	-0,934	2,5662
36	6,000	0,108	0,217	-1,5795	0,829	-1,040	2,5601
37	6,083	0,107	0,214	-1,58	0,831	-1,153	2,5470

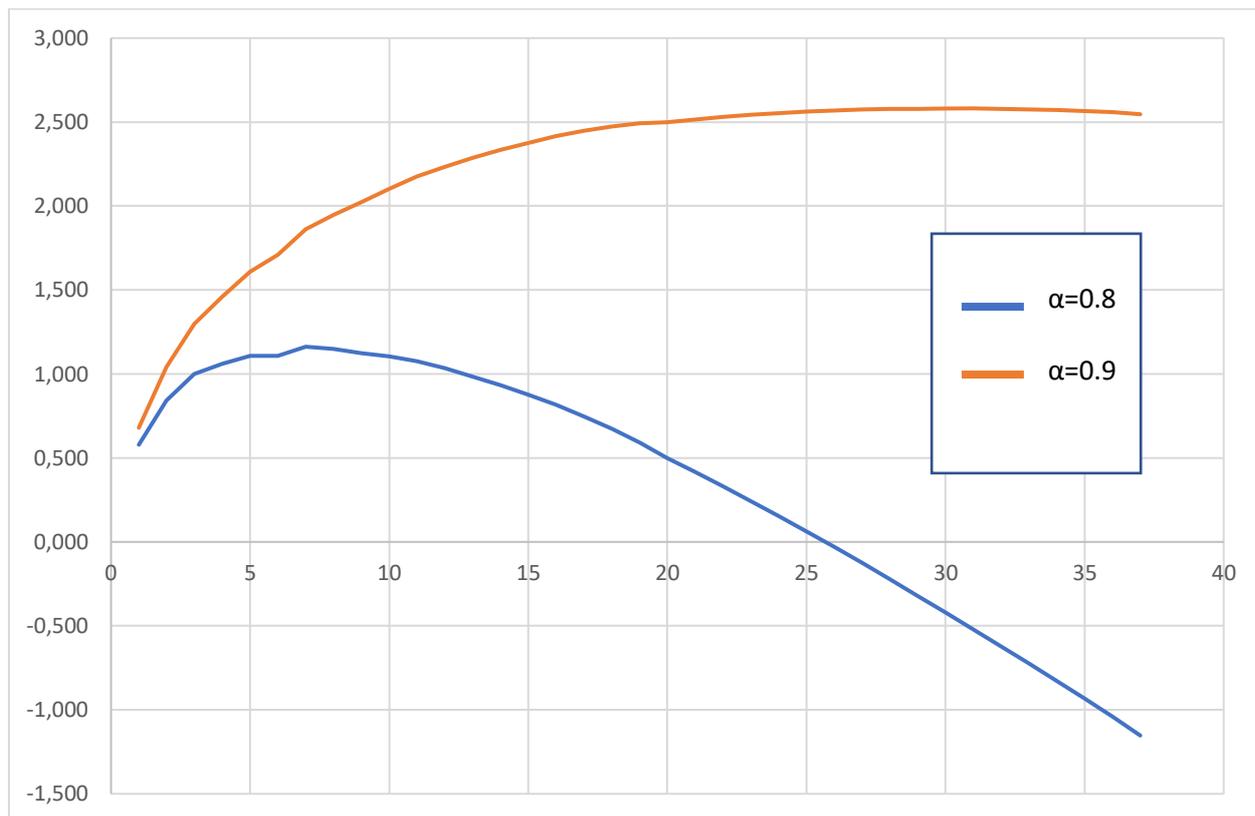


Figure 31 : Composante pluriannuelle pour $\alpha=0.8$ et $\alpha=0.9$

Du tableau précédent on tire la composante pluriannuelle (interannuelle)

$$\beta_{pa} = 2.5806 \text{ Pour } \alpha = 0.9$$

La capacité interannuelle est : $V_{int} = \beta_{pa} \times W_0 \Rightarrow V_{int} = 29.75 \text{ Mm}^3$ ($W_0 = 11.53 \text{ Mm}^3$)

Le volume utile dans le cas d'une régularisation interannuelle :

$$V_{u,int} = (0.054 + 2.5806) \times 11.53 \Rightarrow V_{u,int} = 30.37 \text{ Mm}^3$$

La capacité du barrage au niveau normal de la retenue est :

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

$$V_{NNR} = 30.37 + 12.39$$

$$V_{NNR} = 42.76 \text{ Mm}^3$$

c- Conclusion

Dans cette partie on a déterminé les différents paramètres hydrologiques : la cote du niveau mort, la cote du niveau normale de la retenue, le volume mort, le volume utile, le volume normale de la retenue.

Tableau III.36 : Les différents paramètres hydrologiques

Désignation	Unité	Valeur
NVM	<i>m NGA</i>	1021.109
NNR	<i>m NGA</i>	1028.473
Volume mort	<i>Mm</i> ³	12.39
Volume utile	<i>Mm</i> ³	30.37
Volume normal de la retenue (NNR)	<i>Mm</i> ³	42.76

Ces résultats nous aident pour la détermination de la hauteur de barrage en ajoutant la hauteur réservée pour le volume forcée et une revanche de sécurité. Ils permettent aussi de calculer la ligne d'eau dans l'évacuateur de crues après le calcul de laminage.

III.6 Laminage des crues

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 momentanée de la retenue et le débit progressif des déversements en fonction de l'apport entrant de la crue, Cette relation peut être formulée comme suit :

$$Qdt = q \cdot dt + S \cdot dh \quad (\text{III.59})$$

Avec :

Q : Le débit entrant de la crue

q : Le débit déversé par l'évacuateur de crue (débit laminé).

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

Le débit cumulé à l'instant t est :

$$Q - q = S \cdot \frac{dh}{dt} \quad (\text{III.60})$$

Avec :

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

Il existe plusieurs procédés de calcul comme ceux de HILDENBLATE, SORENSEN, BLAKMORE, KOTCHERINE, PATAPOV, STEP BY STEP, MUSKINGUM ainsi que d'autres méthodes, nous retenons la méthode de MUSKINGUM.

III.6.1 Méthode de MUSKINGUM (FREAD, D.L. 1993)

III.6.1.1 Laminage d'une onde de crue dans un tronçon de rivière

Le mouvement de l'eau durant une période de crue dans un tronçon de rivière ou d'égout obéit aux équations de Saint-Venant. Ces équations traduisent la conservation de la masse et de la quantité de mouvement le long d'un tronçon orienté selon la direction principale d'écoulement X . L'équation de la quantité de mouvement se présente comme suit :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial x} = gA(S_0 - S_f) + q \frac{Q}{A} \quad (\text{III.61})$$

L'équation de continuité ou de conservation de la masse est la suivante :

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (\text{III.62})$$

En plus des notations habituelles, q désigne dans ces équations le débit latéral par unité de longueur du tronçon de rivière, débit qui entre dans le tronçon ou en sort.

La signification des cinq termes de l'équation (III.61) est la suivante :

- a) Le terme 1 représente l'accélération temporelle locale. Plus précisément, il rend compte de la vitesse de la variation du débit durant la crue. A titre d'exemple, si le débit de crue augmente de $1 \text{ m}^3/\text{s}$ à $2 \text{ m}^3/\text{s}$ en une heure, ce terme vaut $\frac{(1 \text{ m}^3/\text{s} - 2 \text{ m}^3/\text{s})}{3600\text{s}} = 2,7 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$. L'importance relative de ce terme, qui en l'occurrence est faible, doit être comparée avec celle des autres termes apparaissant dans l'équation.
- b) Le terme 2 représente l'accélération convective qui peut exister quand il y a un changement dans la géométrie (élargissement, rétrécissement). En absence de changement de section ce terme peut être négligé.
- c) Le terme 3 traduit le bilan des forces de pression dues au changement de la profondeur y avec l'abscisse x .
- d) Le terme 4 exprime les forces de gravité (S_0) et les forces de frottement (S_f).
- e) Le terme 5 exprime l'apport ou la perte de la quantité du mouvement dus à un apport ou une perte d'eau sur le côté latéral.

La résolution des deux équations précédentes est faisable mais pose parfois des difficultés d'ordre pratique et numérique (CUNGE et WEGNER 1964). On a ainsi souvent cherché à simplifier ce système selon les applications et les contextes.

D'après plusieurs études (CUNGE et al. 1980), les trois premiers termes de l'équation III.61 peuvent être négligés pour la plupart des crues dans les rivières, si bien que l'équation III.68 devient en l'absence d'apport de débit latéral :

$$S_0 = S_f \quad \text{(III.63)}$$

L'équation de continuité (l'équation III.62) peut être mise sous la forme suivante :

$$I - O = \frac{dS}{dt} \quad \text{(III.64)}$$

Avec :

I : (INPUT ou Inflow) désigne le débit d'entrée Q_e .

O : (OUTPUT ou Outflow) désigne le débit de sortie Q_s .

S : Désigne l'emmagasinement d'eau dans le tronçon.

L'équation III.71 exprime tout simplement le principe de conservation de la masse. Le taux de variation de l'emmagasinement est égal à la différence entre les débits entrant et sortant.

III.6.1.2 Méthode de MUSKINGUM

Après intégration entre deux instants assez rapprochés t_1 et t_2 , l'équation 64 s'écrit :

$$\Delta S = S_2 - S_1 = \int_{t_1}^{t_2} I dt - \int_{t_1}^{t_2} O dt \quad \text{(III.65)}$$

Pour un petit intervalle de temps $\Delta S = t_2 - t_1$, on peut écrire :

$$S_2 - S_1 = \left(\frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} \right) \Delta t \quad \text{(III.66)}$$

La résolution du problème consiste à déterminer O_1 et O_2 , connaissant I_1 et I_2 . L'équation III.66 ne peut être utile que si l'on dispose d'une fonction d'emmagasinement pour déterminer S_1 et S_2 .

III.6.1.3 Principe de la méthode de résolution

Le laminage à travers un réservoir est dû à la restriction qui limite le débit de sortie lorsque l'évacuation s'opère par le fond, à travers une vanne ou un orifice. Dans le cas d'un barrage déversoir de grande surface, le débit d'entrée ne produit qu'une faible variation de la hauteur d'eau. C'est justement cette hauteur dans le réservoir qui gouverne le débit de sortie qui se voit ainsi laminé. Lorsque le déversoir est muni d'une contraction latérale, le laminage est encore plus prononcé.

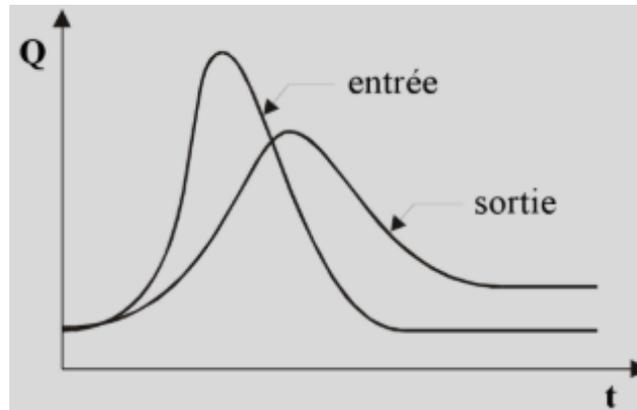


Figure III.32 : laminage à travers un barrage.

Pour traduire le bilan d'eau, l'équation III.66 s'applique encore. Elle peut être réécrite :

$$2 \frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2 \frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_2 \quad (\text{III.67})$$

Cette équation permet de résoudre partiellement le problème car elle permet de calculer la quantité inconnue $[2S_2/\Delta t + O_2]$ en fonction d'autres quantités toutes connues qui figurent dans le membre de droite. Rappelons que les indices 1 et 2 désignent respectivement le début et la fin d'un intervalle de temps I_1 et I_2 , qui représentent les débits d'entrée au début et à la fin de l'intervalle, sont connus car l'hydrogramme d'entrée du réservoir est supposé connu à tous les instants. S_1 et O_1 sont connus car ils constituent les conditions initiales qui prévalent avant le début de la crue. Au cours de la crue, S_1 et O_1 sont connus à cause de la récursivité des calculs. Le stockage et le débit de sortie au début d'un intervalle sont calculés à la fin de l'intervalle précédent.

La question qui se pose est : comment calculer le débit de sortie O_2 à partir de la quantité connue $[2S_2/\Delta t + O_2]$?

Il est possible de construire pour chaque réservoir sa propre courbe caractéristique $2 \frac{S}{\Delta t} + O = f(O)$. Cette courbe est indépendante de l'hydrogramme d'entrée du réservoir. Elle ne dépend que des propriétés géométriques du réservoir et de sa structure d'évacuation.

Comme il sera démontré dans les deux prochains paragraphes, le stockage S et le débit de sortie dépendent de la profondeur h dans le réservoir. On se donne arbitrairement un certain nombre de valeurs de h pour couvrir adéquatement les plages de variation en période de crue et on construit le tableau suivant :

Tableau III.37 : Valeurs de h et les plages de variation en période de crue

h_1	S_1	O_1	$2S_1/\Delta t + O_1$
h_1	S_2	O_2	$2S_2/\Delta t + O_2$
h_1	S_3	O_3	$2S_3/\Delta t + O_3$
...
$h_1 h_1 h_1$			$2S_n/\Delta t + O_n$

Les deux dernières colonnes du tableau permettent de tracer la fonction cherchée : $f(O) = 2\frac{S}{\Delta t} + O$

III.6.1.4 Calcul du débit de sortie

Il y a plusieurs types d'évacuation de l'eau des réservoirs. Globalement, on peut pratiquement tous les intégrer dans l'une ou l'autre des deux familles suivantes :

- 1) Évacuation à surface libre par un déversoir (Figure III.21). Dans ce cas, le débit de sortie se calcule par une relation de la forme :

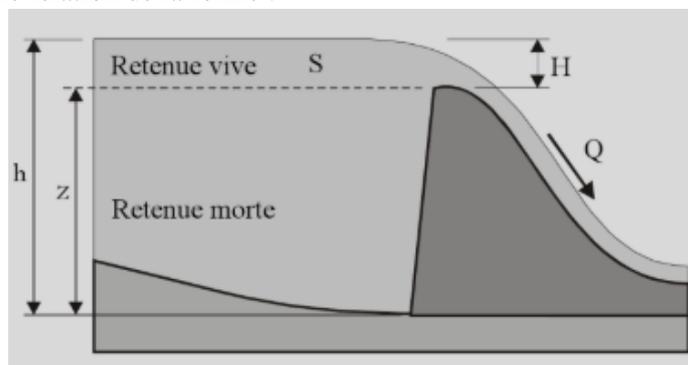


Figure III.33 : Evacuateur à surface libre

$$Q = C \cdot B \cdot H^{3/2} = C \cdot B \cdot (h - z)^{3/2} \quad (\text{III.68})$$

Avec :

C : Constante qui tient compte de la forme du déversoir.

B : La largeur de déversoir.

H : La charge au-dessus de la crête z en avant du déversoir.

h : La profondeur d'eau en amont du déversoir.

- 2) Évacuation par le fond à travers une vanne ou un orifice le débit se calcule alors par une relation de la forme :

$$Q = mA\sqrt{2gh} \quad (\text{III.69})$$

Avec :

m : Constante de débit.

A : La section d'écoulement.

h : La hauteur d'eau à partir du centre de la section d'écoulement jusqu'à la surface libre.

III.6.1.5 Calcul du volume stocké

Quand la section A du réservoir est constante, le calcul du volume stocké S pour une profondeur h donnée se fait à l'aide de la formule simple suivante :

$$S = Ah \quad (\text{III.70})$$

Ceci est le cas pour certains bassins de rétention artificiels construits en milieu urbain.

Pour les réservoirs naturels, les berges ne sont pas verticales. Les courbes d'emménagement se présentent alors sous la forme :

$$S = a_0 + a_1h + a_2h^2 + a_3h^3 + \dots + a_nh^n \quad (\text{III.71})$$

Les coefficients $a_0, a_1, a_2, a_3 \dots a_n$ qui sont propres à chaque réservoir, doivent être déterminés à partir des relevés géodésiques sur le fond et les berges.

Que la section soit constante ou variable avec la profondeur, la connaissance de h permet de déterminer le volume stocké.

- **Application de la méthode de Muskingum pour une largeur de déversoir $b=10$ m**

Le débit de sortie est calculé par la relation suivante :

$$Q = mb\sqrt{2g}H^{3/2} \quad (\text{III.72})$$

Pour $b = 30$ m et $m = 0.49$ on obtient $Q = 65.11H^{3/2}$

Les surfaces inondées et les volumes stockés dans la retenue peuvent être modélisées par les équations suivantes :

La courbe capacité – hauteur :

$$V(Mm^3) = 0.0017H^3 - 5.2006H^2 + 5218 - 2 \times 10^6$$

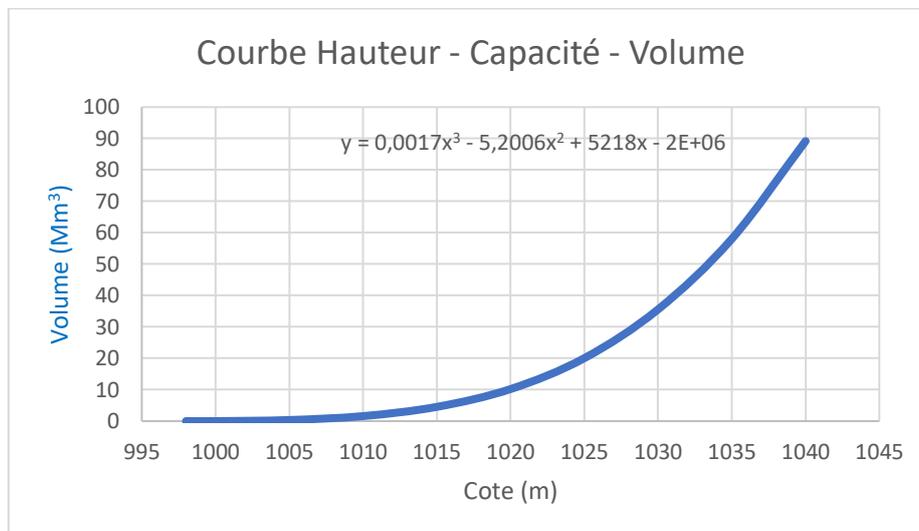


Figure III.34: Modélisation de la courbe capacité- hauteur

La courbe surface – hauteur :

$$S(km^2) = 0.0094H^2 - 18.963 \times H + 9518.1$$

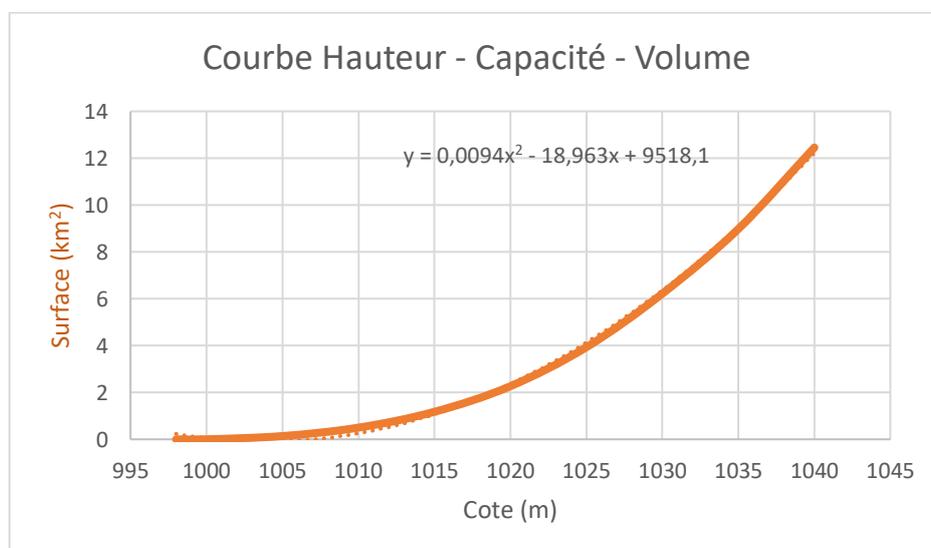


Figure III.35 : Modélisation de la courbe surface-hauteur

La première étape consiste à tracer la courbe caractéristique du barrage $f(Q_s) = 2 \frac{S}{\Delta t} + Q_s$:

Initialement le débit de sortie $Q_s = 0 \text{ m}^3/\text{s}$ et la hauteur $H = 0 \text{ m}$, le volume stocké $V_s = 0 \text{ m}^3$.

La valeur maximale de débit d'entrée $Q_e = 966.056 \text{ m}^3/\text{s}$ nous donne la plage à couvrir avec le variable H : $966.056 = 65.11 H^{3/2}$, soit $H_{max} = 6.038 \text{ m}$.

Les résultats obtenus pour des valeurs choisies de H sont donnés dans le tableau III.38

Tableau III.38 : Calcul de la courbe caractéristique du barrage pour $b=30 \text{ m}$

H	Cote (m NGA)	$Q_s(\text{m}^3/\text{s})$	$S (\text{km}^2)$	$2S/\Delta t + Q_s$
0	1028,473 (NNR)	0	5,631122293	0
0,5	1028,973	23,02087585	5,865934852	3281,873571
1	1029,473	65,1128697	6,105463528	6848,961234
1,5	1029,973	119,6199798	6,349708321	10702,46718
2	1030,473	184,1670068	6,59866923	14847,87641
2,5	1030,973	257,3812165	6,852346256	19291,67637
3	1031,473	338,3363956	7,110739398	24040,80106
3,5	1031,973	426,3525873	7,373848657	29102,4307
4	1032,473	520,9029576	7,641674032	34483,89866
4,5	1032,973	621,563648	7,914215524	40192,64127
5	1033,473	727,9840142	8,191473133	46236,16809
5,5	1033,973	839,867683	8,473446858	52622,04293
6	1034,473	956,9598387	8,7601367	59357,87117

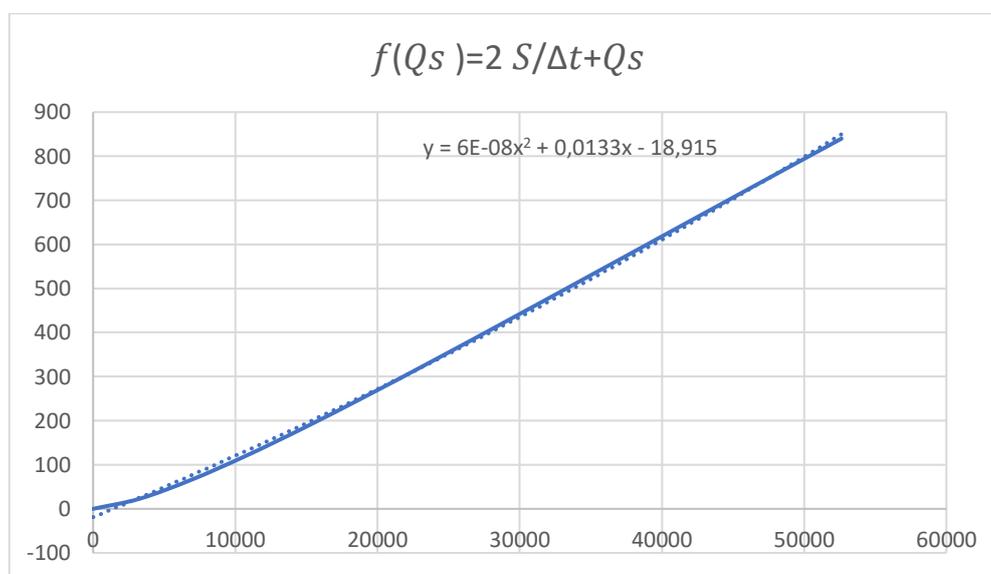


Figure III.36 : Courbe caractéristique du barrage pour $b=30 \text{ m}$

Utilisons la courbe caractéristique du barrage et l'équation :

$$2 \frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2 \frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_2$$

On détermine l'hydrogramme des débits de sortie.

Tableau III.39 : Calcul de l'hydrogramme de sortie pour $b=30 \text{ m}$

Temps (Heurs)	I (m^3/s)	$I_1 + I_2$ (m^3/s)	$2S/\Delta t + Q_s$ (m^3/s)	$\left(\frac{2S}{\Delta t} + Q_s\right) - 2Q_s$ (m^3/s)	Q_s (m^3/s)
0	0,0000	0,0000	0	37,83	-18,915
0,5	5,5444	5,5444	43,3744	80,05041268	-18,33800763
1	22,1776	27,7220	107,7724	142,7342601	-17,48093019
1,5	49,8996	72,0772	214,8114	246,9219052	-16,05523939
2	88,7104	138,6099	385,5318	413,0888573	-13,77850843
2,5	138,6099	227,3203	640,4092	661,1550528	-10,37295086
3	199,5983	338,2082	999,3633	1010,490384	-5,563544561
3,5	271,6755	471,2738	1481,7642	1479,915762	0,924200878
4	354,8414	626,5169	2106,4327	2087,699113	9,366778014
4,5	449,0962	803,9376	2891,6367	2851,545813	20,04546239
5	554,4397	1003,5359	3855,0817	3788,583171	33,2492865
5,5	670,8721	1225,3118	5013,8950	4915,338694	49,27815206
6	798,3932	1469,2653	6384,6040	6247,71196	68,4460234
6,5	937,0032	1735,3964	7983,1083	7800,940065	91,08414218
6,6	966,0558	1903,0590	9703,9990	9472,402546	115,798243
7	908,6818	1874,7376	11347,1402	11067,68532	139,7274195
7,5	840,2181	1748,9000	12816,5853	12493,78232	161,4014756
8	775,2827	1615,5009	14109,2832	13747,91764	180,6827789
8,5	713,7822	1489,0650	15236,9826	14841,649	197,6668071
9	655,6233	1369,4056	16211,0546	15786,13471	212,4599229
9,5	600,7126	1256,3359	17042,4706	16592,11743	225,1766079
10	548,9568	1149,6694	17741,7869	17269,91282	235,9370255
10,5	500,2626	1049,2194	18319,1322	17829,40243	244,8648949
11	454,5365	954,7991	18784,2016	18280,03024	252,0856543
11,5	411,6854	866,2219	19146,2522	18630,80239	257,7248922
12	371,6158	783,3011	19414,1035	18890,28949	261,9070219
12,5	334,2343	705,8501	19596,1396	19066,63121	264,7541774
13	299,4477	633,6821	19700,3133	19167,54266	266,3853071
13,5	267,1627	566,6104	19734,1531	19200,32218	266,9154436
14	237,2858	504,4484	19704,7706	19171,86036	266,4551284
14,5	209,7237	447,0095	19618,8698	19088,6499	265,1099722
15	184,3831	394,1068	19482,7567	18956,79608	262,9803333
15,5	161,1707	345,5539	19302,3499	18782,02774	260,1610968

Le calcul de l'hydrogramme laminaire pour les différentes largeurs b de 30 à 70 m est donné dans le suivant :

Chapitre III : ÉTUDE HYDROLOGIQUE

Tableau III.40 : Hydrogramme d'entrée et les hydrogrammes de sorties

Hydrogrammes d'entrée			Hydrogrammes de sortie (m^3/s)								
			$H_d = 2,561$	$H_d = 2,476$	$H_d = 2,399$	$H_d = 2,342$	$H_d = 2,281$	$H_d = 2,198$	$H_d = 2,138$	$H_d = 2,085$	$H_d = 2,061$
Temps (Heurs)	Q_e (m^3/s)	$Q_1 + Q_2$ (m^3/s)	$b = 30$	$b = 35$	$b = 40$	$b = 45$	$b = 50$	$b = 55$	$b = 60$	$b = 65$	$b = 70$
0	0,000	0,000	-18,915	-22,029	-25,132	-33,027	-36,626	-34,378	-37,439	-40,488	-50,887
0,5	5,544	5,544	-18,338	-21,260	-24,144	-31,545	-34,813	-32,579	-35,323	-38,021	-47,462
1	22,178	27,722	-17,481	-20,170	-22,797	-29,663	-32,572	-30,329	-32,734	-35,061	-43,546
1,5	49,900	72,077	-16,055	-18,425	-20,711	-26,939	-29,411	-27,111	-29,109	-31,001	-38,458
2	88,710	138,610	-13,779	-15,698	-17,515	-22,944	-24,857	-22,429	-23,916	-25,266	-31,562
2,5	138,610	227,320	-10,373	-11,668	-12,848	-17,265	-18,456	-15,808	-16,644	-17,310	-22,253
3	199,598	338,208	-5,564	-6,021	-6,356	-9,500	-9,770	-6,788	-6,801	-6,610	-9,961
3,5	271,675	471,274	0,924	1,556	2,311	0,743	1,629	5,079	6,087	7,336	5,858
4	354,841	626,517	9,367	11,378	13,503	13,851	16,160	20,232	22,484	25,015	25,725
4,5	449,096	803,938	20,045	23,762	27,572	30,205	34,236	39,108	42,845	46,902	50,145
5	554,440	1003,536	33,249	39,035	44,876	50,190	56,269	62,141	67,623	73,464	79,606
5,5	670,872	1225,312	49,278	57,531	65,785	74,189	82,671	89,772	97,269	105,165	114,590
6	798,393	1469,265	68,446	79,601	90,680	102,595	113,860	122,446	132,238	142,468	155,569
6,5	937,003	1735,396	91,084	105,612	119,961	135,808	150,263	160,621	172,993	185,838	203,013
6,6	966,056	1903,059	115,798	133,919	151,726	171,579	189,354	201,621	216,606	232,085	253,319
7	908,682	1874,738	139,727	161,176	182,143	205,500	226,218	240,210	257,416	275,099	299,684
7,5	840,218	1748,900	161,401	185,676	209,274	235,400	258,455	273,823	292,682	311,964	338,931
8	775,283	1615,501	180,683	207,277	232,975	261,182	285,981	302,369	322,354	342,677	371,140
8,5	713,782	1489,065	197,667	226,106	253,416	283,097	309,109	326,182	346,833	367,715	396,918
9	655,623	1369,406	212,460	242,307	270,779	301,405	328,152	345,605	366,527	387,556	416,863
9,5	600,713	1256,336	225,177	256,029	285,257	316,368	343,428	360,986	381,840	402,671	431,549
10	548,957	1149,669	235,937	267,430	297,048	328,246	355,251	372,668	393,170	413,514	441,528
10,5	500,263	1049,219	244,865	276,668	306,352	337,295	363,925	380,991	400,904	420,524	447,322
11	454,537	954,799	252,086	283,904	313,367	343,765	369,747	386,282	405,411	424,116	449,420
11,5	411,685	866,222	257,725	289,298	318,289	347,896	373,001	388,854	407,044	424,684	448,282

Chapitre III : ÉTUDE HYDROLOGIQUE

Temps (Heurs)	Q_e (m^3/s)	$Q_1 + Q_2$ (m^3/s)	$b = 30$	$b = 35$	$b = 40$	$b = 45$	$b = 50$	$b = 55$	$b = 60$	$b = 65$	$b = 70$
12	371,616	783,301	261,907	293,005	321,309	349,921	373,960	389,008	406,136	422,597	444,332
12,5	334,234	705,850	264,754	295,178	322,612	350,060	372,879	387,025	403,000	418,198	437,961
13	299,448	633,682	266,385	295,964	322,374	348,523	370,000	383,172	397,927	411,806	429,530
13,5	267,163	566,610	266,915	295,505	320,764	345,506	365,551	377,697	391,186	403,713	419,366
14	237,286	504,448	266,455	293,935	317,943	341,195	359,743	370,829	383,029	394,190	407,770
14,5	209,724	447,009	265,110	291,382	314,061	335,764	352,771	362,780	373,683	383,481	395,012
15	184,383	394,107	262,980	287,968	309,259	329,372	344,816	353,747	363,360	371,812	381,335
15,5	161,171	345,554	260,161	283,805	303,669	322,169	336,046	343,909	352,248	359,384	366,961
16	139,993	301,164	256,742	279,000	297,413	314,292	326,613	333,427	340,522	346,381	352,084
16,5	120,757	260,750	252,805	273,652	290,604	305,867	316,656	322,451	328,338	332,965	336,879
17	103,369	224,126	248,430	267,850	283,346	297,010	306,301	311,112	315,835	319,285	321,502
17,5	87,736	191,105	243,689	261,681	275,733	287,826	295,663	299,532	303,139	305,468	306,088
18	73,764	161,500	238,647	255,220	267,854	278,409	284,843	287,816	290,361	291,631	290,756
18,5	61,360	135,124	233,368	248,538	259,785	268,845	273,935	276,061	277,599	277,874	275,610
19	50,431	111,792	227,906	241,699	251,597	259,211	263,019	264,349	264,939	264,286	260,739
19,5	40,884	91,316	222,313	234,761	243,354	249,576	252,167	252,754	252,456	250,940	246,219
20	32,625	73,509	216,635	227,776	235,112	239,999	241,442	241,339	240,215	237,903	232,114
20,5	25,560	58,185	210,913	220,788	226,920	230,533	230,899	230,158	228,269	225,229	218,476
21	19,597	45,157	205,183	213,839	218,822	221,223	220,584	219,259	216,665	212,962	205,349
21,5	14,642	34,239	199,479	206,965	210,854	212,110	210,536	208,678	205,440	201,138	192,763
22	10,601	25,243	193,829	200,194	203,049	203,226	200,787	198,447	194,624	189,785	180,746
22,5	7,382	17,984	188,255	193,554	195,433	194,596	191,364	188,589	184,239	178,925	169,311
23	4,892	12,274	182,780	187,064	188,027	186,244	182,286	179,123	174,301	168,569	158,470
23,5	3,035	7,927	177,420	180,744	180,848	178,184	173,567	170,061	164,820	158,726	148,225
24	1,720	4,756	172,188	174,605	173,907	170,429	165,216	161,408	155,800	149,397	138,571
24,5	0,854	2,574	167,093	168,656	167,213	162,983	157,237	153,167	147,241	140,578	129,500
25	0,342	1,195	162,144	162,904	160,771	155,850	149,629	145,333	139,134	132,259	120,996
25,5	0,091	0,432	157,343	157,352	154,579	149,028	142,386	137,899	131,471	124,426	113,040
26	0,008	0,099	152,691	151,997	148,635	142,510	135,500	130,853	124,235	117,060	105,607
26,4	0,000	0,008	148,187	146,835	142,933	136,286	128,956	124,179	117,408	110,139	98,670
26,5	0,0000	0,0000	143,827	141,862	137,463	130,345	122,740	117,858	110,967	103,638	92,197

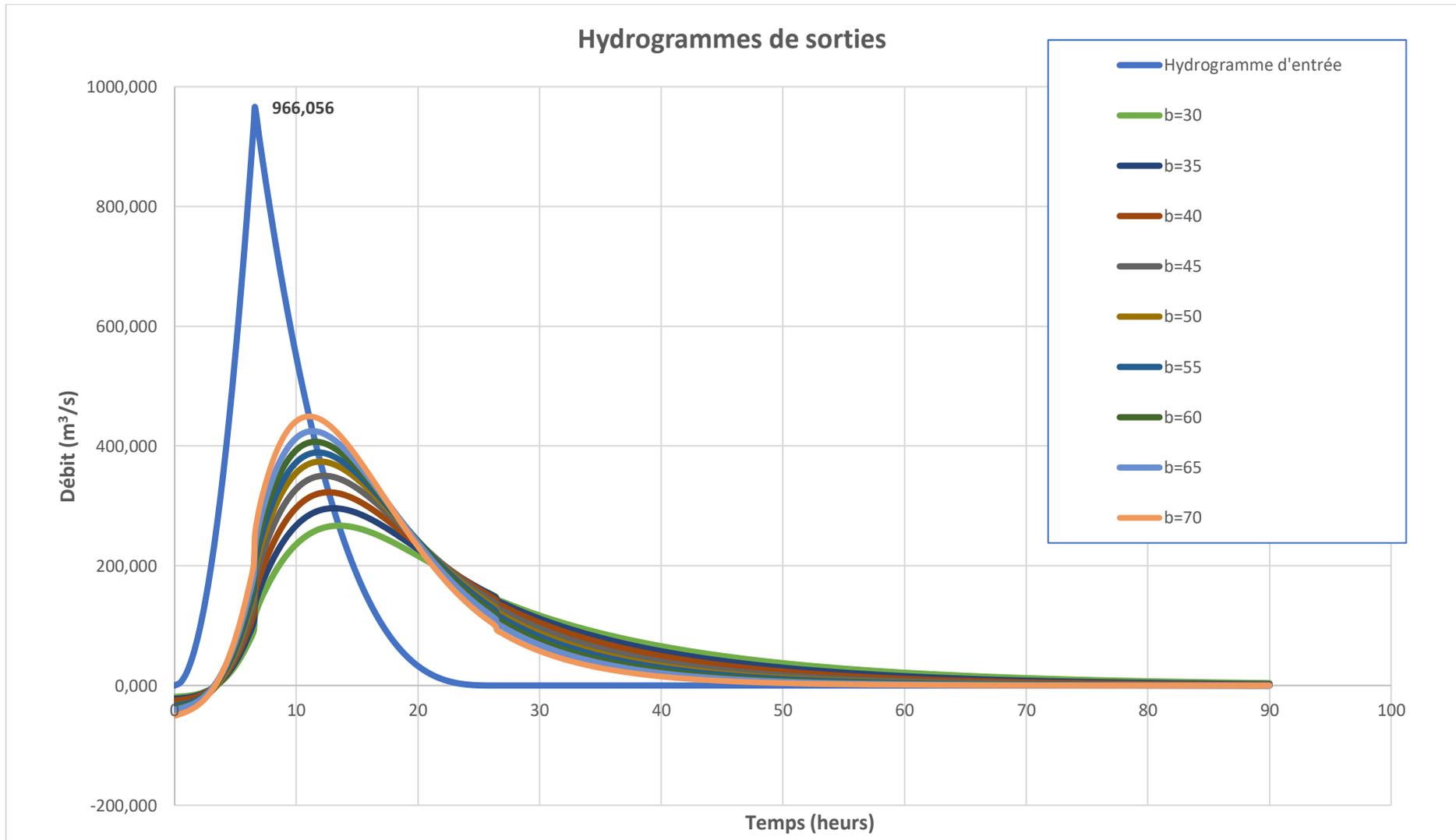


Figure III.37 : Hydrogrammes de sorties

Tableau III.41 : Récapitulatif des résultats de laminage

<i>b</i> (m)	<i>H_d</i> (m)	<i>NPHE</i> (m NGA)	<i>Q_{laminé}</i> (m³/s)	<i>V_{forcé}</i> (m³)
30	2,561364	1031,034	266,9154	3,473611
35	2,475997	1030,949	295,964	3,415236
40	2,399107	1030,872	322,6115	3,361788
45	2,342016	1030,815	350,0604	3,321548
50	2,281425	1030,754	373,9597	3,2783
55	2,198029	1030,671	389,0078	3,217824
60	2,13778	1030,611	407,0441	3,173417
65	2,084835	1030,558	424,6844	3,133873
70	2,060659	1030,534	449,4204	3,11565

III.7 Dimensionnement du barrage

III.7.1 La revanche

C'est la différence de niveau entre la crête du barrage et la côte des plus hautes eaux. Elle est en fonction de la hauteur des vagues H_v , de la vitesse du vent U et de la vitesse de propagation des vagues v dans la retenue.

Pour le calcul de la revanche plusieurs formules sont à utiliser :

a- La formule de DAVIS

La revanche est mesurée au-dessus du niveau des plus hautes eaux correspondant à la crue maximum

$$R = 0,75 \cdot H_v + \frac{v^2}{2g} \quad (\text{III.73})$$

Avec :

H_v : Hauteur des vagues (m)

v : Vitesse des vagues (m/s).

Selon STEVENSON (Thomas, 1976)

$$H_v = 0.76 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F} \Rightarrow \text{Pour } F < 30 \text{ km} \quad (\text{III.74})$$

$$H_v = 0.34\sqrt{F} \Rightarrow \text{Pour } F > 30 \text{ km} \quad (\text{III.75})$$

Avec :

F : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée « Fetch ». $\Rightarrow F = 0.9 \text{ km}$

Cette formule donne des valeurs acceptables pour des vitesses de vents de l'ordre de 100 Km/h, notre vitesse de vents est estimée à $U = 80 \text{ km/h}$.

Selon GAILLARD

$$v = 1.5 + 2 \times H_v \quad (\text{III.76})$$

AN:

$$H_v = 0.76 + 0.34 \cdot \sqrt{0.9} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{0.9} \Rightarrow H_v = 0.829 \text{ m}$$

$$v = 1.5 + 2 \times 0.829 \Rightarrow v = 3.158 \text{ m/s}$$

$$R = 0,75 \times 0.829 + \frac{3.158^2}{2g} \Rightarrow R = 1.13 \text{ m/s}$$

b- Formule de MALLET et PACQUANT

$$R = H_v + \frac{v^2}{2g} \quad (\text{III.77})$$

AN :

$$R = 0.829 + \frac{3.158^2}{2g} \Rightarrow R = 1.34 \text{ m/s}$$

c- Formule simplifiée

$$H_v = 1 + 0.3\sqrt{F} \quad (\text{III.78})$$

AN :

$$R = 1.285 + \frac{4.07^2}{2g} \Rightarrow R = 2.13 \text{ m/s}$$

Tableau III.42 : Résultats de calcul de la revanche

Formule	DAVIS	MALLET et PACQUANT	Simplifiée	Moyenne
Valeur de la revanche	1.13 m	1.34 m	2.13 m	1.53 m

On opte par une valeur $R = 2 \text{ m}$ pour le reste des calculs.

III.7.2 Largeur en crête

La crête facilite la circulation sur le barrage une fois terminé. Elle est nécessaire dans la finition de l'ouvrage avec des équipements de compactage. Le niveau de la crête définit la hauteur maximale que le barrage doit atteindre à terme.

La largeur de la crête dépend de plusieurs facteurs, 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 :

a- Formule de T. KNAPPEN

$$b_{cr} = 1.65\sqrt{H_b} \quad (III.79)$$

b- Formule E.F. PREECE

$$b_{cr} = 1.1\sqrt{H_b} + 1 \quad (III.80)$$

c- Formule Simplifiée (Anonyme)

$$b_{cr} = 3.6 \times H_b^{1/3} - 3 \quad (III.81)$$

d- Formule Pratique (USBR)

$$b_{cr} = 5/3 \times \sqrt{H_b} \quad (III.82)$$

Avec :

H_b : La hauteur du barrage

$$H_b = NNR - C_f + H_d + R \quad (III.83)$$

NNR : Cote du niveau normal de la retenue (m NGA)

C_f : Cote du fond (m NGA)

H_d : La charge déversant au-dessus le déversoir

R : La revanche

Les résultats de calcul selon les différentes relations sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.43 : Résultats de calcul de la largeur en crête.

b (m)	H_d (m)	NPHE (m NGA)	$Q_{laminé}$ (m ³ /s)	$V_{forcé}$ (m ³)	CC (m NGA)	H_b (m)	b_{cr} (m)				
							KNAP.	PREECE	Simplifiée	Pratique	Moyenne
30	2,56	1031,03	266,92	3,47	1033,03	35,03	9,77	7,51	8,78	9,86	8,98
35	2,48	1030,95	295,96	3,42	1032,95	34,95	9,75	7,50	8,77	9,85	8,97
40	2,40	1030,87	322,61	3,36	1032,87	34,87	9,74	7,50	8,76	9,84	8,96
45	2,34	1030,82	350,06	3,32	1032,82	34,82	9,74	7,49	8,76	9,83	8,95
50	2,28	1030,75	373,96	3,28	1032,75	34,75	9,73	7,48	8,75	9,83	8,95
55	2,20	1030,67	389,01	3,22	1032,67	34,67	9,72	7,48	8,74	9,81	8,94
60	2,14	1030,61	407,04	3,17	1032,61	34,61	9,71	7,47	8,73	9,81	8,93
65	2,08	1030,56	424,68	3,13	1032,56	34,56	9,70	7,47	8,73	9,80	8,92
70	2,06	1030,53	449,42	3,12	1032,53	34,53	9,70	7,46	8,72	9,79	8,92

On opte pour une largeur en crête $b_{cr} = 9 \text{ m}$

III.7.3 Longueur en crête

Elle est mesurée directement sur la carte topographie de site du barrage, alors la longueur de la crête est :

$$L_{cr} = 269,909 \text{ m}$$

Conclusion

A la fin de ce chapitre on a pu déterminer tous les paramètres nécessaires pour la conception de notre barrage. Les éléments constituant le barrage vont être redimensionnés en tenant compte des nouvelles valeurs qu'on a obtenues dans cette étude.

On récapitule les résultats de l'étude hydrologique dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.44 : Tableau récapitulatif de dimensionnement du barrage SEKLAFa

Désignation	Unité	Valeurs
Volume mort	Mm^3	12.39
Volume utile	Mm^3	30.37
Volume NNR	Mm^3	42.76
Cote du fond	$m \text{ NGA}$	998
Cote NVM	$m \text{ NGA}$	1021.109
Cote NNR	$m \text{ NGA}$	1028.473
Cote NPHE	$m \text{ NGA}$	1030.82
Cote NCR	$m \text{ NGA}$	1032.82
Hauteur du barrage	m	34.82
Larguer en crête	m	9
Longueur en crête	m	269.909
Largeur du déversoir	m	45
Charge maximale déversante	m	2.34

Introduction

Un barrage doit être muni des ouvrages annexes tels que la dérivation provisoire, la tour de prise, et l'évacuateur de crue qui fait l'objet de notre étude. L'évacuateur de crue est un ouvrage destiné à permettre le transit des crues à travers le barrage sans que le barrage et ces fondations risquent d'être endommagées, et en contrôlant les cotes des plus hautes eaux, pour éviter la submersion de la digue.

Il existe plusieurs types des évacuateurs selon divers critères, Dans ce chapitre on va présenter la classification des évacuateurs, les choix des types qui correspondent à notre cas, et on choisira 3 variantes les plus adéquats pour les concevoir. La classification des évacuateurs de crues est faite suivants différents critères :

IV.1 Synthèses des variantes

IV.1.1 Description du site de barrage

Du côté géotechnique, le site de SEKLAFa présente apparemment d'acceptables conditions de fondation, soit en termes de résistance et déformabilité soit en termes de perméabilité.

Le cadre géologique de la cuvette du barrage n'anticipe pas de contraintes particulières en matière de perméabilité du futur réservoir.

Les matériaux disponibles tendent ensuite à la mise en œuvre d'un remblai en enrochement, enrochement à noyau argileux ou en béton.

L'analyse des variantes est faite en fonction des contraintes topographiques, hydrauliques, cout des travaux associés aux ouvrages annexes, disponibilité en matériaux, assise de la fondation (résistances, déformabilité et perméabilité) et elle a montré que le choix de l'ouvrage est en béton conventionnel.

IV.1.2 Conception du barrage

Pour le barrage de SEKLAFa on utilise le béton conventionnel non armé de granulométrie importante (jusqu'à 80 millimètres) et des dosages en ciment de l'ordre de 350 kg/m^3 . Afin de minimiser la fissuration du béton par la chaleur d'hydratation, le corps du barrage a été divisé en quinze blocs, chacun à une largeur de 16 m. Les blocs sont séparés par des joints transversaux, qui limitent le nombre et l'ouverture des fissures.

Toutefois, pour empêcher l'écoulement d'eau à travers des joints, il faudra colloquer des joints « WATERSTOPS » tout le long de la section transversale du barrage.

IV.1.3 Généralités sur les évacuateurs des crues

a- Classification des évacuateurs des crues

Les évacuateurs des crues sont classés selon différents critères :

1- Le type de fonctionnement hydraulique ou régime d'écoulement

- Évacuateur de surface (entonnement frontal, latéral, labyrinthe...).
- Évacuateur en charge :
 - Évacuateur de crues en puits.
 - Évacuateur siphon sommaire pour petit barrage.
 - Évacuateur siphon à faible charge et fort débit.

2- L'emplacement par rapport à la digue

- Évacuateur central.
- Évacuateur latéral :
 - Évacuateur latéral à entonnement frontal.
 - Évacuateur latéral à entonnement latéral.

3- Mode de réglage du débit : seuil vannée ou non vannée.

b- 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.

IV.1.4 Emplacement de l'évacuateur de crue

a- Évacuateur de crue en tulipe sur le lit de l'oued

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir en lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puits coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval.

La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surfaces linéaires en écoulement dénoyé, mais lorsque l'ouvrage est noyé, il se comporte comme un orifice à veine mouillée.

Ce type d'ouvrage équipera le plus souvent les grands barrages vu les avantages :

- Évacuation d'importants débits ($80 < Q < 6000$) m^3/s .
- Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

En parallèle ce type d'évacuateurs représente les inconvénients :

- Problème de saturation (Débit supérieur à celui de dimensionnement, charriage)
- Problème de vibration.
- Problème de liaison difficile à assurer (corps du barrage - conduite ou galerie).
- Prévoir des protections anti vortex (coût et entretien).

b- Evacuateur de crues en siphon posé sur le corps du barrage

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, posé sur le corps du barrage, il représente les avantages :

- Aucune exigence topographique.
- Calcul usuel.
- Installation facile.
- Coûts de maintenances minimal.

Ces inconvénients sont :

- Amorcage et le désamorcage.
- Entretien indispensable.
- Débit faible à évacuer.
- Dispositif sur le corps de la digue.

c- Evacuateur de crue sur la rive

Dans le cas de barrage poids, les deux types d'entonnement latéral et frontal sur les rives sont déconseillés du point de vue économique et sont impossibles de point de vue technique :

- Couteux.
- Coursier à fort pente.
- Risque de glissement de différents plots de l'évacuateur.

d- Evacuateur centrale intégré au corps du barrage

C'est la solution la plus répandue pour les barrages poids en BCV consiste à réaliser un évacuateur de surface implanté dans la partie centrale du barrage.

Cette solution présente beaucoup d'avantages à savoir :

- Entretien facile.
- Il supporte une grande charge sur le déversoir.
- Une bonne sécurité
- Un bon rendement.

IV.1.5 Conclusion de choix de type de l'évacuateur de crues

Sur la base des caractéristiques topographique et le type de barrage le choix est arrêté pour un évacuateur de crue centrale a surface libre soit :

- Évacuateur de crue central à profil CREAGER qui a l'avantage d'éviter toute suppression provoque la cavitation et l'érosion, muni à son pied aval un bassin de dissipation à saut de ski.
- Evacuateur de crues en siphon posé sur le corps du barrage.

IV.2 Évacuateur de crue central à profil CREAGER

IV.2.1 Principe

Dans ce cas l'évacuateur de crues est un bloc déversant situé dans le lit majeur de l'oued posé sur une assise rocheuse, leur principe de dimensionnement est le même pour un barrage déversoir.

Les données de départ utilisées :

- Largueur déversante : $L = 45 \text{ m}$
- Débit évacué : $Q_{\text{évac}} = 350.06 \text{ m}^3/\text{s}$
- Charge hydraulique : $h = 2.34 \text{ m}$
- Côte de la retenue normale (NNR) : $NNR = 1028.473$
- Hauteur de pelle : $P = 30.473 \text{ m}$
- La vitesse d'approche est donnée par la formule

$$V_{\text{approche}} = \frac{Q}{S} \quad (\text{IV.84})$$

Avec :

Q : Débit à évacuer (m^3/s).

S : Section du canal (m^2).

$$S = H \times b \quad (\text{IV.85})$$

$$\text{Tel que} \quad H = h + P \quad (\text{IV.86})$$

H : La charge d'eau (m).

P : La hauteur de pelle (m).

h : La lame déversante (m).

AN :

$$S = (h + P) \times b = (2.34 + 30.473) \times 45 \quad \Rightarrow \quad S = 1476.585 \text{ m}^2$$

$$V_{\text{approche}} = \frac{350.06}{1476.585}$$

$$V_{\text{approche}} = 0.23 \text{ m/s} < V_{\text{adm}} = 3.7 \text{ m/s}$$

(Pour les sols : Calcaire poreux et conglomérats compacts, grès calcifiés, etc.) (Annexe II. 1)

Donc pas de risque d'érosion

IV.2.2 Dimensionnement

IV.2.2.1 Déversoir

Le profil du seuil déversant est de type CREAGER, l'avantage de ce contour est qu'en chaque point de son parement aval la pression égale à la pression atmosphérique, tout profil situé au-dessus entraînera des dépressions donc des risques de décollement. Les coordonnées du profil du déversoir sont déterminées à l'aide de l'équation suivante :

$$y = 0.5 \times \frac{x^{1.85}}{h^{0.85}} \quad (\text{IV.87})$$

Avec :

h : La charge sur le déversoir.

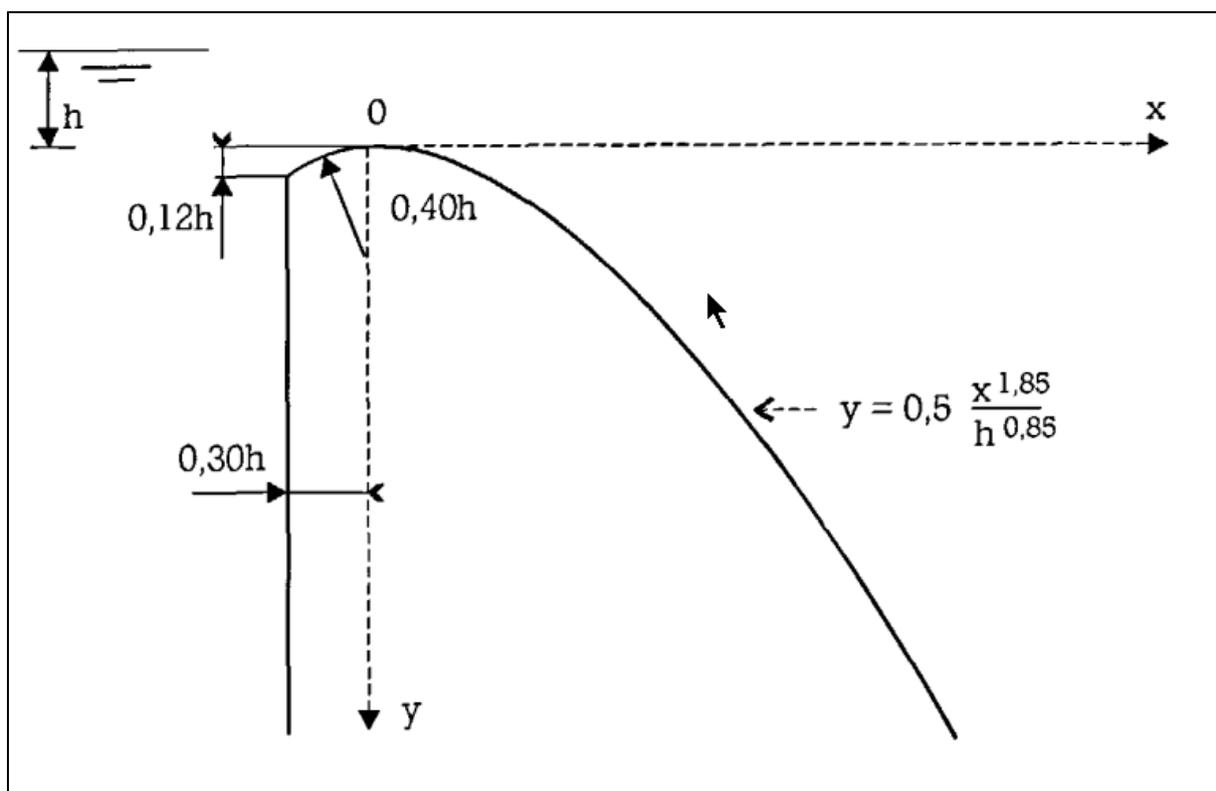


Figure IV.38 : Construction géométrique d'un profil CREAGER

a- Calcul de la géométrie de déversoir

$$a = 0.12h = 0.12 \times 2.34 = 0.2808 \text{ m}$$

$$b = 0.4h = 0.4 \times 2.34 = 0.936 \text{ m}$$

$$c = 0.3h = 0.3 \times 2.34 = 0.702 \text{ m}$$

Les coordonnées du déversoir sont données par le tableau IV.1 et le profil du déversoir est représenté par la Figure IV.2.

Tableau IV.45 : Les coordonnées du profil de déversoir

$X (m)$	$Y (m)$	$X (m)$	$Y (m)$	$X (m)$	$Y (m)$
0	0,000	5	4,767	10	17,184
0,5	0,067	5,5	5,686	10,5	18,808
1	0,243	6	6,679	11	20,498
1,5	0,514	6,5	7,745	11,5	22,255
2	0,875	7	8,883	12	24,078
2,5	1,322	7,5	10,093	12,5	25,967
3	1,853	8	11,372	13	27,921
3,5	2,464	8,5	12,722	13,5	29,940
4	3,155	9	14,141	14	32,024
4,5	3,923	9,5	15,629	14,5	34,172

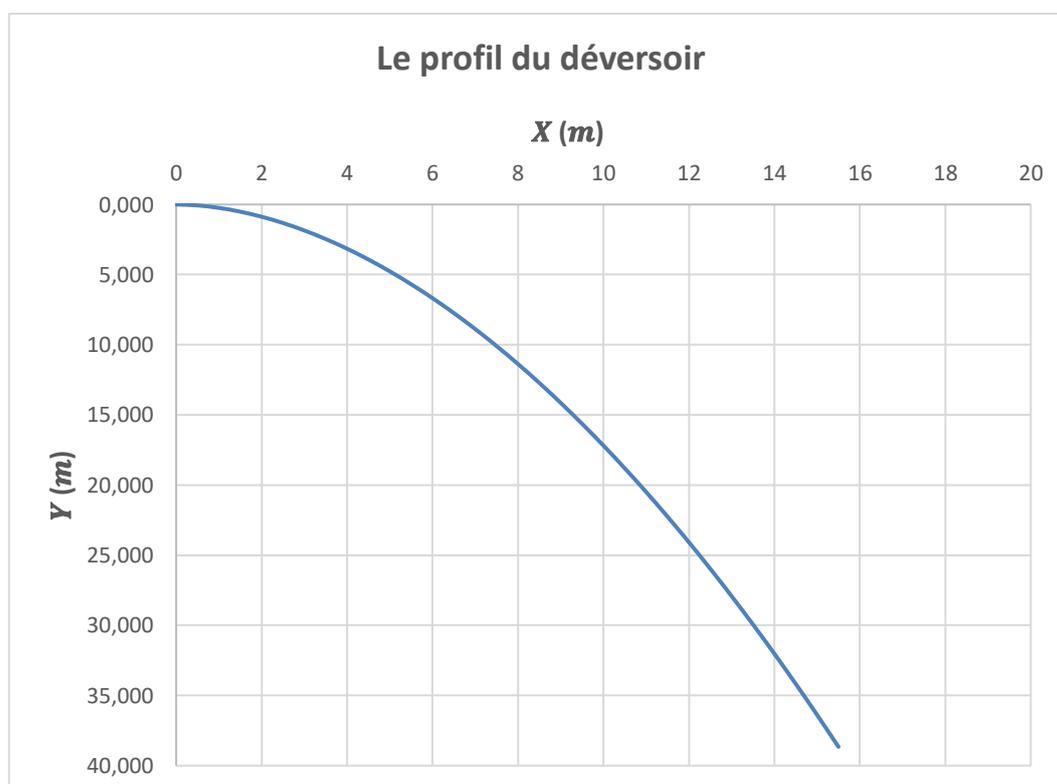


Figure IV.39 : Le profil du déversoir

b- Calcul du rayon de raccordement du déversoir avec le bassin de dissipation

Nous devons déterminer le rayon de raccordement qui se raccorde au bassin de dissipation dont la cote du radier sera recalculée ultérieurement, le rayon est donné par le tableau IV.46 .

Tableau IV.47 : Différentes valeurs du rayon de raccordement

P(m)	Charge $H = \Delta NPHE - \Delta NNR$								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	3.0	4.2	5.4	6.5	7.5	8.5	9.6	10.6	11.6
20	4.0	6.0	7.8	8.9	10.0	12.2	13.3	13.3	14.3
30	4.5	7.5	9.7	11.0	12.4	13.5	14.7	15.8	16.8
40	4.7	8.4	11.0	13.0	14.5	15.8	17.0	18.0	19.0
50	4.8	8.8	12.2	14.5	16.5	18.0	19.2	20.3	21.3
60	4.9	8.9	13.0	15.5	18	20.0	21.2	22.2	23.2

Dans le cas de $P < 10 m$ on prendre

$$R = 0.5 \times P \tag{IV.88}$$

On a : $P = 30.473$

Ce qui donne : $R = 7.8$

Ou en utilisant les formules empiriques :

- Pour $\frac{P^*}{H} \leq 19$ on utilise la formule :

$$R = H \left[1 + 0.25 \frac{P^*}{H} - 0.0004 \left(\frac{P^*}{H} \right)^{2.5} \right] \tag{IV.89}$$

- Pour $\frac{P^*}{H} \geq 19$ on utilise la formule :

$$R = H \left[2.9 \left(\frac{P^*}{H} \right)^{0.128} \right] \tag{IV.90}$$

Avec :

P^* : Hauteur du parement en aval.

Tel que
$$P^* = \left(Y_1 + \frac{Q^2}{18.46 \times L^2 \times Y_1^2} \right) - h \quad (\text{IV.91})$$

Et
$$Y_1 = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{88.29L^2}} \quad (\text{IV.92})$$

Q : Débit à évacuer (m^3/s).

h : Charge d'eau sur le déversoir (m).

Y_1 : Profondeur de l'eau au pied du déversoir (m).

L : La longueur de la lame déversante (m).

AN :

$$Y_1 = \sqrt[3]{\frac{350.06^2}{88.29 \times 45^2}} \Rightarrow Y_1 = 0.882 \text{ m}$$

$$P^* = \left(0.882 + \frac{350.06^2}{18.46 \times 45^2 \times 0.882^2} \right) - 2.34 \Rightarrow P^* = 26.406 \text{ m}$$

$$\frac{P^*}{H} = \frac{26.406}{2.34} = 11.285 \Rightarrow \frac{P^*}{H} < 19$$

$$R = 2.34[1 + 0.25(11.285) - 0.0004(11.285)^{2.5}] \Rightarrow R = 8.541 \text{ m}$$

Alors on opte pour une valeur de R :

$$R = 8 \text{ m}$$

c- Nombre de piliers

On pose 3 piliers arrondis vers l'amont sur le déversoir comme la montre la figure ci-dessous :

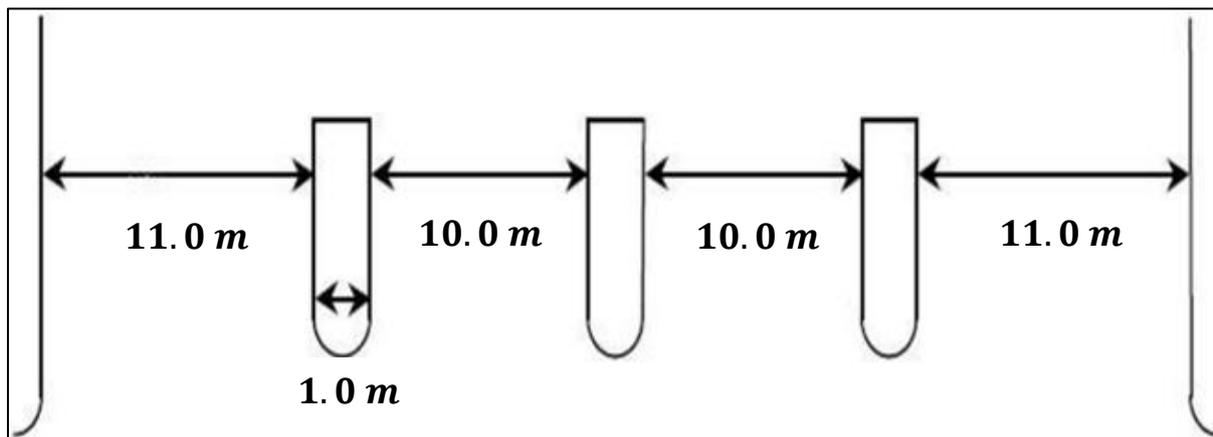


Figure IV.40 : Répartition des piliers sur le déversoir

IV.2.2.2 Bassin de dissipation

a- Méthodologie de dimensionnement

- 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 le dimensionnement du bassin de dissipation on utilise les tests réalisés par USBR « United States Bureau Of Réclamation ».

b- Paramètres hydrauliques à l'aval du coursier

- Calcul de la fonction auxiliaire Φ

$$\Phi = \frac{q}{\varphi \cdot E_0^{3/2}} \quad (\text{IV.93})$$

$$q = \frac{Q}{L} \quad (\text{IV.94})$$

$$E_0 = E + \frac{\alpha V^2}{2g} = P + H + \frac{\alpha V^2}{2g} \quad (\text{IV.95})$$

Avec :

φ : Coefficient de répartition des vitesses. $\Rightarrow \varphi = 0.95$ (Cas d'un barrage déversoir)

q : Le débit spécifique.

V : La vitesse d'approche

α : Coefficient de Coriolis. $\Rightarrow \alpha = 1 \div 1.1$

P : Différence de niveau en aval.

Tel que $P = C_s - C_f$ (IV.96)

C_s : Cote de la surface d'eau (NNR). $\Rightarrow C_s = 1028.473 \text{ m NGA}$

C_f : Cote du fond de bassin. $\Rightarrow C_f = 998 \text{ m NGA}$

AN :

$$P = 1028.473 - 998 \quad \Rightarrow \quad P = 30.473 \text{ m}$$

$$E_0 = 30.473 + 2.34 + \frac{1 \times 0.23^2}{2 \times 9.81} \quad \Rightarrow \quad E_0 = 32.816 \text{ m}$$

$$q = \frac{350.06}{45} \quad \Rightarrow \quad q = 7.779 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

$$\Phi = \frac{7.779}{0.95 \times 32.816^{3/2}} \quad \Rightarrow \quad \Phi = 0.04$$

• **Calcul des hauteurs conjuguées h_1 et h_2**

$$h_1 = \tau' \times E_0 \quad \text{(IV.97)}$$

$$h_2 = \tau'' \times E_0 \quad \text{(IV.98)}$$

A partir de l'abaque des valeurs de la fonction $\Phi(\tau)$ pour le raccordement dans le bief aval des ouvrages de déversement (voir Annexe II. 3) on a :

$$\tau' = 0.009 \quad \text{Et} \quad \tau'' = 0.176$$

Donc :

$$h_1 = 0.343 \text{ m} \quad \text{Et} \quad h_2 = 6.704 \text{ m}$$

$$h_2 > h_{av} = 4.57 \text{ m} \text{ Donc le ressaut est dénoyé}$$

• **Calcul de la Vitesse et de Nombre de Froude à l'entrée de bassin de dissipation**

$$V = \frac{Q}{S} \quad (\text{IV.99})$$

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gh}} \quad (\text{IV.100})$$

Avec :

Q : Débit laminé.

S : Surface mouillée à l'entrée du bassin ($S = h \times b$).

b : Largeur du bassin égale à la largeur du coursier.

h : Profondeur d'eau à l'entrée du bassin ($h = h_1$).

AN :

$$S = 0.343 \times 45$$

$$S = 0.343 \times 45 \quad \Rightarrow \quad S = 15.435 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{350.06}{15.435} \quad \Rightarrow \quad V = 22.680 \text{ m/s}$$

$$F_r = \frac{22.680}{\sqrt{9.81 \times 0.343}} \quad \Rightarrow \quad F_r = 12.364$$

c- Choix de l'ouvrage de restitution

Tenant compte la géologie du site on doit utiliser un ouvrage de restitution type de saut ski. Car cette solution est très efficace pour les barrages en béton.

Le principe consiste à installer en bas du déversoir un bec relançant l'eau vers le haut suivant un angle θ et une fosse d'affouillement. Il se crée à l'aval une fosse d'érosion, il faut protéger le pied du barrage sur la profondeur maximale de cette fosse.

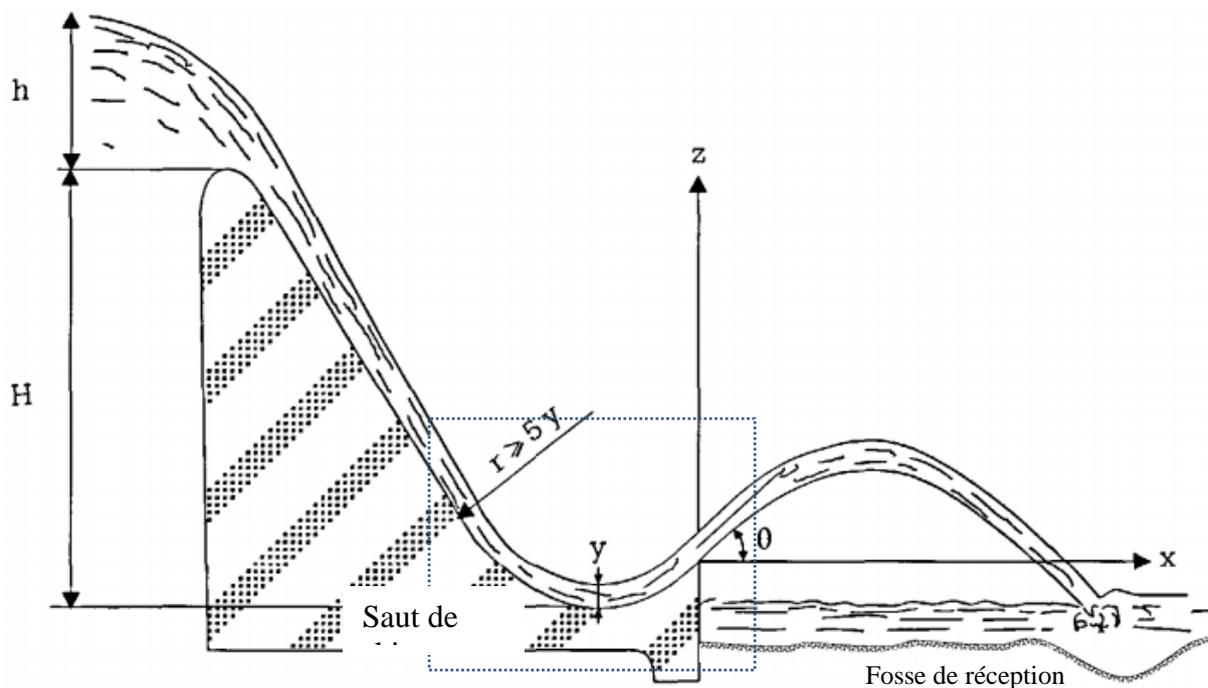


Figure IV.41 : Schéma explicatif de saut de ski

d- Rayon minimum du dissipateur

Pour un écoulement donné en fin du coursier, on utilise une cuvette simple ayant un rayon minimum (R) qui permet un décollage du jet dans des bonnes conditions.

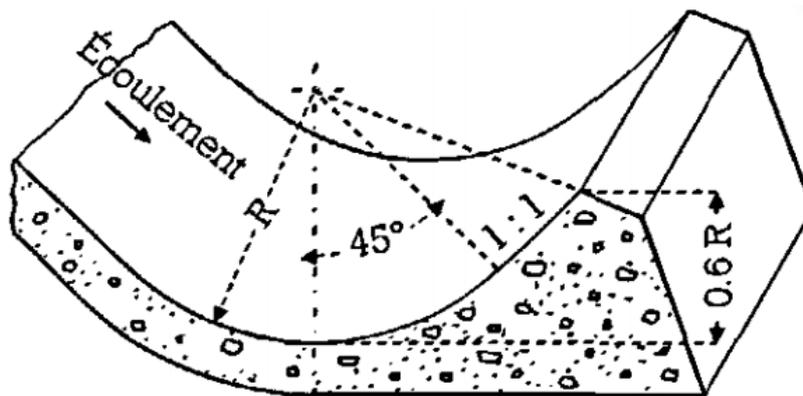


Figure IV.42 : cuvette simple (lisse)

Le rayon (R) dépend du nombre de Froude. Il est calculé à partir de l'abaque de dimensionnement des cuvettes (Annexe II. 2) :

D'après l'abaque :

$$F_r = 12.364 \Rightarrow \frac{R_{min}}{h_1 + \frac{V_1^2}{2g}} = 0.115$$

Avec :

$$h_1 : \text{La hauteur d'eau à l'entrée du bassin.} \Rightarrow h_1 = 0.343 \text{ m}$$

$$V_1 : \text{La vitesse à l'entrée du bassin.} \Rightarrow V_1 = 22.680 \text{ m/s}$$

AN :

$$\frac{R_{min}}{h_1 + \frac{V_1^2}{2g}} = 0.115 \Rightarrow R_{min} = 1.034 \text{ m}$$

Le rayon sera fixé à 1.5 m

e- Angle de décollage du jet

Le jet est approximé par une parabole, ce qui permet d'estimer la hauteur ainsi que la distance jusque auxquelles le jet peut être projeté. L'angle θ de décollage joue un grand rôle quant à leur calcul. Il est typiquement compris entre 20° et 40°.

Le jet se désintègre et retombe à une distance égale :

$$X = 1.8 \left(h + \frac{V^2}{2g} \right) \sin 2\theta \tag{IV.101}$$

La hauteur de jet par rapport au point de décollage est égale :

$$H = 0.9 \sin^2(\theta) \cdot H_t \tag{IV.102}$$

$$\text{Tel que} \quad H_t = NPHE - C_f - h_1 \tag{IV.103}$$

$$H_t = 1030.82 - 998 - 0.343 \Rightarrow H_t = 32.477 \text{ m}$$

Avec :

H : Tirant d'eau.

V : Vitesse au départ du jet.

Les hauteurs et les distances de jet pour différents angles θ sont consignées dans le tableau suivant :

Tableau IV.48 : Hauteurs et les distances de jet pour différents angles θ

θ°	20	25	30	35	40
$X(m)$	30,731	36,623	41,403	44,925	47,082
$Y(m)$	3,946	6,024	8,432	11,097	13,936

On opte les résultats ceux de l'angle 25°

$$X = 36.623 \text{ m}$$

$$Y = 6.024 \text{ m}$$

f- Dimensionnement de la fosse d'affouillement

La protection aval est assurée par une fosse de dissipation dont les parois sont protégées par des enrochements.

On calcule la profondeur de la fosse d'affouillement à l'aide de la formule suivante :

$$H_{aff} = 1.9 \times H^{0.225} \times q^{0.54} \quad (\text{IV.104})$$

$$H = 0.9 \times \sin^2(\theta) \times H_t + a \quad (\text{IV.105})$$

Tels que :

$$H_t = 32.477 \text{ m}$$

$$a = 1 \text{ m}$$

AN :

$$H = 0.9 \times \sin^2(25^\circ) \times 32.477 + 1 \quad \Rightarrow \quad H = 6.221 \text{ m}$$

$$H_{aff} = 1.9 \times 6.221^{0.225} \times 7.779^{0.54} \quad \Rightarrow \quad H_{aff} = 8.679 \text{ m}$$

IV.2.2.3 Murs bajoyers

Le canal évacuateur, situé sur le corps du barrage. Les hauteurs des parois sur le long du canal vont atteindre le niveau de la crête, puis suivre le fruit du talus (1V: 0,75H) aval jusqu'à la limite du barrage.

IV.3 Evacuateur de crues en siphon rectangulaire posé sur le corps du barrage

C'est un ouvrage dans lequel le débit évacué arrive au bief aval en transitant par une conduite en charge, courbée dans le plan vertical sous forme de coude. Son embouchure (sa section d'entrée) se situe plus haut que le plan NNR et lors de son fonctionnement on observe une dépression dans la gorge au niveau du coude. En règle générale les siphons sont équipés de dispositifs auxiliaires, assurant l'évacuation de l'air du coude lors de l'amorçage, l'herméticité nécessaire des cavités intérieures, le chargement et la rupture automatique du vide.

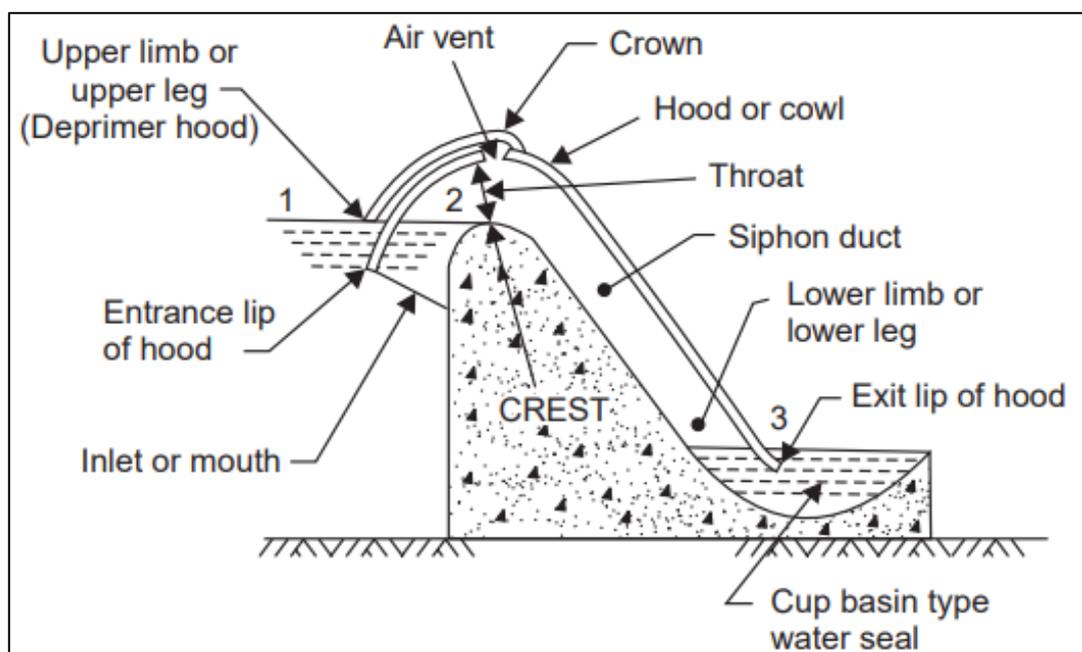


Figure IV.43 : Evacuateur de crues en siphon

IV.3.1 Principe de fonctionnement

Le principe de fonctionnement des siphons est le suivant : d'abord le coude fonctionne comme déversoir, au dessous de la crête du coude se forme un ressaut hydraulique, la prise de bulles d'air par le rouleau duquel entraîne une dépression dans le coude et par suite l'amorçage du siphon à pleine section.

Dans les évacuateurs à siphon, le débit se détermine par la charge effective H (différence entre la cote de la retenue et celle du niveau de restitution), dans les prises d'eau à siphon, par le pompage et l'intensité de consommation. Ceci conditionne la différence de construction des parties utiles des évacuateurs et prise d'eau à siphon. Dans les évacuateurs, le tronçon de sortie est un convergent, par contre dans le cas des prises d'eau, c'est un divergent. Dans les centrales hydrauliques réversibles, fonctionnant dans deux régimes- turbinage et pompage, la préférence est donnée au premier régime et le tronçon de sortie est réalisé en convergent.

Il existe plusieurs types de siphons pour notre cas on va utiliser un siphon en béton armée.

IV.3.2 Classification des siphons

Les siphons peuvent être classés comme suit :

- **Selon le débit :**
 - Petit $Q < 10 \text{ m}^3/\text{s}$.
 - Moyen $10 < Q < 50 \text{ m}^3/\text{s}$.
 - Grand $Q > 50 \text{ m}^3/\text{s}$.
- **Selon le nombre de sections parallèles des siphons :**
 - Une conduite
 - Deux conduites
 - Plusieurs conduites
- **Selon les critères constructifs :**
 - Combinés à des évacuateurs d'autres types (disposés dans les piles, les vannes, les puits etc.)
 - Combinés au bâtiment de la centrale hydroélectrique ou aux blocs de la station de pompage
 - Individuels (non combinés à d'autres ouvrages).
- **Selon le mode de chargement :**
 - Auto chargeable
 - Chargement forcé
- **Selon la forme de la section d'écoulement :**
 - Rectangulaire (y compris carrée)
 - Circulaire
 - Mixte (tronçon d'entrée rectangulaire, la branche descendante et le puits d'amorçage circulaires).

IV.3.3 Considérations hydrauliques de dimensionnement

Les caractéristiques suivantes sont pertinentes pour la conception hydraulique des évacuateurs en siphon

- Capacité de décharge.
- Profondeur d'amorçage.
- Régulation du débit.
- Fonction stabilisatrice.
- Effet des vagues dans le réservoir.
- Cavitation.
- Vibration.

IV.3.4 Capacité de de déchargement

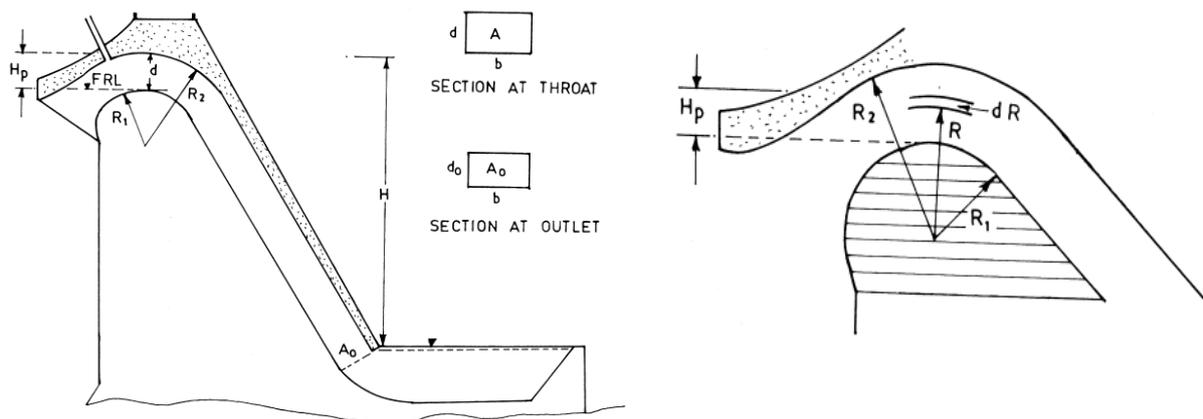


Figure IV.44 : dimensions d'un siphon

L'écoulement dans la section de gorge d'un siphon de selle peut être idéalisé comme un vortex libre, de sorte que :

$$R = V_1 R_1 = V_2 R_2 = \text{constant} \quad (\text{IV.106})$$

Avec :

V : Vitesse.

R : Rayon.

L'indice 1 se réfère aux quantités à la crête et l'indice 2 se réfère à la couronne du siphon.

$$V = V_1 \frac{R_1}{R} \quad (\text{IV.107})$$

En référence à la figure IV.7, la décharge à travers une zone élémentaire dA formée par une bande dR et la largeur de gorge b est :

$$Q_A = V_1 \frac{R_1}{R} dA = V_1 \frac{R_1}{R} b \cdot dR \quad (\text{IV.108})$$

Et donc

$$Q = \int_{R_1}^{R_2} V_1 \frac{R_1}{R} b \cdot dR = V_1 R_1 b \int_{R_1}^{R_2} \frac{dR}{R} = V_1 R_1 b \left[\ln \left(\frac{R_2}{R_1} \right) \right] \quad (\text{IV.109})$$

Depuis, la valeur maximale de V_1 est de 12 m/s ,

$$Q_{max} = 12R_1b \left[\ln \left(\frac{R_2}{R_1} \right) \right] \quad (IV.110)$$

Et la vitesse moyenne sera :

$$V_a = \frac{Q}{A} = \frac{12R_1b}{(R_2 - R_1)b} \left[\ln \left(\frac{R_2}{R_1} \right) \right] = \frac{12R_1}{(R_2 - R_1)} \left[\ln \left(\frac{R_2}{R_1} \right) \right] \quad (IV.111)$$

Cette vitesse doit être la même dans toutes les sections le long du baril de siphon, sauf en cas d'expansion ou de contraction de la section. Cependant, lorsque le siphon est plein, la vitesse est donnée par la hauteur totale H (du niveau du réservoir jusqu'au niveau de l'eau de queue ou du sommet de la section de sortie, selon le cas),

$$V = \mu \sqrt{2gH} \quad (IV.112)$$

Avec :

μ : Coefficient de siphon tenant compte de diverses pertes telles que l'admission, le frottement, la courbure, etc.

H : Différence de cotes

Si le baril de siphon est de section constante sans constriction ni expansion,

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{k}} = \frac{1}{\sqrt{(1 + k_i + k_f + k_b + \dots)}} \quad (IV.113)$$

Avec :

k_i, k_f, k_b : Les coefficients de perte pour l'entrée (inlet), le frottement (friction), la courbure (bend) et la sortie (outlet).

Il peut être nécessaire de limiter la tête d'une certaine manière pour empêcher V de dépasser la valeur spécifiée dans l'équation IV.28. Cela peut être fait soit en augmentant la perte de sortie en resserrant la section de sortie, soit en diminuant la hauteur totale en augmentant l'élévation de la sortie.

Lorsque la section de sortie est resserrée, la vitesse de sortie V_0 est donné par :

$$H = \frac{V_0^2}{2g} + \frac{V_a^2}{2g} (k_i + k_f + k_b + \dots) \quad (IV.114)$$

Où V_a est obtenu à partir de l'équation IV.28. La zone de sortie requise A_0 peut alors être calculé à partir de V_0 . La procédure ci-dessus peut également être représentée par une relation unique :

$$A_0 = \frac{Q}{V_0} = \frac{AV_a}{V_0} = \frac{A}{\sqrt{\frac{2gH}{V_a^2} - (k_i + k_f + k_b + \dots)}} \quad (\text{IV.115})$$

La décharge dans le siphon en volute peut également être calculée de la même manière en supposant que le flux entrant dans l'entonnoir au niveau de la lèvres (Fig. IV.8) emprunte un chemin circulaire (Govind Rao 1956).

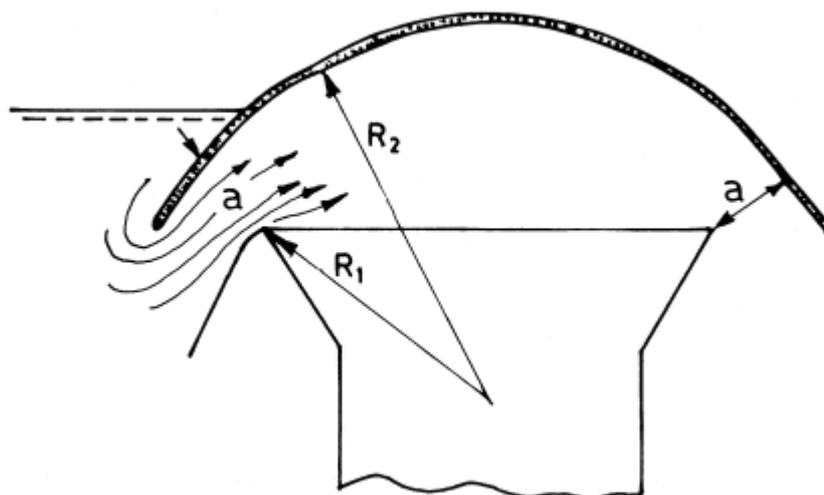


Figure IV.45 : Calcul de la décharge dans un siphon à volute

$$Q = C_d \cdot a \cdot \frac{V_1 R_1 \left[\ln \left(\frac{R_2}{R_1} \right) \right]}{R_2 - R_1} \quad (\text{IV.116})$$

Avec :

C_d : Coefficient de décharge. $\Rightarrow C_d \approx 0.7 \div 0.85$

a : Section.

Si l'aire à la section de sortie est A_0 et H est la tête de commande disponible,

$$Q = C_d \cdot A_0 \cdot \sqrt{2gH} \quad (\text{IV.117})$$

Ackers et.al. (1975) ont résumé les caractéristiques de décharge sous une forme non dimensionnelle comme le montre la Figure IV.9, applicable à tous les siphons à régulation d'air. Initialement, le débit

augmente lentement par rapport à la tête en amont. Lors de l'amorçage, la courbe s'aplatit, représentant une large plage de décharge pour une petite différence de tête.

Il s'agit de la plage dans laquelle le siphon fonctionnera en s'écoulant plein de mélange air-eau, jusqu'à ce que le niveau en amont tombe en dessous de la tête d'amorçage. Pour éviter la chasse, il est souhaitable que la courbe de la plage de fonctionnement augmente doucement.

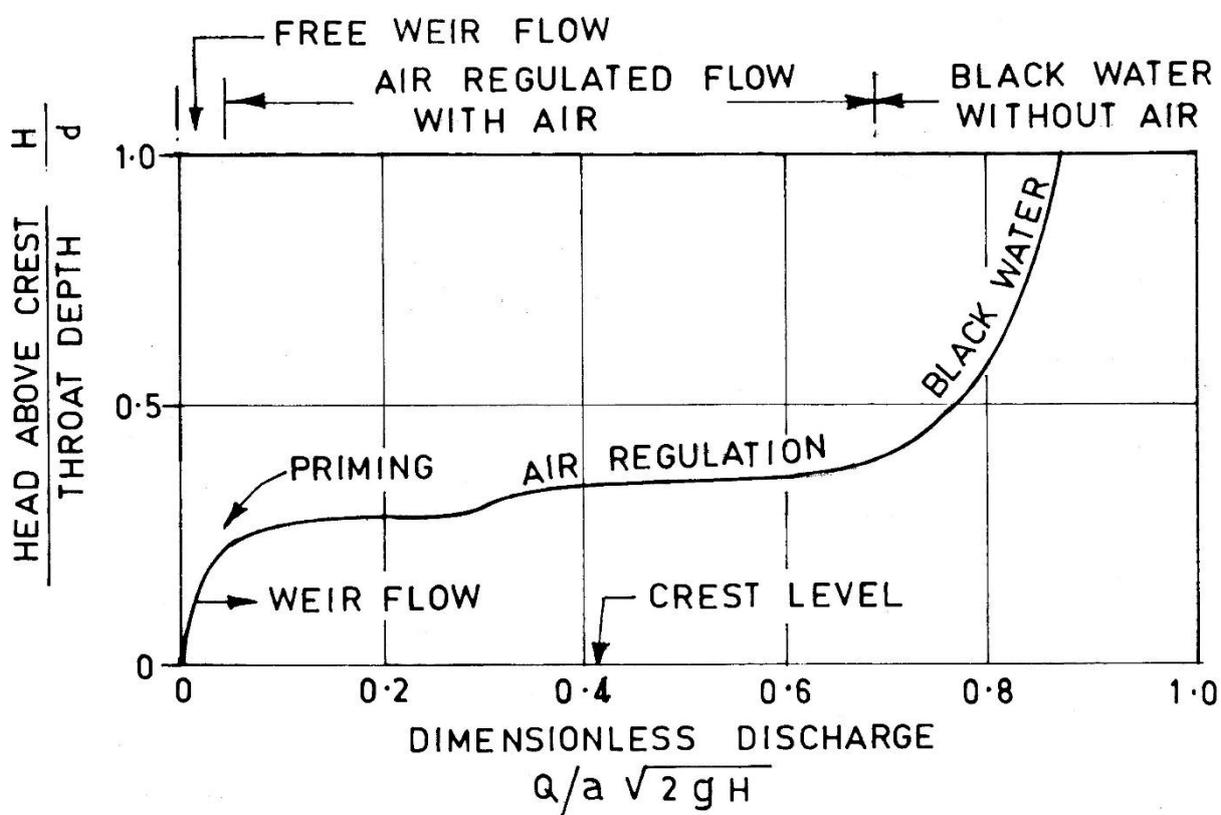


Figure IV.46 : Caractéristiques de décharge d'un siphon à régulation d'air. (Ackers et al.1975)

Augmentation de la décharge. Si le niveau en amont s'élève au-delà de cette plage de fonctionnement, le siphon ira à l'eau noire (un terme utilisé pour définir le débit sans air), lorsque le débit augmentera proportionnellement à seulement \sqrt{H} . Généralement, le siphon doit être conçu de telle sorte que la condition de l'eau noire ne soit pas atteinte.

Pour notre cas pour éviter la condition de l'eau noire on fixe la valeur

IV.3.5 Dimensionnement du siphon

Pour notre cas on va choisir différentes sections de siphon pour qu'on puisse à la suite calculer le nombre d'unités à poser et vérifier la condition de non cavitation, les résultats sont regroupés dans le tableau suivant.

- **Données de départ :**

- Le débit à évacuer : $Q = 350.06 \text{ m}^3/\text{s}$
- La charge déversante : $H_d = 2.34 \text{ m}$
- Niveau NNR : $NNR = 1028.473 \text{ mNGA}$
- Niveau des PHE : $NPHE = 1030.813 \text{ mNGA}$
- Côte de section de sortie : $C_{ss} = 1013.473 \text{ mNGA}$
- Différence de côtes : $H = 15 \text{ m}$
- Coefficient de siphon : $\mu = 0.75$

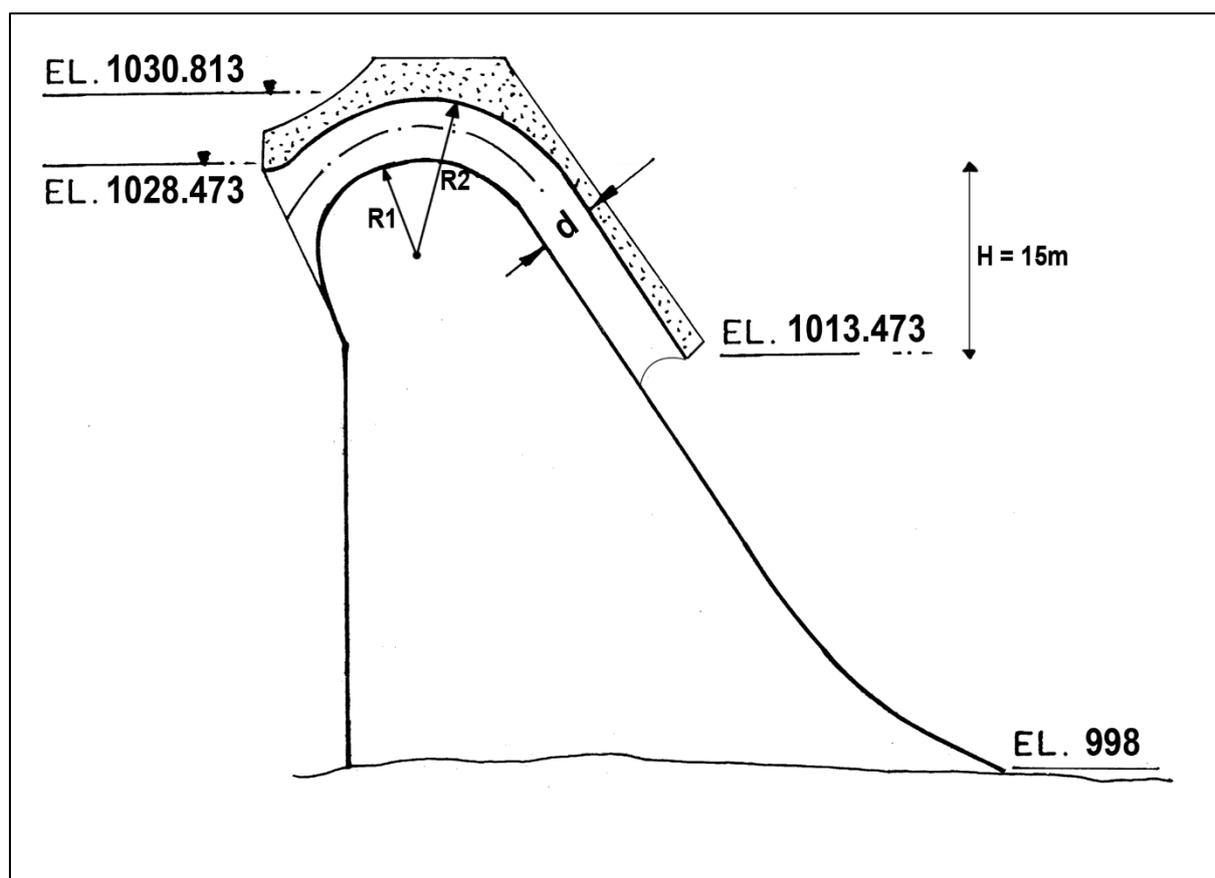


Figure IV.47 : schéma explicatif du siphon avec les données de calculs

Chapitre IV : ETUDE DES VARIANTES

Tableau IV.49 : Résultats de calcul de déférentes de siphon

Section d'entrée		S	R ₁	R ₂	V	V _a	Q	Q _a	Remarque	A ₀	V ₀	Section de sortie		N° unité
b	d											b	d	
3	2,5	7,5	5	7,5	12,866	9,731	96,498	72,98372	Cavitation	6,503189	11,22276	3	2,16773	4,8
	2,75	8,25	5	7,75	12,866	9,562	106,148	78,88589	Cavitation	6,872516	11,47846		2,290839	4,4
	3	9	5	8	12,866	9,400	115,797	84,60065	Cavitation	7,222358	11,71372		2,407453	4,1
	3,25	9,75	5	8,25	12,866	9,245	125,447	90,13955	Cavitation	7,555073	11,931		2,518358	3,9
	3,5	10,5	5	8,5	12,866	9,096	135,097	95,51309	Cavitation	7,87259	12,13236		2,624197	3,7
	3,75	11,25	5	8,75	12,866	8,954	144,747	100,7308	Cavitation	8,176508	12,31954		2,725503	3,5
	4	12	5	9	12,866	8,817	154,397	105,8016	Cavitation	8,468166	12,49404		2,822722	3,3
3,5	2,5	8,75	5	7,5	12,866	9,731	112,581	85,14767	Cavitation	7,587054	11,22276	3,5	2,16773	4,1
	2,75	9,625	5	7,75	12,866	9,562	123,839	92,03354	Cavitation	8,017936	11,47846		2,290839	3,8
	3	10,5	5	8	12,866	9,400	135,097	98,70076	Cavitation	8,426084	11,71372		2,407453	3,5
	3,25	11,375	5	8,25	12,866	9,245	146,355	105,1628	Cavitation	8,814252	11,931		2,518358	3,3
	3,5	12,25	5	8,5	12,866	9,096	157,613	111,4319	Cavitation	9,184689	12,13236		2,624197	3,1
	3,75	13,125	5	8,75	12,866	8,954	168,871	117,5193	Cavitation	9,539259	12,31954		2,725503	3,0
	4	14	5	9	12,866	8,817	180,129	123,4352	Cavitation	9,879527	12,49404		2,822722	2,8
4	2,5	10	5	7,5	12,866	9,731	128,664	97,31163	Cavitation	8,670919	11,22276	4	2,16773	3,6
	2,75	11	5	7,75	12,866	9,562	141,530	105,1812	Cavitation	9,163355	11,47846		2,290839	3,3
	3	12	5	8	12,866	9,400	154,397	112,8009	Cavitation	9,62981	11,71372		2,407453	3,1
	3,25	13	5	8,25	12,866	9,245	167,263	120,1861	Cavitation	10,07343	11,931		2,518358	2,9
	3,5	14	5	8,5	12,866	9,096	180,129	127,3508	Cavitation	10,49679	12,13236		2,624197	2,7
	3,75	15	5	8,75	12,866	8,954	192,996	134,3078	Cavitation	10,90201	12,31954		2,725503	2,6
	4	16	5	9	12,866	8,817	205,862	141,0688	Cavitation	11,29089	12,49404		2,822722	2,5

Chapitre IV : ETUDE DES VARIANTES

Tableau IV.50 : Résultats de calcul de déférentes de siphon (suite et fin)

Section d'entrée		S	R ₁	R ₂	V	V _a	Q	Q _a	Remarque	A ₀	V ₀	Section de sortie		N° unité
b	d											b	d	
4,5	2,5	11,25	5	7,5	12,866	9,731	144,747	109,4756	Cavitation	9,754784	11,22276	4,5	2,16773	3,2
	2,75	12,375	5	7,75	12,866	9,562	159,221	118,3288	Cavitation	10,30877	11,47846		2,290839	3,0
	3	13,5	5	8	12,866	9,400	173,696	126,901	Cavitation	10,83354	11,71372		2,407453	2,8
	3,25	14,625	5	8,25	12,866	9,245	188,171	135,2093	Cavitation	11,33261	11,931		2,518358	2,6
	3,5	15,75	5	8,5	12,866	9,096	202,645	143,2696	Cavitation	11,80889	12,13236		2,624197	2,4
	3,75	16,875	5	8,75	12,866	8,954	217,120	151,0963	Cavitation	12,26476	12,31954		2,725503	2,3
	4	18	5	9	12,866	8,817	231,595	158,7024	Cavitation	12,70225	12,49404		2,822722	2,2
5	2,5	12,5	5	7,5	12,866	9,731	160,830	121,6395	Cavitation	10,83865	11,22276	5	2,16773	2,9
	2,75	13,75	5	7,75	12,866	9,562	176,913	131,4765	Cavitation	11,45419	11,47846		2,290839	2,7
	3	15	5	8	12,866	9,400	192,996	141,0011	Cavitation	12,03726	11,71372		2,407453	2,5
	3,25	16,25	5	8,25	12,866	9,245	209,079	150,2326	Cavitation	12,59179	11,931		2,518358	2,3
	3,5	17,5	5	8,5	12,866	9,096	225,162	159,1885	Cavitation	13,12098	12,13236		2,624197	2,2
	3,75	18,75	5	8,75	12,866	8,954	241,245	167,8847	Cavitation	13,62751	12,31954		2,725503	2,1
	4	20	5	9	12,866	8,817	257,328	176,336	Cavitation	14,11361	12,49404		2,822722	2,0

D'après le tableau précédant on opte pour une section d'entrée de $(3.5m \times 3.75m)$ et une section de sortie de $(3.5m \times 2,73m)$ ce qui nous donne trois (3) unités à placer.

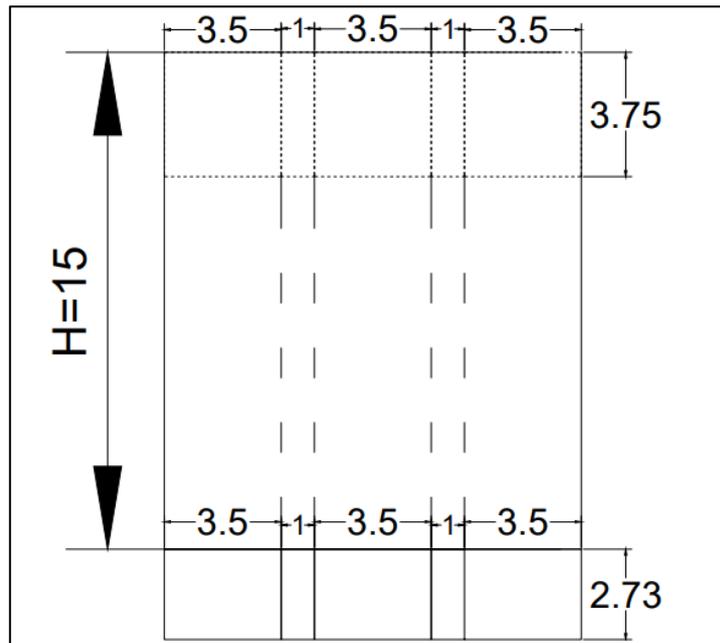


Figure 48 : Vue en arrière du siphon

IV.3.6 Coursier

Le coursier est un ouvrage de raccordement, sa fonction est de conduire l'eau au dissipateur d'énergie. Pour assurer de bonnes conditions de l'écoulement (écoulement régulier) il est conseillé de lui donner une section rectangulaire.

Pour cette variable, le coursier est composé d'une seule partie qu'a une forte pente de 70 %, une longueur de 22 m et un largeur de 12.5 m.

- **Données de départ**

Les données de départ sont mentionnées dans le tableau suivant

Tableau IV.51 : Différents paramètres initiales de calcul de la ligne d'eau.

$Q(m^3/s)$	<i>Manning</i>	$I(m/m)$	$h_n(m)$	$h_c(m)$	$L(m)$	$B(m)$
350.06	0.013	0.70	0.77	2.58	22	12.5

a- Calcul de la ligne d'eau

- **Méthode indirecte d'intégration numérique**

Cette méthode est une solution de l'équation différentielle du mouvement pour les canaux prismatiques, l'équation à résoudre, en considérant $\frac{dQ}{dx} = 0$, est :

$$dy/dx = (S_0 - S_f)/(1 - Fr^2) \quad (IV.118)$$

Avec :

S_0 : La pente du fond.

S_f : La pente de la ligne d'énergie.

Fr : Le nombre de Froude.

En tenant compte de l'hypothèse que la pente de la ligne d'énergie S_f peut être calculée pour chaque profondeur en utilisant l'équation de Manning. L'équation devient en différences finies :

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_0 - (n^2 Q^2)/(A^2 R^{4/3})}{1 - (Q^2 B)/(g A^3)} \quad (IV.119)$$

Avec :

n : Coeff. de rugosité (0.013).

Q : Le débit.

B : La largeur.

A : La section transversale.

R : Le rayon hydraulique.

On donne des valeurs arbitraires à y_i et on calcule la distance Δx correspondante aux profondeurs y_i , et on calcule la profondeur moyenne : $y_{moy} = \frac{y_i + y_{i+1}}{2}$.

Cette valeur permet de calculer la section mouillée moyenne et le rayon hydraulique moyen, on calcule Δx à chaque valeur de y_i , utilisant y_{moy} , et on l'ajoute à Δx cumulés jusqu'à cette étape si la somme est supérieure à la longueur L , et on continue avec une valeur de $y'_i < y_i$ jusqu'à trouver la somme de Δx égal à la longueur L de coursier.

Dans notre cas toujours $y_i < y_0$ (courbe de remous type S2).

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.52 : Calcul de la ligne d'eau dans le coursier

y (m)	y_{moy} (m)	S_{moy} (m ²)	P_{moy} (m)	R_{moy} (m)	Fr^2	$1 - Fr^2$	$\frac{n^2 Q^2}{A^2 R^{4/3}}$	$10 - \frac{n^2 Q^2}{A^2 R^{4/3}}$	Δx (m)	L (m)
2,58										
2,48	2,53	31,625	17,560	1,801	5,223	-4,223	0,010	0,690	-0,612	0
2,38	2,43	30,375	17,360	1,750	5,894	-4,894	0,011	0,689	-0,711	1
2,28	2,33	29,125	17,160	1,697	6,686	-5,686	0,013	0,687	-0,827	2
2,18	2,23	27,875	16,960	1,644	7,627	-6,627	0,015	0,685	-0,967	3
2,08	2,13	26,625	16,760	1,589	8,752	-7,752	0,017	0,683	-1,134	4
1,98	2,03	25,375	16,560	1,532	10,110	-9,110	0,019	0,681	-1,338	5
1,88	1,93	24,125	16,360	1,475	11,765	-10,765	0,022	0,678	-1,589	7
1,78	1,83	22,875	16,160	1,416	13,801	-12,801	0,026	0,674	-1,900	8
1,68	1,73	21,625	15,960	1,355	16,335	-15,335	0,031	0,669	-2,293	11
1,58	1,63	20,375	15,760	1,293	19,530	-18,530	0,037	0,663	-2,797	14
1,48	1,53	19,125	15,560	1,229	23,615	-22,615	0,045	0,655	-3,455	17
1,2	1,34	16,75	15,180	1,103	35,152	-34,152	0,068	0,632	-5,408	22

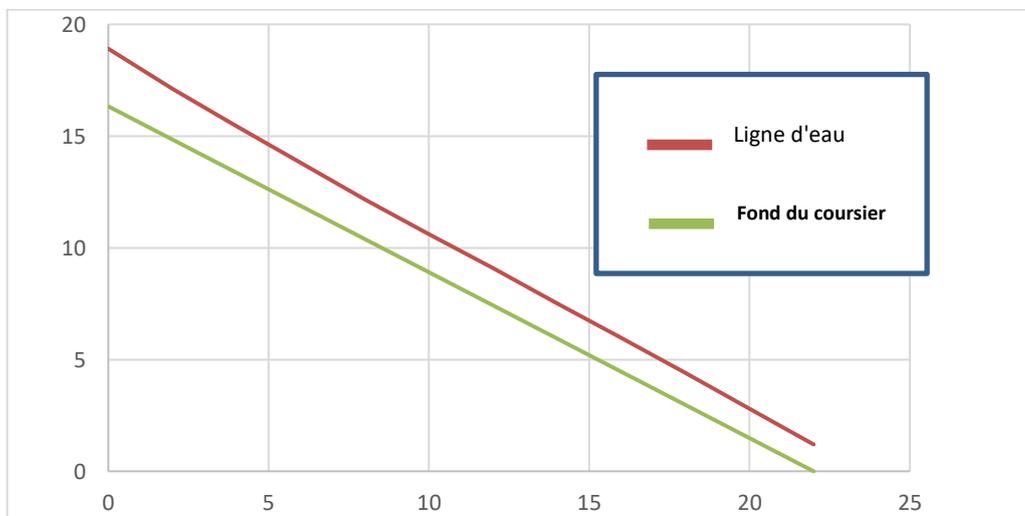


Figure IV.49 : La ligne d'eau par rapport au fond du coursier

b- Détermination de la hauteur des murs bajoyers

Les hauteurs des murs bajoyers sont déterminées comme suit :

$$H_{baj} = H + R \tag{IV.120}$$

Avec :

H : Le tirant d'eau.

R : La revanche donnée par la formule suivante :

$$R = 0.06 + 0.05 \times V \times H^{1/3} \tag{IV.121}$$

V : La vitesse d'écoulement.

Et d'après la ligne d'eau les hauteurs des murs varient dans chaque tronçon de coursier en fonction de la profondeur d'eau et la vitesse de l'écoulement.

Le calcul des hauteurs des murs sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.53 : Hauteur des murs bajoyers dans le coursier.

L (m)	H (m)	V (m/s)	R (m)	H_{baj}
0	2,58	10,85457	0,804371	3,38
2	2,28	12,28281	0,868312	3,15
4	2,08	13,46385	0,919331	3,00
6	1,93	14,51026	0,963298	2,89
8	1,78	15,73303	1,013358	2,79
10	1,71	16,34839	1,038057	2,75
12	1,659	16,88053	1,059167	2,72
14	1,58	17,72456	1,092201	2,67
16	1,513	18,50945	1,122453	2,64
18	1,424	19,66629	1,166273	2,59
20	1,312	21,34512	1,228369	2,54
22	1,2	23,33733	1,299981	2,50

c- Vérification des phénomènes d'aération et les vagues roulantes le long du coursier

• Aération de coursier

L'écoulement à grande vitesse dans le coursier présent un risque élevé de dégâts liés à l'érosion du fond suit à la cavitation, le phénomène d'aération commence à partir d'une section où $V > V_{cr}$.

V_{cr} : La vitesse critique est donnée par la relation suivante :

$$V_{cr} = 6.63 \times \sqrt{g \cdot R \cdot \cos \theta} \times \sqrt{1 + \frac{0.0011}{R^2} \times \left(1 + \frac{8.71 \times n}{R^{1/6}}\right)} \quad (\text{IV.122})$$

Avec :

θ : Angle d'inclinaison du radier du coursier. $\Rightarrow I = 70\% \Rightarrow \theta = 35^\circ$

R : Rayon hydraulique.

n : Coefficient de rugosité. $\Rightarrow n = 0.013$

Le calcul de V_{cr} pour chaque section dans le coursier est représenté dans le tableau suivant :

Tableau IV.54 : Vérification de phénomène d'aération dans le coursier.

Section	Y	R	$V(m/s)$	$V_{cr}(m/s)$	$V_{cr} > V$
0	2,58	1,826161	10,85457	28,00122	Vérifier
1	2,48	1,775487	11,29226	27,62231	Vérifier
2	2,38	1,723638	11,76672	27,22887	Vérifier
3	2,28	1,670574	12,28281	26,8199	Vérifier
4	2,18	1,616251	12,84624	26,39432	Vérifier
5	2,08	1,560624	13,46385	25,95089	Vérifier
6	1,98	1,503645	14,14384	25,48826	Vérifier
7	1,88	1,445264	14,89617	25,00489	Vérifier
8	1,78	1,38543	15,73303	24,49904	Vérifier
9	1,68	1,324086	16,66952	23,96874	Vérifier
10	1,58	1,261175	17,72456	23,41174	Vérifier
11	1,48	1,196636	18,92216	22,82542	Vérifier
12	1,2	1,006711	23,33733	20,99973	Non vérifier

La condition est vérifiée dans toutes les sections sauf la dernière, pour éviter le phénomène de l'écoulement aéré et non apparition des vagues roulantes dans la dernière section il faut que la condition $V_{cr} > V = 23.337 m/s$ soit vérifié, pour cela le coefficient de rugosité doit être supérieure à 0.0275.

IV.3.7 Bassin de dissipation

Pour cette variante l'écoulement dans le siphon atteint une vitesse élevée ce débit à haute vitesse peut endommager, par son importante quantité d'énergie cinétique le lit naturel de la rivière, la seule manière de contrôler l'écoulement à haute vitesse est de dissiper une partie de l'énergie mécanique et d'obtenir avec le bassin de dissipation un écoulement à vitesse convenable dans le lit de la rivière.

D'après les tests réalisés par l'USBR « The Bureau of Réclamation » : le bassin de dissipation le plus favorable dépend du type de ressaut.

Tableau IV.55 : Choix du type de bassin de dissipation selon l'USBR

Fourchette du nombre de Froude	Type de ressaut hydraulique
$1 \leq Fr \leq 1.7$	Ressaut ondulé
$1.7 \leq Fr \leq 2.5$	Ressaut faible de petites apparitions en surface
$2.5 \leq Fr \leq 4.5$	Ressaut oscillant
$4.5 \leq Fr \leq 9$	Ressaut stable
$Fr \geq 9$	Ressaut fort (écoulement très turbulent)

$Y_1 = 1.2 m$ à la fin du coursier

a- Calcul de la vitesse à l'entrée du dissipateur V_1 (m) :

$$v_1 = \frac{q}{Y_1} \quad (\text{IV.123})$$

AN:
$$v_1 = \frac{350.06/12.5}{1.2} \Rightarrow v_1 = 23.34 \text{ m/s}$$

b- Calcul du nombre de Froude à l'entrée du dissipateur Fr_1 :

$$Fr_1 = \frac{v_1}{\sqrt{g \cdot Y_1}} \quad (\text{IV.124})$$

AN:
$$Fr_1 = \frac{23.34}{\sqrt{9.81 \times 1.2}} \Rightarrow Fr_1 = 6.80$$

D'après le tableau IV.56 alors les ressaut est stable.

c- Choix du type de dissipateur :

Le type du bassin de dissipation est en fonction de nombre de Froude et de la vitesse d'écoulement à l'entrée du bassin. Selon la classification USBR il y a trois types :

- Si ($2,5 < Fr_1 < 4,5$) le saut est oscillant ; on conçoit un dissipateur de type I.
- Si ($Fr_1 > 4,5$) le saut est stable, alors :
 - Si ($v_1 < 15 \text{ m/s}$), on conçoit un dissipateur de type II.
 - Si ($v_1 > 15 \text{ m/s}$), on conçoit un dissipateur de type III.

Dans notre cas il faut concevoir un bassin de type III ($v_1 = 23.34 \text{ m/s}$; et ; $Fr_1 = 6.80$)

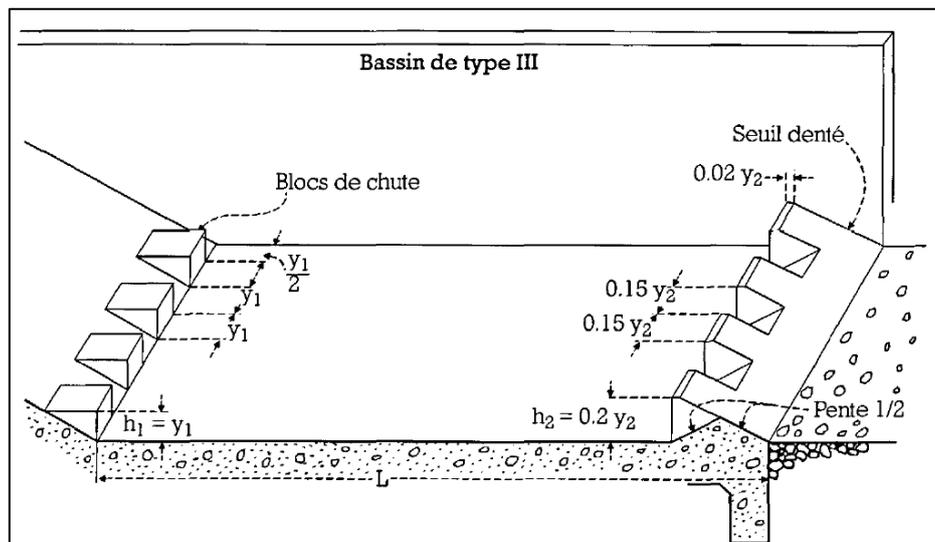


Figure IV.50 : Schéma de bassin de dissipation USBR type III (Design of small dams, 1987)

d- Conception d'un dissipateur de Type III ($Fr_1 > 4.5$; $v_1 > 15$ m/s)

Les données suivantes ont été tirées depuis l'abaque de calcul réalisé par l'USBR (Annexe II. 4)

- **La hauteur conjuguée de (Y_1) :**

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1 \right) \quad (IV.125)$$

AN :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 9.13 \quad \Rightarrow \quad Y_2 = 10.956 \text{ m}$$

- **La longueur des dissipateurs (L_m) :**

$$\frac{L}{Y_2} = 4.1 \quad \Rightarrow \quad L = 44.92 \text{ m}$$

On prend : **$L = 45$ m**

- **Dimensionnement des dents défectrices (ou bloc de chute)**

Tableau IV.57 : Dimensions des dents défectrices

Grandeur	Symbole	Formule	Valeur (m)
Hauteur	h_1	y_1	1.2
Épaisseur	e_1	y_1	1.2
Espacement entre les dents	a_1	y_1	1.2
Nombre de dents	n	$\frac{b}{2y_1}$	5.20

- **Dimensionnement du seuil denté**

Tableau IV.58 : Dimensions des dents du seuil terminal

Grandeur	Symbole	Formule	Valeur (m)
Hauteur	h_2	$0.2 \times y_2$	2.2
Épaisseur	e_2	$0.15 \times y_2$	1.65
Espacement entre les dents	a_2	$0.15 \times y_2$	1.65
Larguer en crête	e'_2	$0.02 \times y_2$	$0.22 \approx 0.25$
Nombre de dents	n	$\frac{b}{2h_2}$	3

IV.3.8 Canal de fuite

Le canal de fuite fait suite directement au bassin de dissipation, il sert à conduire l'eau jusqu'au cours d'eau naturel.

Le canal de fuite projeté est de section rectangulaire de largeur $b = 12.5 \text{ m}$, fruits des talus $m = 1$.

- **La hauteur critique**

Elle donnée par la relation suivante :

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 \times \sigma_{cr}^2\right) \times K \quad (\text{IV.126})$$

Avec :

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \times b^2}} \quad (\text{IV.127})$$

$$\sigma_{cr} = \frac{K \times m}{b} \quad (\text{IV.128})$$

AN :

$$K = \sqrt[3]{\frac{350.06^2}{9.81 \times 12.5^2}} \Rightarrow K = 4.31$$

$$\sigma_{cr} = \frac{4.31 \times 1}{12.5} \Rightarrow \sigma_{cr} = 0.34$$

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{0.34}{3} + 0.015 \times 0.34^2\right) \times 4.31 \Rightarrow h_{cr} = 3.83 \text{ m}$$

- **La pente critique**

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \times C_{cr}^2 \times R_{cr}} \quad (\text{IV.129})$$

Avec :

La surface mouillée $S_{cr} = b \times h_{cr}$

Le rayon hydraulique $R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} \quad ; \quad P_{cr} = b + h_{cr} \times \sqrt{1 + m^2}$

Coefficient de Chézy $C_{cr} = \frac{1}{n} \times R_{cr}^{1/6}$

AN :

$$P_{cr} = 12.5 + 3.83 \times \sqrt{1 + 1^2} \Rightarrow P_{cr} = 17.92$$

$$S_{cr} = 12.5 \times 3.83 \Rightarrow S_{cr} = 47.88$$

$$R_{cr} = \frac{47.88}{17.92} \Rightarrow R_{cr} = 2.67$$

$$C_{cr} = \frac{1}{0.013} \times 2.67^{1/6} \Rightarrow C_{cr} = 90.6$$

$$I_{cr} = \frac{350.06^2}{47.88^2 \times 90.6^2 \times 2.67} \Rightarrow I_{cr} = 0.24\%$$

- **La profondeur normale**

Par itérations, la profondeur normale est :

$$h_n = 3.46 \text{ m}$$

- **La vitesse dans le canal**

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m \times h_n^2 + b \times h_n} = \frac{350.06}{1 \times 3.46^2 + 12.5 \times 3.46} \Rightarrow V = 6.34 \text{ m/s}$$

Le sol du canal est constitué par des blocs d'alluvions grossiers. La vitesse admissible correspondante à ce type de sol est : $V_{adm} = 1.80 \div 2.20 \text{ m/s}$. Pour réduire la vitesse, on augmente la section d'écoulement ou on crée une perte de charge par des roches de dimensions entre 800 et 1000 mm.

Conclusion

Nous arrivons à conclure que les deux variantes sont réalisables techniquement et hydrauliquement, mais il est très difficile de construire qu'à poser un évacuateur de crues en siphon car il nécessite une main d'œuvre très qualifiée d'un côté, et de l'autre, il présente un coût d'exécution élevé. Pour cela, nous choisissons de continuer l'étude avec l'évacuateur de crues central à profil CREAGER.

Introduction

L'évacuateur de crue est soumis à différentes charges et sollicitations, dans le présent chapitre, nous allons calculer la stabilité et le ferrailage des éléments de l'évacuateur de crues afin qu'il résiste aux différentes charges exercées : la poussée hydrostatique de l'eau, le poids propre de la structure..., etc.

L'évacuateur de crues sera construit en béton armé. Le béton se compose de : l'eau, les granulats (sable et gravier), ciment et adjuvants qui sont des produits chimiques qui peuvent jouer différents rôles : ça pourra être des fluidifiant, retardataire de prise et accélérateurs de prise, ou super plastifiant. Ces produits peuvent aussi améliorer la performance du béton destiné aux ouvrages hydrotechniques.

V.1. Etude de stabilité

Le calcul de la stabilité c'est une étape nécessaire pour connaître si l'ouvrage est stable ou non durant tout leur délai de service.

L'étude de stabilité au renversement et au glissement est faite sur une tranche des blocs de l'évacuateur de crues.

V.1.1. Stabilité de déversoir

a) Prédimensionnement de l'ouvrage

• **Données de départ :**

La hauteur de pelle : $P = 30.473 \text{ m}$

La hauteur déversante (le cas le plus défavorable) : $h = 2.34 \text{ m}$

La hauteur d'eau en amont : $H_1 = h + P = 2.34 + 30.473 = 32.813 \text{ m}$

• **Avant radier**

Tableau V.59 : dimensions d'avant radier

	Symbol	Formule	Valeur
Longueur	L_{ar}	$(0 \div 2)H_1$	30.95 m
Épaisseurs	t_{ar1}	$H_1 < 5 \text{ m}$	$(0.4 \div 0.5) \text{ m}$
		$5 < H_1 < 10 \text{ m}$	$(0.5 \div 0.6) \text{ m}$
		$H_1 > 10 \text{ m}$	0.75 m
	t_{ar2}	$0.75 + 0.05H_1$	2.39 m

• Radier

Tableau V.60 : dimensions du radier

	Symbol	Formule	Valeur
Longueur	L_r	$(1.25 \div 2.5)H_1$	26.549 m
Épaisseurs	t_{r1}	$(0.25 \div 0.3)H_1$	8.20 m
	t_{r2}	$(0.13 \div 0.15)H_1$	4.92 m

• Enrage

Tableau V.61 : Dimensions des enrages

Symbol	Formule	Valeur
S_1	$(4 \div 7)m$	4 m
S_2	t_{r2}	4.92 m
S_p	$0.04 \times (16.41 + 41.02)$	2.3 m

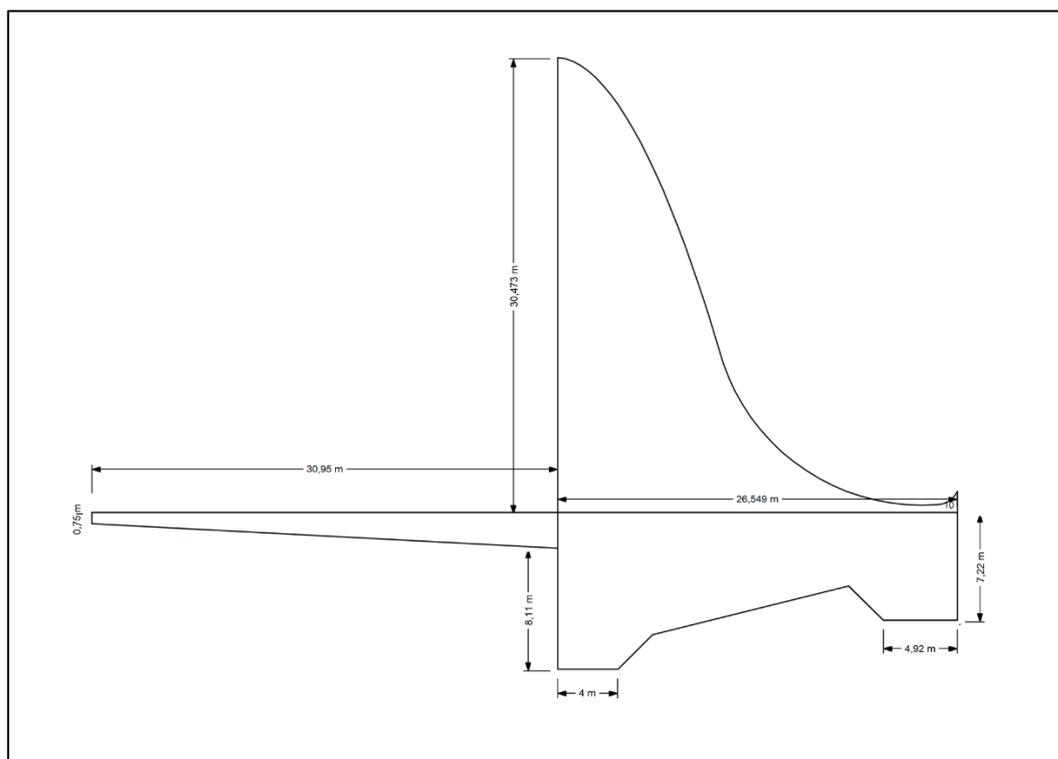


Figure V.51 : Prédimensionnement du déversoir

b) Etude d'infiltration de l'ouvrage par la méthode graphique

Cette méthode suit une construction d'un réseau hydrodynamique qui consiste à déterminer les paramètres de l'écoulement souterrain, il est fondé sur le principe du tracé du réseau hydrodynamique en divisant en carré curviligne.

La construction du réseau hydrodynamique s'avère, parmi la méthode les plus faciles et pratique a détermine les paramètres de l'écoulement souterrain. Ce procédé graphique est fondé sur le principe du tracé du réseau, en le divisant figures géométrique (carrés curvilignes).

Pour la construction du réseau on doit utiliser les conditions d'orthogonalités, ainsi que la propriété de conservation du module des mailles et leurs formes.

La déterminer de tous les paramètres de l'écoulement de filtration : les sous pressions, le gradient hydraulique les vitesses et les débits dans n'importe quel point de la zone de filtration.

La construction du réseau d'écoulement par le procédé graphique est fondée sur le principe d'après lequel on peut construire seulement une seule espèce du contour souterrain du radier général

Dans ce réseau d'écoulement on a :

a- Les lignes de courant de l'écoulement souterrain vont du bief amont vers le bief aval
Dont le contour souterrain de l'ouvrage constitue, la première ligne de courant est le contour souterrain du radier général, et le substratum c'est la dernière ligne de courant, et l'espace entre deux lignes de courant forme une bande de débit

b- Les lignes équipotentiels vont de l'ouvrage vers le substratum, de telle façon que la zone de filtration divisée en lignes de courant et les lignes de pression égales en carrées curvilignes, dont les quelles les lignes moyennes sont égales ($\nabla H = \nabla S$) et les angles sont droits.

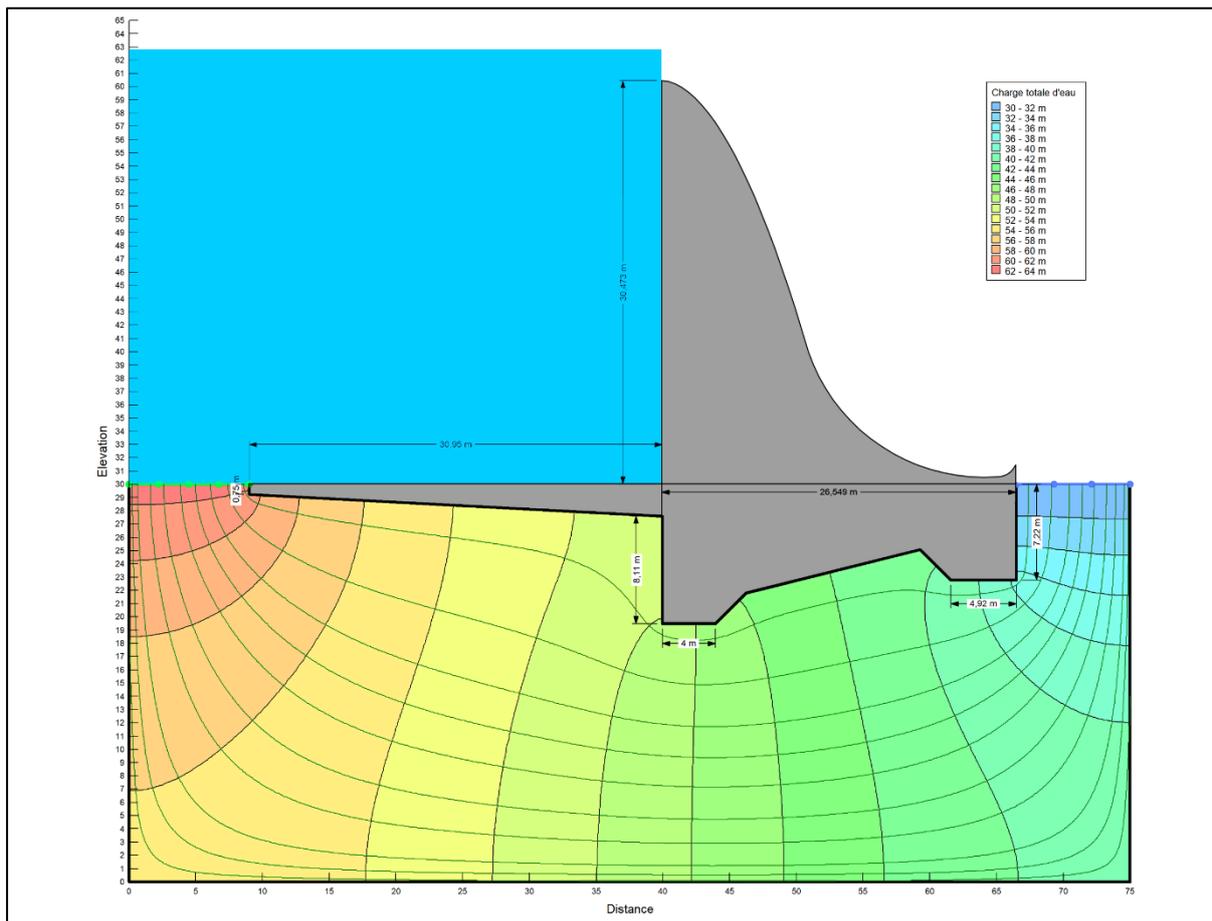


Figure V.52 : Réseau d'écoulement souterrain selon TERZAGUI

c) Calcul des paramètres de l'écoulement souterrain

Le rapport entre la quantité de bandes de débits N_d et le nombre de bandes de pression N_p s'appelle module de réseau, c'est-à-dire :

$$M = \frac{N_d}{N_p} \tag{V.130}$$

Avec :

M : Module de réseau.

N_d : Nombre de bandes de débit. $\Rightarrow N_d = 10$

N_p : Nombre de bandes de pression. $\Rightarrow N_p = 17$

AN :

$$M = \frac{10}{17} \Rightarrow M = 0.588$$

La perte de charge (pression) dans chaque bande de pression est :

$$\Delta H = \frac{H}{N_p} \quad (\text{V.131})$$

Avec :

ΔH : Pertes de pression (m).

AN :

$$\Delta H = \frac{4.57}{17} \Rightarrow \Delta H = 0.269 \text{ m}$$

d) Calcul du gradient moyen de l'écoulement

Le gradient moyen de l'écoulement à n'importe quelle maille est en conformité avec de la chute de pression entre les équipotentielles, égale à ΔH et la distance entre celles-ci est ΔL et on définit le gradient comme suit :

$$I_{moy} = \frac{\Delta H}{\Delta L} = \frac{H}{N_p \cdot \Delta L} \quad (\text{V.132})$$

Avec :

ΔH : Chutte de pression entre les équipotentielles.

ΔL : Distance entre deux lignes équipotentielles.

À travers de cette expression on constate que la variation du gradient dans le réseau est strictement liée à la grandeur ΔL .

AN :

$$I_{moy} = \frac{4.57}{17 \times 10} \Rightarrow I_{moy} = 0.03 < I_{adm} = 0.15 \text{ (Pas de risque d'érosion)}$$

e) Calcul du débit d'infiltration

Le **débit spécifique** à travers une bande de débit :

$$q = K \cdot H \cdot \frac{N_d}{N_p} \quad (\text{V.133})$$

Et le débit d'infiltration :

$$Q = K \cdot H \cdot \frac{N_d}{N_p} \cdot B \quad (\text{V.134})$$

Avec :

q : Débit spécifique $\frac{m^3}{j.ml}$.

B : Largeur de l'ouvrage en (m). $\Rightarrow B = 45 \text{ m}$

K : Coefficient de perméabilité m/j . $\Rightarrow K = 0.269 \text{ m}$

AN :

$$Q = 8 \times 10^{-2} \times 28.243 \times \frac{10}{17} \times 45 \Rightarrow Q = 59.809 \text{ m}^3/\text{j}$$

f) Calcul des forces

• **Poids du déversoir**

$$P_b = \gamma_b \times S_d \times L_s \quad (\text{V.135})$$

Avec :

$$\gamma_b : \text{Poids volumique du béton.} \Rightarrow \gamma_b = 2.4 \text{ T/m}^3$$

$$S_d : \text{Section du déversoir.} \Rightarrow S_d = 544.733 \text{ m}^2$$

$$L_s : \text{Largeur de tranche.} \Rightarrow L_s = 1 \text{ m}$$

AN:

$$P_b = 2.4 \times 544.733 \times 1 \Rightarrow P_b = 1307.359 \text{ Tf}$$

• **Poids de l'eau en amont**

$$P_w = \gamma_w \times S_w \times L_s \quad (\text{V.136})$$

Avec :

$$\gamma_w : \text{Poids volumique de l'eau.} \Rightarrow \gamma_w = 1 \text{ T/m}^3$$

$$S_w : \text{Surface de l'eau en amont.} \Rightarrow S_w = 30.95 \times 32.813 = 1015.56 \text{ m}^2$$

AN :

$$P_w = 1 \times 1015.56 \times 1 \Rightarrow P_w = 1015.56 \text{ Tf}$$

• **Force hydrostatique amont**

$$F_h^{am} = \frac{1}{2} \times \gamma_w \times H_{am}^2 \times L_s \quad (\text{V.137})$$

Avec :

$$\gamma_w : \text{Poids volumique de l'eau.} \Rightarrow \gamma_w = 1 \text{ T/m}^3$$

$$H_{am} : \text{Hauteur d'eau amont.} \Rightarrow H_{am} = 32.813 \text{ m}$$

AN:

$$F_h^{am} = \frac{1}{2} \times 1 \times 32.813^2 \times 1 \Rightarrow F_h^{am} = 538.346 \text{ Tf}$$

- **Force hydrostatique aval**

$$F_h^{av} = \frac{1}{2} \times \gamma_w \times H_{av}^2 \times L_s \quad (\text{V.138})$$

Avec :

$$H_{av} : \text{Hauteur d'eau à l'aval.} \Rightarrow H_{av} = 4.57 \text{ m}$$

AN:

$$F_h^{av} = \frac{1}{2} \times 1 \times 4.57^2 \times 1 \Rightarrow F_h^{av} = \mathbf{10.442 Tf}$$

- **Force des sous pressions**

$$W_T = W_S + W_F \quad (\text{V.139})$$

Avec :

W_S : Sous pression statique (*Tf*).

W_F : Sous pression dynamique (*Tf*).

Sous pression statique :

$$W_S = \gamma_w \times S_{ss} \times L \quad (\text{V.140})$$

$$\text{Tel que} \quad S_{ss} = (d + H_{av}) \times L_{rad} \quad (\text{V.141})$$

Avec :

S_{ss} : Surface définie sur l'épure des sous pressions hydrostatiques.

$$d : \text{Ancrage du déversoir.} \Rightarrow d = 10.5 \text{ m}$$

$$L_{rad} : \text{Longueur du radier du déversoir.} \Rightarrow L_{rad} = 26.549 \text{ m}$$

AN:

$$W_S = 1 \times (10.5 + 4.57) \times 26.549 \times 1 \Rightarrow W_S = \mathbf{400.093 Tf}$$

Sous pression dynamique :

$$W_f = \gamma_w \times S_f \times L \quad (\text{V.142})$$

Avec :

$$S_f : \text{Épure des sous pressions.} \Rightarrow S_f = \frac{(32.813 - 4.57) \times 57.43}{2} = 811 \text{ m}^2$$

AN:

$$W_f = 1 \times 811 \times 1 \Rightarrow \mathbf{W_f = 811 Tf}$$

La force des sous pressions est donc :

$$\mathbf{W_T = 400.093 + 811 = 1211.093 Tf}$$

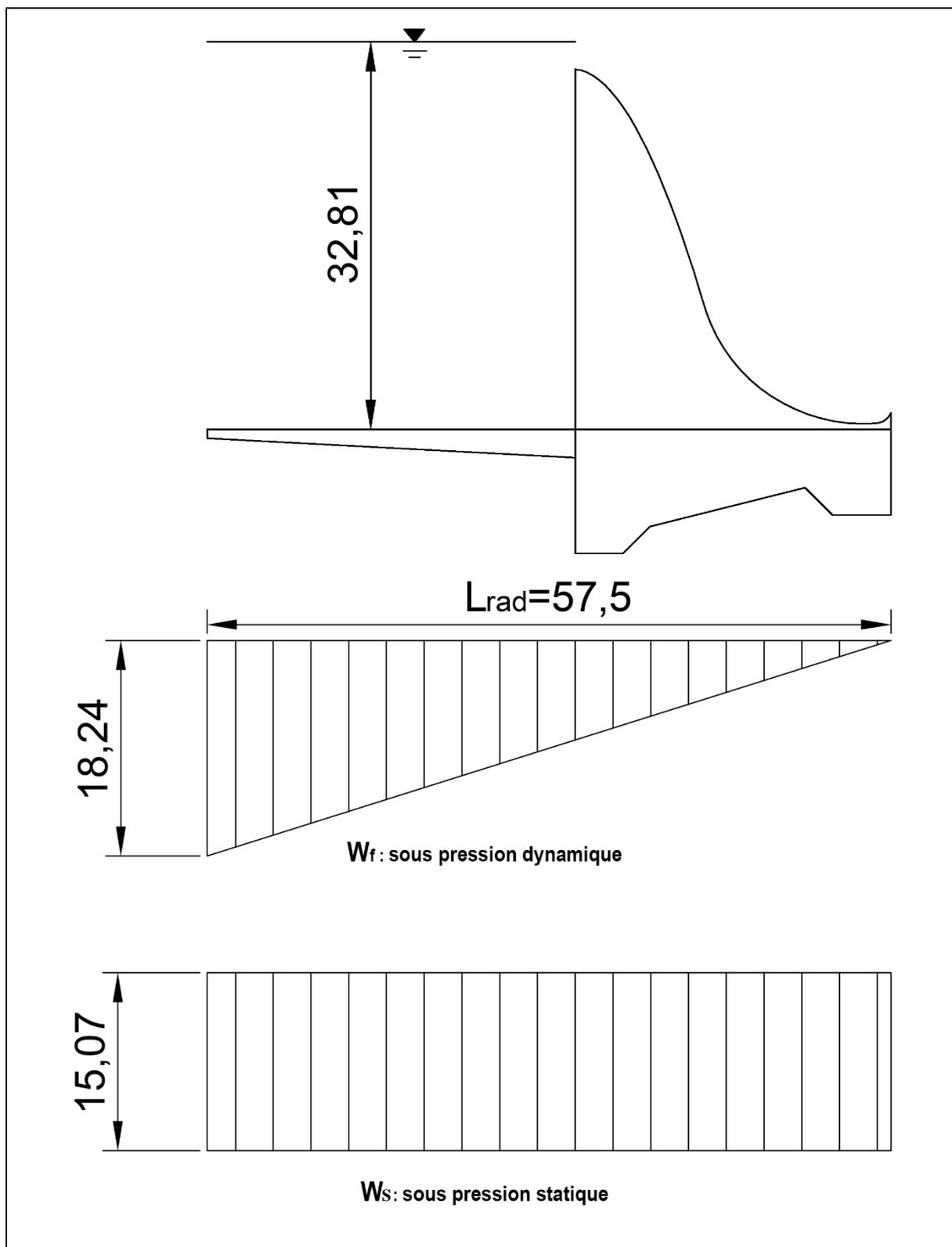


Figure V.53 : Les sous pressions du déversoir

• **Force de poussé de sol en amont**

$$P_s = \gamma_{ss} \left(\frac{h_s}{2}\right)^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) L_s \quad (\text{V.143})$$

Avec :

$$\gamma_{ss} : \text{Poids volumique de sol saturé.} \quad \Rightarrow \quad \gamma_{ss} = 21.05 \text{ T/m}^2$$

$$h_s : \text{Hauteur d'eau exercé la poussé.} \quad \Rightarrow \quad h_s = 3 \text{ m}$$

$$\varphi : \text{Angle de frottement interne de sol.} \quad \Rightarrow \quad \varphi = 29^\circ$$

AN:

$$P_s = 21.05 \left(\frac{3}{2}\right)^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{29}{2}\right) 1 \quad \Rightarrow \quad P_s = 16.434 \text{ Tf}$$

g) Stabilité au renversement

Pour assurer la stabilité au renversement il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_r} \geq 1.5 \quad (\text{V.144})$$

Avec :

$\sum M_s$: Moments des force stabilisatrices par apport au pied aval.

$\sum M_r$: Moment des forces renversantes par apport au pied aval.

AN :

Moments des force stabilisatrices :

$$\begin{aligned} \sum M_s &= P_b \times A + P_b \times B + W_s \times C \\ &= 1307.359 \times 20.49 + 1015.56 \times 42.024 + 400.093 \times 28.715 \end{aligned}$$

$$\sum M_s = 80954.35 \text{ Tf}$$

Moment des forces renversantes :

$$\begin{aligned} \sum M_r &= F_h^{am} \times D + W_F \times E + P_s \times F \\ &= 538.346 \times 10.94 + 811 \times 38.29 + 16.434 \times 1 \end{aligned}$$

$$\sum M_r = 36959.129 \text{ Tf}$$

Alors :

$$\frac{80954.35}{36959.129} = 2.19 > 1.5$$

La stabilité au renversement est vérifiée !

h) Stabilité au glissement

Pour que l'ouvrage soit stable au glissement :

$$\frac{\sum Forces_{horizontales}}{\sum Forces_{verticales}} \leq f \quad (V.145)$$

Avec :

f : Coefficient de glissement sol/béton. $\Rightarrow f = 0.8$

AN :

Somme des forces horizontales :

$$\begin{aligned} \sum Forces_{horizontales} &= F_h^{am} + P_s - F_h^{am} \\ &= 538.346 + 16.434 - 10.442 \\ \sum Forces_{horizontales} &= 544.338 Tf \end{aligned}$$

Somme des forces verticales :

$$\begin{aligned} \sum Forces_{verticales} &= P_b + P_w - W_T \\ &= 1307.359 + 1015.56 - 1211.093 \\ \sum Forces_{verticales} &= 1111.826 Tf \end{aligned}$$

Alors :

$$\frac{\sum Forces_{horizontales}}{\sum Forces_{verticales}} = \frac{544.338}{1111.826} = 0.49 \leq f = 0.8$$

La stabilité au glissement est donc vérifiée !

V.2. Calcul de ferrailage

V.2.1 Ferrailage du déversoir

Nous calculons le ferrailage du déversoir en suivant le même procédé d'un rideau sauf que les charges exercées sont différentes. Pour le déversoir, nous avons 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 en aval.

Ce ferrailage est calculé en divisant le déversoir en six (6) tranches de hauteur égale à (5m) et de largeur de (1m) (Figure V.4), et en considérant le cas le plus défavorable (pas d'écoulement a l'aval de déversoir).

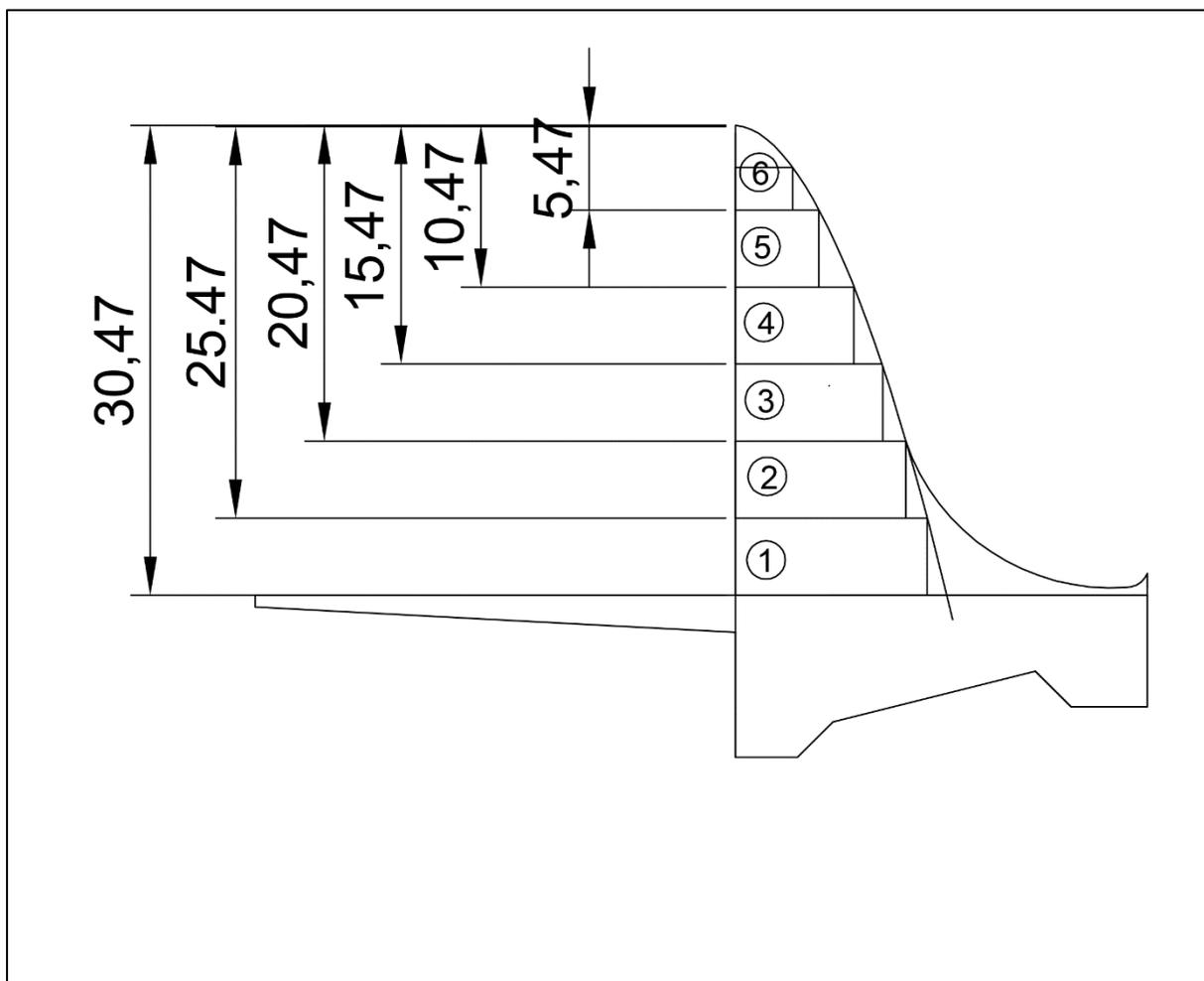


Figure V.54 : schéma explicatif des tranches pour le calcul de ferrailage du déversoir

On passe par les étapes suivantes :

a- Collection des données de départ

Les données de départ sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau V.62 : Données de départ pour le calcul de ferrailage

Désignation	Symbol	Valeur
Hauteur du déversoir	P	30.473 m
La force de l'eau en amont	F_h^{am}	538.346 Tf
Contrainte admissible a la compression du béton	σ_{bc}	184.78 bars
Poids volumique du béton.	γ_b	2.4 t/m ³
Contrainte de rupture des aciers	f_e (bars)	4000 bars
Coefficient de sécurité pour les aciers.	γ_s (Cas courant)	1.15
Enrobage choisi	e	4 cm

b- Calcul des moments pour chaque tranche

Le moment pour chaque tranche est calculé en utilisant l'équation suivante :

$$M_i = F_h^{am} \times \left(\frac{h_i - 5}{3} \right) \quad (V.146)$$

c- Calcul des aciers

• Calcul du moment réduit

Selon le diagramme dans l'annexe III, on commence par le calcul du moment réduit :

$$\mu_i = \frac{M_i}{\sigma_{bc} \times b \times d_i^2} \quad (V.147)$$

Avec

σ_{bc} : Contrainte admissible a la compression du béton. $\Rightarrow \sigma_{bc} = 184.78 \text{ bars}$

b : Longueur de la tranche. $\Rightarrow b = 1 \text{ m}$

d_i : Largeur du mur diminue de l'enrobage de chaque tranche.

$$d_i = a_i - e \quad (V.148)$$

a_i : Largeur du mur de chaque tranche.

e : Enrobage. $\Rightarrow e = 4 \text{ cm}$

- **Calcul de la section des aciers**

$$A_{si} = \frac{M_i}{\beta_i \times d_i \times \sigma_s} \quad (\text{V.149})$$

Tel que

$$\beta_i = 1 - 0.4\alpha_i \quad (\text{V.150})$$

Et

$$\alpha_i = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_i}}{0.8} \quad (\text{V.151})$$

- **Calcul de la section des aciers minimum**

D'après le RPA 2003 : Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de 0,5% de la section du béton en toute section.

$$A_{smin,i} = 0.05 \times b \times a_i \quad (\text{V.152})$$

- **Détermination de la section des aciers**

$$A_{si} = \max (A_{si} ; A_{smin,i}) \quad (\text{V.153})$$

- **Calcul du nombre d'aciers**

$$n = \frac{A_{si}}{A_0} + 1 \quad (\text{V.154})$$

Avec

A_0 : Section de barres de différentes diamètres (Tableau V.5).

Tableau V.63 : section des barres de différentes diamètres

\emptyset	$A_0 \text{ (cm}^2\text{)}$
12	1,130973
14	1,53938
16	2,010619
20	3,141593
25	4,908739
32	8,042477
40	12,56637

Le calcul de ferrailage est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V.64 : Résultats de calculs du ferrailage du déversoir

N° tranche	h_i (m)	a_i (m)	b (m)	d_i (m)	M_i (t.m)	μ_i	α_i	α_l	Type d'aciers	β_i	A_{si} (cm^2)	$A_{smin,i}$ (cm^2)	Nombre d'aciers		
													\emptyset	A_0 (cm^2)	n
1	30.473	12.369	1	12.329	5468,339219	0,019469051	0,024577944	0,259	Pas d'aciers comprimés	0,990169	1287,823	6184,5	12	1,130973	5468
													14	1,53938	4018
													16	2,010619	3076
													20	3,141593	1969
													25	4,908739	1260
													32	8,042477	769
2	25.473	10.993	1	10.953	4571,095886	0,0206205	0,026047004	0,259	Pas d'aciers comprimés	0,989581	1212,477	5496,5	12	1,130973	4860
													14	1,53938	3571
													16	2,010619	2734
													20	3,141593	1750
													25	4,908739	1120
													32	8,042477	683
3	20.473	9.448	1	9.408	3673,852553	0,022463227	0,028401696	0,259	Pas d'aciers comprimés	0,988639	1135,597	4724	12	1,130973	4177
													14	1,53938	3069
													16	2,010619	2350
													20	3,141593	1504
													25	4,908739	962
													32	8,042477	587
													40	12,56637	376

Tableau V.65 : Résultats de calculs du ferrailage du déversoir (suite)

N° tranche	h_i (m)	a_i (m)	b (m)	d_i (m)	M_i (t.m)	μ_i	α_i	α_l	Type d'aciers	β_i	A_{si} (cm ²)	$A_{smin,i}$ (cm ²)	Nombre d'aciers		
													\emptyset	A_0 (cm ²)	n
4	15.473	7.657	1	7.617	2776,609219	0,02589953	0,032804877	0,259	Pas d'aciers comprimés	0,986878	1061,953	3828,5	12	1,130973	3385
													14	1,53938	2487
													16	2,010619	1904
													20	3,141593	1219
													25	4,908739	780
													32	8,042477	476
													40	12,56637	305
5	10.473	5.384	1	5.344	1879,365886	0,035614223	0,045340068	0,259	Pas d'aciers comprimés	0,981864	1029,749	2692	12	1,130973	2380
													14	1,53938	1749
													16	2,010619	1339
													20	3,141593	857
													25	4,908739	548
													32	8,042477	335
													40	12,56637	214
6	5.473	3.695	1	3.655	982,1225527	0,03978652	0,050763942	0,259	Pas d'aciers comprimés	0,979694	788,5432	1847,5	12	1,130973	1634
													14	1,53938	1200
													16	2,010619	919
													20	3,141593	588
													25	4,908739	376
													32	8,042477	230
													40	12,56637	147

Tableau V.66 : Poids total des aciers en chaque tranche du déversoir

N° tranche	∅ (mm)	Espacement	Long (m. l)	Nombre	Masse volumique d'aciers (kg/m ³)	Poids unitaire (kg)	Poids total (kg)
1	25	10	12,369	1260	7800	3,8298	59 687,20
2			10,993	1120			47 153,11
3			9,448	962			34 808,96
4			7,657	780			22 873,33
5			5,384	548			11 299,56
6			3,695	376			5 320,82
Total							181142,98

V.2.2 Ferrailage de la semelle de déversoir

a- Calcul des contraintes du sol

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{L \times B} \pm \frac{6.M_G}{L \times B^2} \quad (V.155)$$

Avec :

N : Somme des forces verticales.

Tels que :

Poids du rideau : $P_r = \gamma_b \times S_r \times L_s = 2.4 \times 297.681 \times 1 = 714.4344 \text{ Tf}$

Poids de la semelle : $P_{sem} = \gamma_b \times S_{sem} \times L_s = 2.4 \times 247.052 \times 1 = 592.9248 \text{ Tf}$

Poids de l'eau : $P_w = 1015.56 \text{ Tf}$

Forces des sous pressions : $W_T = W_S + W_F = 400.093 + 811 = 1211.093 \text{ Tf}$

M_G : Moment des forces qui s'exercent sur le déversoir par rapport le centre de gravité de la semelle.

L : L'épaisseur moyenne de la semelle. $\Rightarrow L = 6.134m$

B : La longueur totale de la semelle. $\Rightarrow B = L_{rad} + L_{ar}$

$$B = 57.499 \text{ m}$$

AN :

$$N = P_r + P_{sem} + P_w - W_T$$

$$= 714.4344 + 592.9248 + 1015.56 - 1211.093$$

$$N = 1111.8262 \text{ Tf}$$

$$M_G = P_r \times A' + F_h^{am} \times B' - P_w \times C' + W_S \times D' + W_F \times E' \quad ; \quad A', B', C', D', E' : \text{ bras de leviers}$$

$$= 714.4344 \times 1.7 + 538.346 \times 15.56 - 1015.56 \times 21.53 + 400.093 \times 8.26 + 811 \times 17.84$$

$$M_G = 5499.204 \text{ Tf.m}$$

Alors :

$$\sigma_1 = \frac{N}{L \times B} + \frac{6.M_G}{L \times B^2} = \frac{1111.8262}{6.134 \times 57.499} + \frac{6 \times 5499.204}{6.134 \times 57.499^2}$$

$$\sigma_1 = 4.779 \text{ Tf/m}^2 = 0.4779 \text{ bars}$$

Et :

$$\sigma_2 = \frac{N}{L \times B} - \frac{6.M_G}{L \times B^2} = \frac{1111.8262}{6.134 \times 57.499} - \frac{6 \times 5425.125}{6.134 \times 57.499^2}$$

$$\sigma_2 = 1.525 \text{ Tf/m}^2 = 0.1525 \text{ bars}$$

On remarque que : $\max(\sigma_1, \sigma_2) = 0.4779 \text{ bars} > 2 \text{ bars}$, alors le déversoir est stable au poinçonnement.

La figure suivante montre les forces qui agissent sur le déversoir.

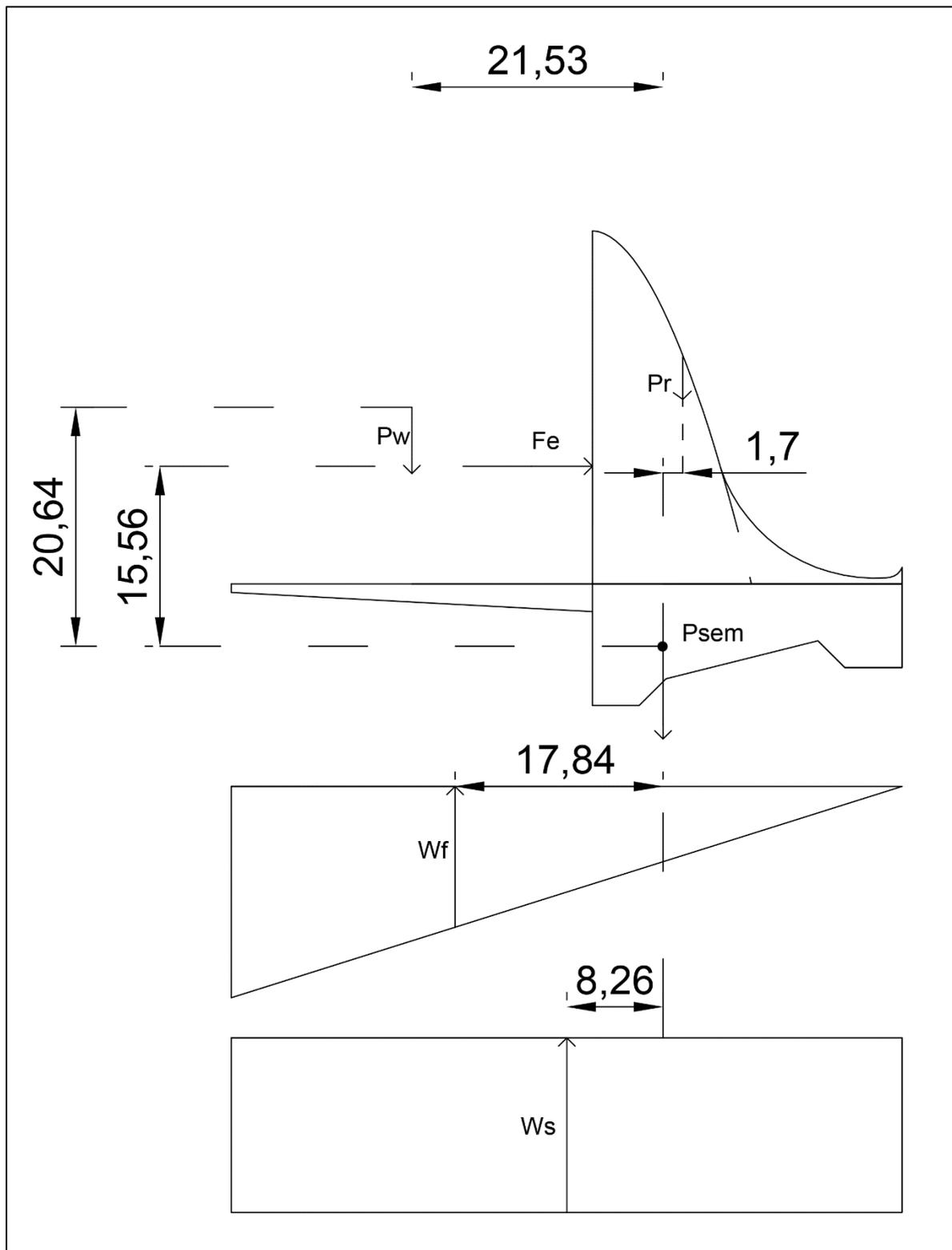


Figure V.55 : forces agissent sur le déversoir

b- Calcul de contrainte due aux charges verticales

$$\sigma = \frac{P_r + P_{sem} + P_w}{L \times B} = \frac{714.4344 + 592.9248 + 1015.56}{6.134 \times 57.499}$$

$$\sigma = 6.586 \text{ Tf/m}^2 = 0.6586 \text{ bars}$$

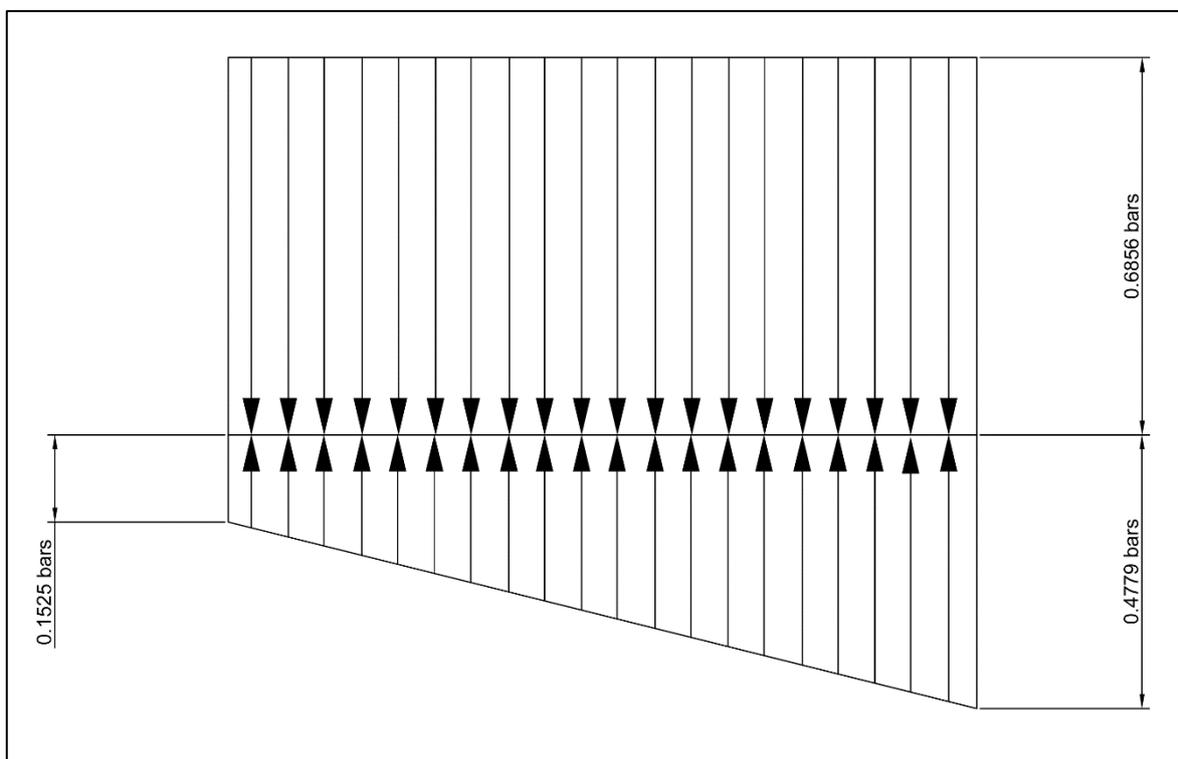


Figure V.56 : Diagramme des contraintes qui s'exercent sur la semelle de déversoir

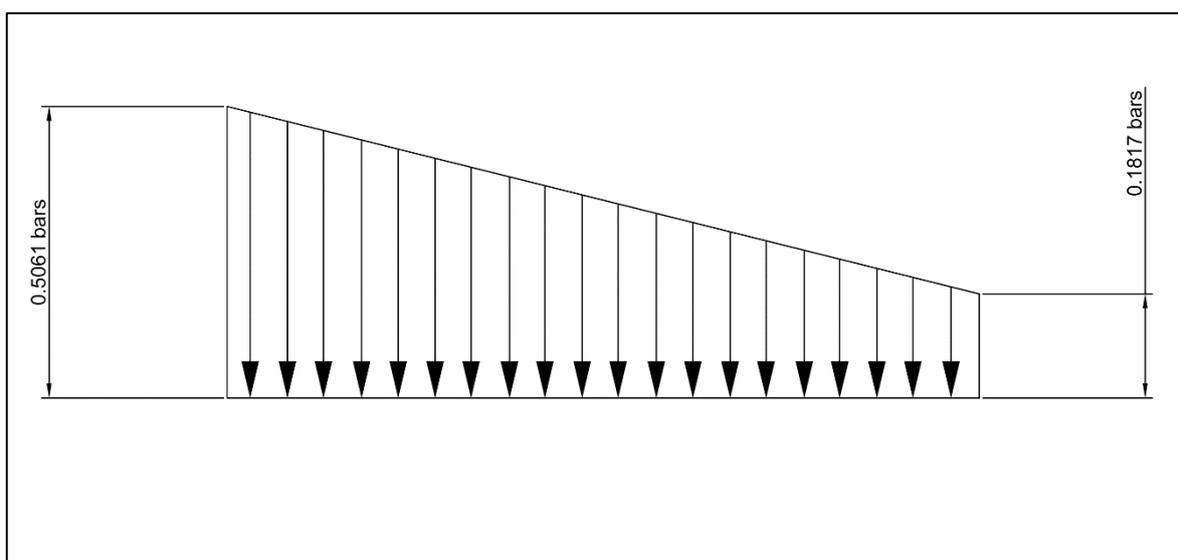


Figure V.57 : Diagramme résultant des contraintes sur la semelle du déversoir

c- Moment à l'encastrement

$$M_e = S_\sigma \times AG \times L_s \quad (V.156)$$

Avec :

$$S_\sigma : \text{Aire du diagramme résultant.} \quad \Rightarrow \quad S_\sigma = \frac{(1.817+5.061) \times 57.499}{2} = 197.739 \text{ Tf.m}$$

Tels que :

$$L_s = 1 \text{ ml}$$

$$AG = 24.23 \text{ m}$$

AN :

$$M_e = 197.739 \times 24.23 \times 1$$

$$M_e = 4791.216 \text{ Tf.m}$$

d- Calcul des aciers

- Moment réduit

$$\mu = \frac{M_e}{\sigma_{bc} \times b \times d^2}$$

$$\mu = \frac{4791.216 \times 10^5}{184.78 \times 100 \times (6.134 \times 100 - 4)^2}$$

$$\mu = 0.07$$

- Section des aciers

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.07}}{0.8} \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0.09 < 0.259$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.09 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.964$$

$$A_{s,cal} = \frac{4791.216 \times 10^5}{0.964 \times (6.134 \times 100 - 4) \times \frac{4000}{1.15}} \quad \Rightarrow \quad A_{s,cal} = 2344.79 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 0.05 \times 6.134 \times 100 \times 100 \quad \Rightarrow \quad A_{s,min} = 3067 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{s,cal}, A_{s,min}) = 3067 \text{ cm}^2$$

- Nombre d'aciers et espacement

$$n = \frac{A_s}{A_0} + 1$$

On prend : **382 Ø32 esp 15 cm**

On peut résumer le ferrailage utilisé pour l'évacuateur de crues dans le tableau suivant :

Tableau V.67 : Le ferrailage utilisé pour l'évacuateur de crue

	N° tranche	Ø (mm)	Espacement	Long (m.l)	Nombre	Masse volumique d'aciers (kg/m³)	Poids unitaire (kg)	Poids total (kg)
Déversoir	1	25	10	12,369	1260	7800	3,8298	59687,20
	2			10,993	1120			47153,11
	3			9,448	962			34808,96
	4			7,657	780			22873,33
	5			5,384	548			11299,56
	6			3,695	376			5320,82
Semelle		32	15	6,134	382			14694,60
						Total		27025586,59

Conclusion

Le calcul de stabilité et de ferrailage du déversoir a été considérée pour les cas les plus défavorables, et après ces calculs on est arrivé à la conclusion que ce dernier est stable aux différentes charges.

Introduction

La réalisation d'un barrage se déroulera dans des bonnes conditions si on établit un bon plan de travail, comportant un planning prévisionnel des travaux, ainsi récapitulation une des moyens humains, matériels et matériaux.

Une reconnaissance meilleure du lieu de chantier aide énormément à dresser un planning technologique des engins et leur utilisation rationnelle dans les diverses opérations, afin de pouvoir répondre aux conditions d'espace et temps dictés par le marché et améliorer sa rentabilité.

Une bonne organisation de chantier intervient grossièrement dans la diminution du prix de l'ouvrage (en diminuant les délais de réalisation) pour qu'il ne soit pas onéreux. Ces constructions présentent des difficultés énormes, mais pour se faire, et quelques que soient les problèmes rencontrés, il est impératif d'avoir une connaissance exacte de l'organisation de chantier.

Notre étude consistera donc à organiser le chantier du barrage de SEKLAFa tout en assurant :

- Une meilleure qualité (étude approfondie, choix de la main d'œuvre, choix des matériaux...etc.)
- La rapidité des diverses opérations.
- Une économie : synchronisation et réduction des travaux.
- Une organisation de l'emploi du matériel et du personnel en garantissant leur sécurité.

Ces facteurs revêtent une importance majeure pour l'exécution des travaux dans les meilleures conditions.

VI.1 Organisation technique et données préparatoires

Les opérations essentielles dans l'organisation technique pour la construction commencent par la préparation des documents qui donnent droit à l'organisme 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 qualités et en quantités.
- 2- Mesure d'approvisionnement du chantier en matériaux de construction concernant le lieu et la qualité.

VI.2 Les principaux intervenants sur chantier

Avant d'entamer les travaux d'exécution du barrage, il est indispensable de rappeler les rôles des différentes personnes amenées à intervenir dans l'acte de construction.

a- Le maître de l'ouvrage

C'est une personne physique ou morale dont le rôle est de définir le but à atteindre (programme), d'organiser un financement, de passer et de régler les marchés des travaux. Après la réception des ouvrages, il en est le propriétaire et parfois le gestionnaire.

b- Le maître d'œuvre

C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de recevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation des entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi le décompte.

Pour le cas d'un barrage, le maître d'œuvre est souvent chargé, en outre d'interpréter son osculation jusqu'à l'achèvement de la phase de la mise en eau et de régler le rapport de la première mise en eau.

c- L'entrepreneur

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et, parfois, de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction tant que celui-ci n'a pas été réceptionné.

VI.3 Travaux préparatoires et installation de chantier

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain de larges espaces, afin de ménager les diverses aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail. On peut distinguer les installations suivantes :

a- Installations destinées au personnel

En générale, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

b- 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.

c- 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.

d- 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.

VI.4 Travaux de réalisation

a- Implantation des ouvrages sur chantier

Ou appelé autrement **le piquetage**, on peut la considérer la tâche la plus importante dans les travaux, c'est la matérialisation de l'ouvrage (ainsi que ses annexes et les installations cités précédemment) par des piquets sur terrain.

Il y'a 2 types de piquetage :

- **Piquetage principal** : concerne les axes de l'ouvrage.
- **Piquetage secondaire (ou complémentaire)** : concerne les bords de l'ouvrage (ou le contour).

b- 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.

c- 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, l'excavation et la mise en dépôt des déblais.

Le décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue, l'évacuateur de crues et les zones d'emprunt, qui sera transporté vers une décharge dans une zone stable sans influence sur le déroulement et le régime des travaux.

d- 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.

VI.5 Les moyens de chantier

En ce qui concerne les moyens en personnel, l'entreprise devra indiquer les personnes physiques responsables du chantier et ses intérimaires 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 et les ouvrages annexes (notamment l'évacuateur de crue) nécessitent l'utilisation de nombreux engins mécaniques destinés à scarifier, excaver, transporter, niveler et compacter les matériaux, ainsi des engins et matériels de bétonnage. On peut distinguer le matériel de compactage, la fonction, les caractéristiques principales et le rendement des différents engins de terrassement et de compactage susceptibles d'être utilisés lors de la réalisation du 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.

Le personnel nécessaire pour le projet est :

- Conducteur des travaux : pour le suivi de chantier et le suivi d'ouvriers,
- Contre maître.
- Chauffeurs pour les engins, les camions et les véhicules.
- Ouvriers.
- Ferrailleurs.
- Soudeurs.
- Coffreurs.
- Topographes.
- Ingénieurs (en hydraulique, génie civil...)
- Géologue pour la mission géologique en phase d'étude.
- Cadres dirigeants en coté financiers, ressources humaines, spécialiste en sécurité de chantier,

...

b- Les engins de terrassement

Le matériel général de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise des ouvrages du barrage, l'extraction et le transport des matériaux de construction, les bétonnages et la réalisation des finitions (remblai— enrochement ...) se fait appel aux engins suivants :

- **Bulldozer** : pour les terrassements de masse et les voies d'accès.
- **Chargeur (à pneus et à chenilles)** : pour le chargement des déblais.
- **Camion benne** : pour le transport des déblais et les matériaux de construction.
- **Pelle hydraulique** : pour le creusement des fouilles.
- **Décapeuse.**
- **Pompe immergée** : pour l'évacuation des eaux de chantiers en période hivernale.
- **Camion-citerne** : pour le transport de carburant aux engins et transport de l'eau pour la confection de béton, et pour l'arrosage des pistes pour diminuer la poussière.
- **Compacteur** : pour le compactage des matériaux de construction de la digue.
- **Grue à portique** : pour la mise en place de béton et pour placer le coffrage ainsi les aciers.
- **Camion malaxeur** : pour le transport de béton.
- **Groupes électrogènes.**

c- Le matériel des bétonnages

On utilise le plus souvent des bétonnières pour la fabrication du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur, tour de prise, canal 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.

VI.6 Planification

La planification consiste à rechercher constamment la meilleure façon d'utilisation avec économie des moyens humains et matériels pour assurer une efficacité d'exécution. Son objectif est de s'assurer que tout le travail se fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau).
- A temps (sans retard).
- Économique (avec des bénéfices).

VI.6.1 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 :

$$T = \frac{Q \cdot N}{n} \quad (\text{VI.157})$$

Avec :

Q : Quantité de travail.

N : Rendement.

n : Nombre d'équipes.

VI.6.2 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.

VI.6.3 Programme des travaux du barrage de SEKLAFA

Le programme des travaux des ouvrages du barrage de SEKLAFA a été établi compte tenu de tous les principaux fronts de travail et les conditions spécifiques du site, en particulier la localisation isolée et les conditions climatiques du site du barrage.

Le programme d'exécution des travaux est basé sur les suppositions suivantes :

- Un délai de 2 mois pour la mobilisation de l'entreprise et l'installation du chantier.
- - La dérivation de l'oued commencera au début de première année.
- - Rythme des travaux :
 - Excavations pour la fondation du barrage : $10\,000\text{ m}^3 / \text{mois}$.
 - Béton en masse : $10\,000\text{ m}^3 / \text{mois}$.
- La fermeture de la galerie de dérivation provisoire se réalisera dans la période sèche.

VI.6.4 Symboles des différentes opérations

Les symboles des opérations sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VI.68 : Symboles des opérations

Travaux	Opérations	Durées
Installation de chantier	A	2
Construction Des batardeaux	B	4
Construction de la galerie de dérivation	C	2
Construction du corps du barrage	D	17
Construction de l'évacuateur de crue	E	8
Construction du bassin d'amortissement	F	2
Fermeture de la galerie de dérivation	G	1
Construction de la prise d'eau et vidange de fond	H	4
Traitement de fondation	I	4
Auscultations	J	3
Finissements	K	4

VI.6.5 Techniques de la planification

Il existe trois principales méthodes de planification à savoir :

- 1- Méthode basée sur le réseau ou méthode C.P.M.
- 2- Méthode basée sur le tableau.
- 3- Méthode basée sur le graphique (diagramme de Gantt) ou méthode des barres.

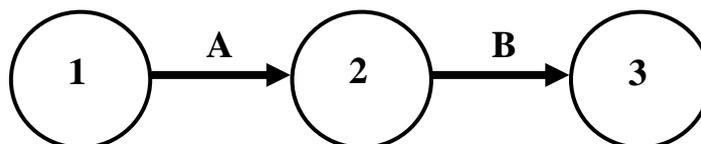
1) Méthode basée sur le réseau

• Définition

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 liaison entre deux opérations par un cercle appelé « nœud ».



- 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.

- **Construction du réseau**

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

- Établissement 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.

- **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.

- **Étapes de planification**

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

- **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.
- **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.
- **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.

○ **Les paramètres de la méthode C.P.M**

Cette méthode consiste à faire le calcul aller et retour en utilisant les paramètres de la grille suivante :

Tableau VI.69 : Les paramètres du réseau à nœuds

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.

MT : date de finition au plus tard.

DFPP : marge totale.

Et :

$$\left. \begin{aligned}
 DFP &= DCP + TR \\
 DCPP &= DFPP - TR \\
 MT &= DFPP - DFP \\
 DCP_i + TR &= DFP_i \\
 DFP_i &= DCP_{i+1}
 \end{aligned} \right\}$$

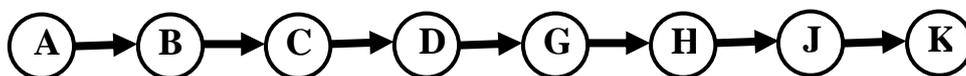
○ **Chemin critique (C.C)**

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 :

$$\text{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{c.c} = DTP \end{cases}$$

D'après le schéma du réseau à nœuds suivant on trouve que le chemin critique (C.C) est :



$$DTR = \sum TR = 2 + 4 + 2 + 17 + 1 + 4 + 3 + 4 = 37 \text{ mois}$$

Le temps de réalisation est égal à **37 mois**.

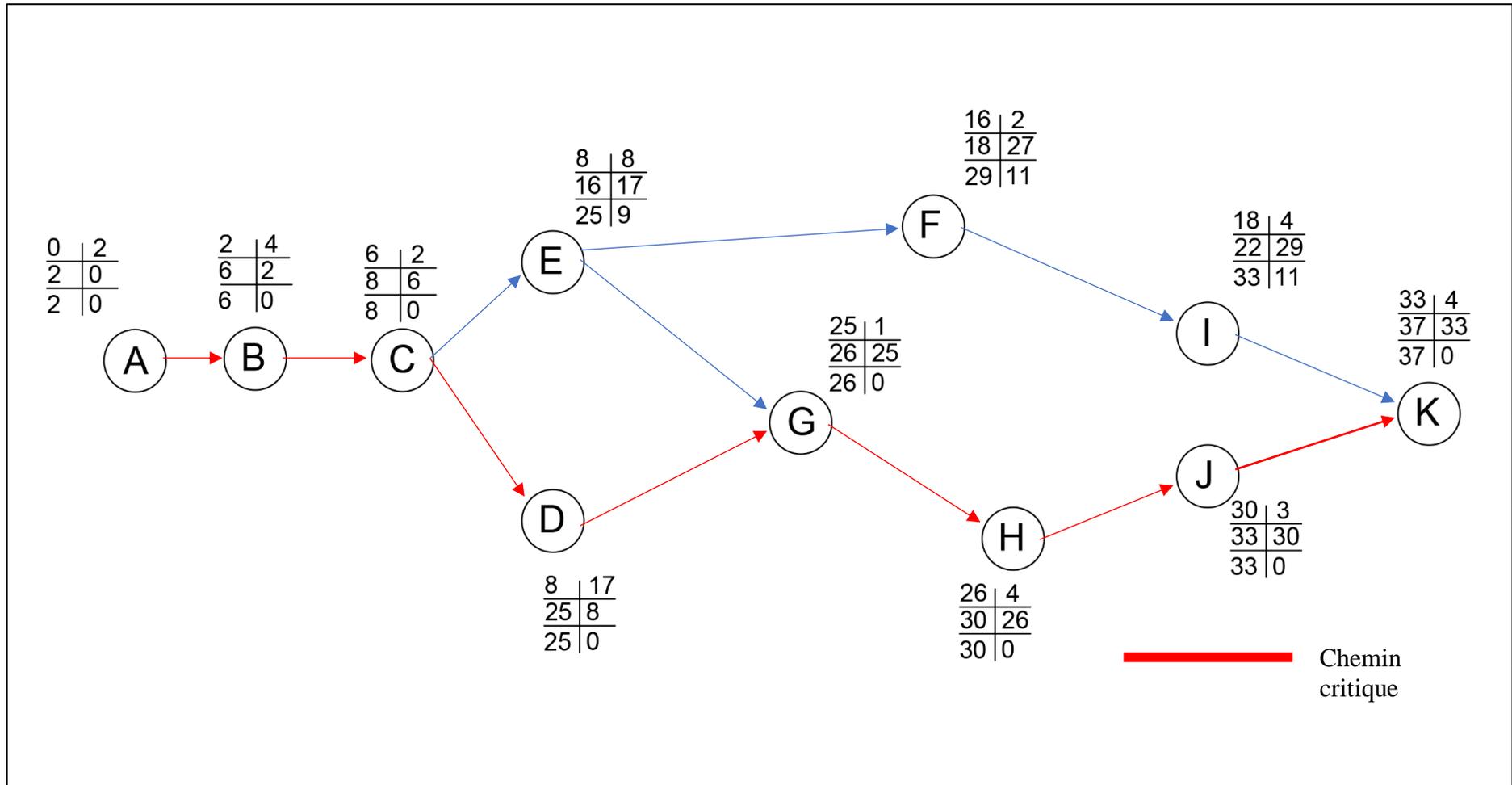


Figure VI.58 : Réseau à nœuds

2) Méthode du tableau

Il s'agit de faire le calcul en utilisant un tableau conçu pour le calcul de la durée du projet et la définition du chemin critique. Elle s'applique à base du réseau à flèche.

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

Tableau VI.70 : Détermination du chemin critique par la méthode du tableau

Opérations	TR	DP		DFP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	2	0	2	0	2	0
B	4	2	6	2	6	0
C	2	6	8	6	8	0
D	17	8	25	8	25	0
E	8	8	16	17	25	9
F	2	16	18	27	29	11
G	1	25	26	25	26	0
H	4	26	30	26	30	0
I	4	18	22	29	33	11
J	3	30	33	30	33	0
K	4	33	37	33	37	0

Et on trouve le même résultat avec la méthode précédente

3) Méthode des barres (diagramme de GANTT)

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux afin de planifier avec le diagramme à barres.

Les tâches sont mentionnées dans ligne, et la durée de chaque tâche est représenté par une barre (dessinée à l'échelle) tel que la longueur correspond à sa durée réelle, en respectant la date de début et de fin de cette tâche.

Le diagramme de GANTT est représenté dans la figure suivante.

Chapitre VI : ORGANISATION DE CHANTIER

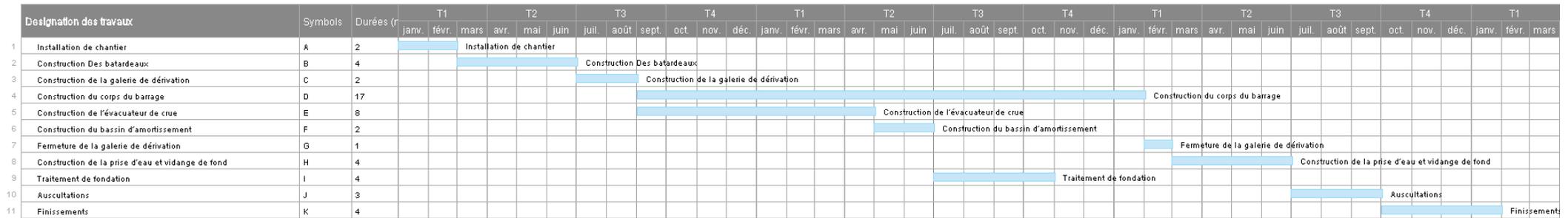


Figure VI.59 : Diagramme de GANTT

VI.7 Calcul du devis estimatif

Le devis estimatif est déterminé en fonction de la quantité des travaux et, des matériaux utilisés pour la réalisation du projet, notre, étude concernant L'établissement du devis se basera essentiellement sur les prix actualisés adopter pour différentes quantités de coffrage, de bétonnage. Le calcul du cout de l'évacuateur de crue est représenté dans le tableau suivant :

Tableau VI.71 : Coût de l'évacuateur de crue

		Prix unitaire (DA)	Prix total (DA)
Coffrage	Finition normale : 1 145 m ³	700	1 197 000
Bétonnage	Volume de béton : 24 512.985 m ³	14 000	343 181 790
Excavation	Volume d'excavation : 11 117.34 m ³	250	2 779 335
Enrochement	Volume d'enrochement : 8 400 m ³	2 000	16 800 000
Ferrailage	Poids des aciers : 195 837.58 kg	130	27 025 586.59
		Prix total	390 983 711,6

Conclusion

Organiser le barrage de **SEKLafa** en coordonnant la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir, dans les meilleures conditions possibles et à temps si c'est possible, les tâches à exécuter pour la construction de ce barrage.

Une importance a été donnée à l'organisation de la construction, une organisation compatible de tous les travaux, afin de supprimer les temps morts, d'avoir une meilleure qualité de conserver une même vitesse d'avancement, pour toutes les opérations élémentaires et sur tous les points de chantier.

Malgré le planning établi, mais sur terrain on ne pourra jamais éviter certains problèmes et obstacles, qui vont retarder un peu l'avancement des travaux, notamment les intempéries, les crises des matières premières (aciers, ciment, produits chimiques, etc.).

La construction du barrage de **SEKLafa** devrait durer environ 3 années et 1 mois dont 8 mois sont consacrés pour la réalisation de l'évacuateur de crues.

Le cout estimatif global de l'évacuateur de crue est de **390 983 711,6 DA**.

La construction du barrage de SEKLAFa sur oued M'zi dans la wilaya de Laghouat favorise le développement du secteur de l'agriculture, assure l'amélioration de la production et maintient les populations rurales en leur assurant de réelles possibilités de développement.

Un barrage doit rester un ouvrage de conception simple, de réalisation simple, et d'entretien simple, mais ce critère de simplicité doit toujours laisser le pas au critère de sécurité.

Dans le cadre de notre projet intitulé étude des variantes de l'évacuateur de crues du barrage de SEKLAFa, nous avons fait à la base des données géologique, hydrogéologique, géophysique, géotechnique et hydrologique de la région, une étude hydrologique du bassin versant et de la cuvette, une étude de deux variantes de l'évacuateur qui a montré que l'évacuateur centrale a profil CREAGER est le choix le plus favorable, et une étude de génie civil de ce dernier, en vérifiant les conditions de la ssin

Pendant la réalisation, il peut y avoir des conditions spéciales peuvent augmenter le coût de réalisation de l'ouvrage à savoir :

- Des travaux supplémentaires qui peuvent ressortir ;
- Une élévation de coût des matériaux de construction.

Références bibliographiques

Cox, R. G. (1973) « Spillway Water Surface Profiles, » Miscellaneous Paper H-73-4, Jun 1973, U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station, CE, Vicksburg, Miss.

A.N.B.T : ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLE DU BARRAGE SEKLAFA SUR L'OUED M'ZI ET DE SON TRANSFERT A PARTIR DE L'OUED CHERGUI (WILAYA DE LAGHOUAT), Mémoire de synthèse.

Reclamation, U. (1987). Design of Small Dams. U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation.FREAD, D.L. 1993. Flow Routing, in Handbook of Hydrology, D.R. Maidment, ed., McGraw-Hill, New York. P10.1*10.36

COLD International Commission on Large Dams, "Design Features of Dams to Resist Seismic Ground Motion", Bulletin 120, 2001

KHATSURIA. R. M (2005) Hydraulics of Spillways and Energy Dissipators. Georgia Institute of Technology Atlanta, Georgia

KIRAT.I (2011) ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLE DE L'EVACUATEUR DE CRUE DE BARRAGE SEKLAFA (W. LAGHOUAT)

ROCHE.M (1963) Hydrologie de surface. ORSTOMP. Gauthier-Villars Editeur.

TOUAIBIA. B & BENLAOUKLI. B (2004) Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida.

TOUAIBIA. B (2004) Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida.

TOUAIBIA. B. Polycopie de cours de régularisation des débits.

USACE Engineering and Design ; Hydraulic design of Spillway, Engineer Manual EM 1110-2-1603, January 1990.

Farhad, Y. (2004). Hydraulics of Dams and River Structures. CRC Press.

Khatsuria, R. M. (2004-10-27). Hydraulics of Spillways and Energy Dissipators. CRC Press.

Durand, J.-M., Royet, P., & Mériaux, P. (1999). Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale. Editions Quae.

Ervine, D. (1976). The design and modelling of air-regulated siphon spillways.

Sites Web

<http://www.fao.org/3/x5744e/x5744e09.htm>

https://link.springer.com/article/10.1007/s10749-016-0719-2?error=cookies_not_supported&code=59265c0d-2241-4059-8795-9bb872d1c9e0

<http://hmf.enseeiht.fr/travaux/CD9900/travaux/optsee/bei/g13/pa05.htm>

<https://search.earthdata.nasa.gov/search/>

<http://www.algerie.prix-construction.info/>

ANNEXES

Annexe (I)

Annexe I. 1 : Série des pluies mensuelles et moyennes annuelles (source : ANRH)

Année	SEPT	OCT	NOV	DEC	JANV	FEV	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOU	Annuelle
1971	0,0	9,5	66,9	25,4	16,0	14,5	42,2	7,4	11,0	15,5	10,8	13,9	233,1
1972	15,3	40,5	20,3	3,6	4,0	7,2	16,3	17,8	3,4	18,3	0,4	2,9	150,0
1973	6,3	0,7	37,7	20,4	0,8	22,1	55,3	45,4	7,1	73,5	5,9	0,0	275,2
1974	5,9	13,0	4,8	0,4	0,8	27,3	49,1	51,4	5,3	45,9	3,2	1,5	208,5
1975	0,0	3,8	9,0	12,5	5,4	16,2	60,0	3,5	26,7	38,8	40,9	12,6	229,4
1976	54,8	26,1	9,6	6,2	18,9	1,7	3,4	0,1	25,9	0,0	0,0	20,1	166,8
1977	9,4	2,6	27,0	0,4	6,6	0,0	0,0	20,9	8,3	8,6	0,0	0,0	83,8
1978	6,5	30,7	0,0	0,7	44,8	12,8	4,6	4,6	4,8	15,6	0,0	0,0	125,1
1979	58,1	5,2	0,0	6,6	5,0	30,4	57,1	12,8	2,6	0,0	0,0	0,0	177,8
1980	21,6	0,0	59,0	0,0	0,0	14,0	4,5	16,6	0,0	19,7	0,0	0,0	135,4
1981	0,0	13,2	23,4	7,6	10,2	11,8	2,0	69,3	3,5	0,0	0,0	0,0	141,1
1982	0,0	1,6	2,4	0,0	0,0	3,2	0,0	22,7	8,8	22,0	5,0	3,7	69,4
1983	0,0	12,0	3,1	1,2	11,8	12,9	25,1	10,7	14,6	4,4	2,2	0,0	98,1
1984	0,0	11,8	2,1	0,7	21,4	0,0	2,3	0,0	32,2	0,0	1,0	1,9	73,4
1985	0,0	2,7	22	11	14,9	7,7	90,4	1,1	13,5	0	0	7,5	170,9
1986	3,5	47,6	40,7	2,5	19,4	1,5	6,5	10,7	0,0	0,0	1,5	1,0	134,9
1987	0,0	0,0	9,4	5,2	1,0	0,8	0,0	7,3	11,5	26,6	0,0	3,9	65,7
1988	8,8	0,0	6,4	0,0	0,0	0,0	1,0	0,0	6,5	0,0	4,8	3,1	30,6
1989	0,0	0,0	2,4	0,0	40,2	0,0	2,6	16,1	47,0	0,0	0,0	4,0	112,3
1990	4,0	0,0	3,8	0,0	0,0	29,5	47,2	8,5	9,0	0,0	7,0	14,9	123,9
1991	27,2	57,7	4,3	29,1	12,8	6,3	31,6	4,4	23,3	0,0	9,2	0,0	205,9
1992	4,2	0,0	23,4	0,3	0,4	1,6	17,3	1,2	17,2	10,5	12,4	13,5	102,0
1993	4,1	0,3	3,3	0,5	17,7	0,8	23,3	0,2	0,0	9,3	0,0	11,2	70,7
1994	49,8	115,9	4,9	0,2	1,4	10,9	25,2	8,6	2,2	26,1	0,6	17,2	263,0
1995	21,5	79,2	0,6	13,1	23,5	16,4	83,2	8,7	21,6	40,0	3,3	6,8	317,9
1996	10,0	0,0	0,0	12,0	13,9	0,7	5,1	55,4	5,0	1,5	1,0	54,5	159,1
1997	68,0	21,2	18,7	8,9	6,5	11,8	4,4	14,5	13,6	7,6	0,0	18,1	193,3
1998	23,0	0,0	0,0	2,7	65,9	27,1	36,7	0,3	0,2	14,6	19,3	8,5	198,3
1999	29,2	6,3	11,1	50,2	0,0	0,0	0,7	0,7	6,2	10,3	5,0	0,0	119,7
2000	15,6	30,8	0,5	0,6	10,6	3,5	0,9	1,1	3,8	0,2	3,2	35,6	106,4
2001	26,6	17,2	2,7	12,0	8,1	0,6	0,6	22,7	12,9	0,0	0,0	35,0	138,4
2002	1,5	7,3	10,2	0,5	17,1	2,1	3,7	4,1	11,8	9,5	9,3	3,9	81,0
2003	2,6	73,1	15,8	13,9	0,2	16,0	26,1	36,8	30,4	13,5	21,7	16,7	266,8
2004	1,3	18,5	0,6	42,8	0,0	12,0	0,2	0,4	0,8	10,5	10,2	0,8	98,1
2005	57,6	33,4	5,4	9,4	23,0	6,7	0,9	15,8	56,6	2,9	9,4	2,4	223,5
2006	9,0	2,0	13,5	31,9	5,0	7,7	19,3	38,5	2,8	0,0	5,4	11,8	147,0
2007	17,5	28,2	4,4	3,3	0,0	23,1	2,4	0,7	10,5	3,2	1,4	0,0	94,7
Moyenne	15,2	19,2	12,7	9,1	11,6	9,7	20,3	14,6	12,4	12,1	5,2	8,8	151

Annexe I. 2 : Série des pluies maximales journalières (source : ANRH)

Année	SEPT	OCT	NOV	DEC	JANV	FEV	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOU	MAX
1971	0,0	4,0	36,0	6,5	5,4	8,6	29,1	5,0	5,1	7,4	7,8	2,5	36,0
1972	8,1	12,8	19,4	1,1	1,1	2,3	3,7	15,6	2,5	11,9	0,4	0,9	19,4
1973	6,1	0,7	10,9	12,2	0,5	7,3	23,8	12,2	4,8	22,5	4,2	0,0	23,8
1974	3,1	4,6	3,9	0,4	0,5	6,0	25,1	16,5	4,1	13,9	3,2	1,5	25,1
1975	0,0	3,6	6,6	5,1	1,9	5,7	22,5	3,5	10,8	23,5	15,7	11,5	23,5
1976	18,0	18,0	8,4	6,2	8,1	1,7	3,4	0,1	14,5	0,0	0,0	8,4	18,0
1977	5,6	1,8	27,0	0,4	3,6	0,0	0,0	8,8	4,3	8,6	0,0	0,0	27,0
1978	6,5	30,7	0,0	0,7	38,0	3,0	3,2	2,0	1,9	5,6	0,0	0,0	38,0
1979	33,2	5,2	0,0	6,6	5,0	16,2	25,1	7,9	2,6	0,0	0,0	0,0	33,2
1980	11,3	0,0	53,8	0,0	0,0	5,5	4,5	16,6	0,0	14,0	0,0	0,0	53,8
1981	0,0	8,1	16,6	3,9	6,4	5,5	2,0	39,3	3,5	0,0	0,0	0,0	39,3
1982	0,0	1,6	2,4	0,0	0,0	3,2	0,0	11,6	4,9	2,4	2,8	2,3	11,6
1983	0,0	7,6	3,1	1,2	5,9	5,3	5,7	7,4	8,1	2,0	2,2	0,0	8,1
1984	0,0	4,5	1,5	0,7	13,7	0,0	1,5	0,0	15,2	0,0	1,0	0,7	15,2
1985	0,0	1,7	19,0	5,5	14,9	7,2	84,0	1,1	7,5	0,0	0,0	7,5	84,0
1986	3,5	17,3	32,8	1,5	10,8	1,5	6,5	10,7	0,0	0,0	1,5	0,5	32,8
1987	0,0	0,0	8,0	4,2	1,0	0,8	0,0	7,3	5,0	18,6	0,0	2,2	18,6
1988	4,7	0,0	5,0	0,0	0,0	0,0	1,0	0,0	6,5	0,0	4,8	0,0	6,5
1989	0,0	0,0	2,4	0,0	11,2	0,0	1,0	10,0	13,7	0,0	0,0	2,1	13,7
1990	2,5	0,0	3,8	0,0	0,0	21,7	20,2	4,7	9,0	0,0	2,3	2,1	21,7
1991	10,9	22,2	2,3	7,2	8,7	6,3	11,7	1,7	7,0	0,0	3,6	0,0	22,2
1992	3,7	0,0	7,5	0,3	0,4	1,6	15,3	1,2	10,6	6,2	6,4	13,5	15,3
1993	4,1	0,3	1,8	0,5	9,0	0,8	20,4	0,2	0,0	4,8	0,0	6,5	20,4
1994	24,9	69,5	3,1	0,2	0,7	8,9	12,4	6,2	1,4	18,8	0,6	5,5	69,5
1995	9,7	31,3	0,6	8,2	6,8	6,6	28,3	5,4	21,3	30,9	2,7	6,0	31,3
1996	7,2	0,0	0,0	5,5	6,0	0,7	4,6	13,3	3,5	1,5	0,6	39,9	39,9
1997	31,4	6,4	18,3	8,9	4,5	9,1	2,4	14,5	4,5	4,0	0,0	14,6	31,4
1998	9,2	0,0	0,0	2,7	28,5	13,6	23,8	0,3	0,2	13,2	12,2	8,5	28,5
1999	12,6	2,9	3,6	40,4	0,0	0,0	0,7	0,7	4,6	6,3	3,0	0,0	40,4
2000	11,5	28,8	0,3	0,6	5,9	2,3	0,5	1,1	2,3	0,2	3,2	21,9	28,8
2001	21,4	9,1	1,4	7,8	8,1	0,6	0,4	8,4	12,5	0,0	0,0	12,4	21,4
2002	0,9	5,8	5,0	0,5	10,7	1,6	3,2	3,8	7,6	4,4	4,1	2,3	10,7
2003	1,2	24,6	11,6	8,7	0,2	10,0	24,9	24,4	16,5	6,0	14,5	14,0	24,9
2004	0,6	7,7	0,6	22,0	0,0	4,7	0,2	0,4	0,8	7,5	7,3	0,5	22,0
2005	22,4	9,0	4,2	8,5	8,7	5,5	0,9	9,4	20,4	2,9	5,3	2,4	22,4
2006	2,8	1,1	8,4	20,6	2,6	6,6	8,6	21,1	1,4	0,0	3,1	5,4	21,1
2007	9,2	11,9	4,4	1,7	0,0	12,2	2,4	0,7	9,0	3,2	1,4	0,0	12,2
													Moy = 27.4

Annexe I. 3 : Série des apports naturels

Année	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUN	JUL	AOU	Apport annuelle
1975	1.91	0.37	0.42	0.45	0.5	0.48	0.58	0.57	1.68	1.7	3.37	0.46	12.5
1976	3.33	7.09	0.45	0.47	0.68	0.34	0.35	0.35	2.14	0.4	0.29	0.32	16.2
1977	0.45	0.41	0.46	0.46	0.52	0.44	0.52	0.49	0.52	1.4	0.4	0.36	6.44
1978	0.41	0.51	0.41	0.47	5.72	0.5	0.47	0.39	0.37	1.84	0.42	0.45	11.95
1979	15.57	0.43	0.4	0.41	0.44	0.5	1.99	0.51	0.55	0.39	0.38	0.4	21.97
1980	3.37	0.53	3.61	0.58	0.64	11.84	0.52	0.37	0.45	0.47	0.42	0.37	23.18
1984	0.48	3.71	0.31	0.31	0.31	0.31	0.35	0.29	0.41	0.25	0.26	0.26	7.27
1985	0.25	0.25	7.75	0.26	0.31	0.29	3.3	0.26	0.23	0.24	0.25	0.25	13.64
Moyenne												14.14	

Annexe I. 4 : Série des apports d'estimation

Année	Précipitation (mm)	Débit moyen (m³/s)	Apport (Mm³)
1976	166,8	0,51	16,2
1977	62,9	0,20	6,44
1978	125,1	0,38	11,95
1979	177,8	0,69	21,97
1980	156,4	0,73	23,18
1981	173,8	0,67	21,05
1982	51,2	0,03	1,10
1983	98	0,28	8,72
1984	73,4	0,23	7,27
1985	170,8	0,43	13,64
1986	134,9	0,47	14,72
1987	65,7	0,11	3,46
1988	30,6	0,03	0,95
1989	108,3	0,33	10,40
1990	109,5	0,34	10,59
1991	205,9	0,83	26,28
1992	102	0,30	9,37
1993	70,7	0,14	4,28
1994	263	1,13	35,57
1995	317,9	1,41	44,50
1996	159,1	0,59	18,66
1997	193,3	0,77	24,23
1998	198,3	0,79	25,04
1999	119,7	0,39	12,25
2000	106,4	0,32	10,09
2001	138,4	0,48	15,29
2002	81	0,19	5,95
2003	266,8	1,15	36,19
2004	98,1	0,28	8,74
2005	223,5	0,92	29,14
2006	157,9	0,59	18,47
2007	94,7	0,26	8,18

Tableau 72 : Résultats de calculs de la méthode de MUSKINGUM (b=30 m)

Temps	I	I1+2	2S/ Δt +Q _s	(2S/ Δt +Q _s)-2Q _s	Q _s
0	0,0000	0,0000	0	37,83	-18,915
0,5	5,5444	5,5444	43,3744	80,05041268	-18,33800763
1	22,1776	27,7220	107,7724	142,7342601	-17,48093019
1,5	49,8996	72,0772	214,8114	246,9219052	-16,05523939
2	88,7104	138,6099	385,5318	413,0888573	-13,77850843
2,5	138,6099	227,3203	640,4092	661,1550528	-10,37295086
3	199,5983	338,2082	999,3633	1010,490384	-5,563544561
3,5	271,6755	471,2738	1481,7642	1479,915762	0,924200878
4	354,8414	626,5169	2106,4327	2087,699113	9,366778014
4,5	449,0962	803,9376	2891,6367	2851,545813	20,04546239
5	554,4397	1003,5359	3855,0817	3788,583171	33,2492865
5,5	670,8721	1225,3118	5013,8950	4915,338694	49,27815206
6	798,3932	1469,2653	6384,6040	6247,71196	68,4460234
6,5	937,0032	1735,3964	7983,1083	7800,940065	91,08414218
6,6	966,0558	1903,0590	9703,9990	9472,402546	115,798243
7	908,6818	1874,7376	11347,1402	11067,68532	139,7274195
7,5	840,2181	1748,9000	12816,5853	12493,78232	161,4014756
8	775,2827	1615,5009	14109,2832	13747,91764	180,6827789
8,5	713,7822	1489,0650	15236,9826	14841,649	197,6668071
9	655,6233	1369,4056	16211,0546	15786,13471	212,4599229
9,5	600,7126	1256,3359	17042,4706	16592,11743	225,1766079
10	548,9568	1149,6694	17741,7869	17269,91282	235,9370255
10,5	500,2626	1049,2194	18319,1322	17829,40243	244,8648949
11	454,5365	954,7991	18784,2016	18280,03024	252,0856543
11,5	411,6854	866,2219	19146,2522	18630,80239	257,7248922
12	371,6158	783,3011	19414,1035	18890,28949	261,9070219
12,5	334,2343	705,8501	19596,1396	19066,63121	264,7541774
13	299,4477	633,6821	19700,3133	19167,54266	266,3853071
13,5	267,1627	566,6104	19734,1531	19200,32218	266,9154436
14	237,2858	504,4484	19704,7706	19171,86036	266,4551284
14,5	209,7237	447,0095	19618,8698	19088,6499	265,1099722
15	184,3831	394,1068	19482,7567	18956,79608	262,9803333
15,5	161,1707	345,5539	19302,3499	18782,02774	260,1610968
16	139,9931	301,1638	19083,1916	18569,70848	256,7415398
16,5	120,7570	260,7501	18830,4586	18324,84803	252,8052692
17	103,3690	224,1259	18548,9740	18052,11354	248,4302201
17,5	87,7358	191,1047	18243,2183	17755,84087	243,6887039
18	73,7640	161,4998	17917,3406	17440,04565	238,6474963
18,5	61,3604	135,1244	17575,1700	17108,4341	233,3679573
19	50,4315	111,7919	17220,2260	16764,4136	227,9061761
19,5	40,8841	91,3155	16855,7291	16411,10288	222,3131339
20	32,6247	73,5088	16484,6116	16051,34187	216,6348799
20,5	25,5601	58,1848	16109,5267	15687,70125	210,9127159

21	19,5969	45,1570	15732,8583	15322,49151	205,1833849
21,5	14,6418	34,2387	15356,7303	14957,77173	199,4792622
22	10,6014	25,2432	14983,0150	14595,35789	193,8285434
22,5	7,3824	17,9839	14613,3418	14236,83091	188,2554311
23	4,8915	12,2740	14249,1049	13883,54425	182,7803142
23,5	3,0353	7,9268	13891,4711	13536,63117	177,4199431
24	1,7204	4,7557	13541,3869	13197,01171	172,1875954
24,5	0,8536	2,5741	13199,5858	12865,39931	167,0932348
25	0,3415	1,1951	12866,5944	12542,30712	162,1436612
25,5	0,0907	0,4322	12542,7393	12228,05404	157,3426519
26	0,0080	0,0987	12228,1527	11922,77054	152,6910945
26,4	0,0000	0,0080	11922,7785	11626,40428	148,187113
26,5	0,0000	0,0000	11626,4043	11338,75113	143,8265735
27	0,0000	0,0000	11338,7511	11059,54228	139,6044267
27,5	0,0000	0,0000	11059,5423	10788,51084	135,5157209
28	0,0000	0,0000	10788,5108	10525,39942	131,5557121
28,5	0,0000	0,0000	10525,3994	10269,95971	127,7198542
29	0,0000	0,0000	10269,9597	10021,95213	124,0037884
29,5	0,0000	0,0000	10021,9521	9781,14546	120,4033348
30	0,0000	0,0000	9781,1455	9547,316494	116,914483
30,5	0,0000	0,0000	9547,3165	9320,249725	113,5333845
31	0,0000	0,0000	9320,2497	9099,737036	110,2563446
31,5	0,0000	0,0000	9099,7370	8885,577405	107,0798154
32	0,0000	0,0000	8885,5774	8677,576628	104,0003886
32,5	0,0000	0,0000	8677,5766	8475,547049	101,0147893
33	0,0000	0,0000	8475,5470	8279,30731	98,11986962
33,5	0,0000	0,0000	8279,3073	8088,682104	95,31260299
34	0,0000	0,0000	8088,6821	7903,501947	92,59007867
34,5	0,0000	0,0000	7903,5019	7723,602954	89,94949647
35	0,0000	0,0000	7723,6030	7548,82663	87,38816184
35,5	0,0000	0,0000	7548,8266	7379,019668	84,90348119
36	0,0000	0,0000	7379,0197	7214,033753	82,49295745
36,5	0,0000	0,0000	7214,0338	7053,725381	80,15418589
37	0,0000	0,0000	7053,7254	6897,955681	77,88485007
37,5	0,0000	0,0000	6897,9557	6746,590245	75,68271811
38	0,0000	0,0000	6746,5902	6599,498966	73,54563905
38,5	0,0000	0,0000	6599,4990	6456,555888	71,47153945
39	0,0000	0,0000	6456,5559	6317,639047	69,45842014
39,5	0,0000	0,0000	6317,6390	6182,630341	67,50435312
40	0,0000	0,0000	6182,6303	6051,415384	65,60747861
40,5	0,0000	0,0000	6051,4154	5923,883379	63,76600229
41	0,0000	0,0000	5923,8834	5799,926994	61,9781926
41,5	0,0000	0,0000	5799,9270	5679,442238	60,24237821
42	0,0000	0,0000	5679,4422	5562,328346	58,55694561
42,5	0,0000	0,0000	5562,3283	5448,487673	56,9203368
43	0,0000	0,0000	5448,4877	5337,825579	55,33104712

43,5	0,0000	0,0000	5337,8256	5230,250332	53,78762311
44	0,0000	0,0000	5230,2503	5125,673011	52,28866053
44,5	0,0000	0,0000	5125,6730	5024,007406	50,83280248
45	0,0000	0,0000	5024,0074	4925,169931	49,41873753
45,5	0,0000	0,0000	4925,1699	4829,079535	48,04519802
46	0,0000	0,0000	4829,0795	4735,657618	46,71095837
46,5	0,0000	0,0000	4735,6576	4644,827951	45,41483351
47	0,0000	0,0000	4644,8280	4556,516597	44,15567736
47,5	0,0000	0,0000	4556,5166	4470,651834	42,93238135
48	0,0000	0,0000	4470,6518	4387,164088	41,74387306
48,5	0,0000	0,0000	4387,1641	4305,985858	40,58911489
49	0,0000	0,0000	4305,9859	4227,051653	39,46710277
49,5	0,0000	0,0000	4227,0517	4150,297923	38,37686492
50	0,0000	0,0000	4150,2979	4075,663001	37,31746074
50,5	0,0000	0,0000	4075,6630	4003,087042	36,28797965
51	0,0000	0,0000	4003,0870	3932,511962	35,28754001
51,5	0,0000	0,0000	3932,5120	3863,881386	34,31528811
52	0,0000	0,0000	3863,8814	3797,140591	33,37039719
52,5	0,0000	0,0000	3797,1406	3732,236458	32,45206647
53	0,0000	0,0000	3732,2365	3669,117418	31,55952024
53,5	0,0000	0,0000	3669,1174	3607,733404	30,69200702
54	0,0000	0,0000	3607,7334	3548,035807	29,84879869
54,5	0,0000	0,0000	3548,0358	3489,977427	29,02918971
55	0,0000	0,0000	3489,9774	3433,512434	28,23249633
55,5	0,0000	0,0000	3433,5124	3378,596323	27,45805584
56	0,0000	0,0000	3378,5963	3325,185871	26,70522588
56,5	0,0000	0,0000	3325,1859	3273,239104	25,97338375
57	0,0000	0,0000	3273,2391	3222,715252	25,26192573
57,5	0,0000	0,0000	3222,7153	3173,574719	24,57026647
58	0,0000	0,0000	3173,5747	3125,779042	23,89783835
58,5	0,0000	0,0000	3125,7790	3079,290861	23,24409094
59	0,0000	0,0000	3079,2909	3034,07388	22,60849038
59,5	0,0000	0,0000	3034,0739	2990,092842	21,99051886
60	0,0000	0,0000	2990,0928	2947,313494	21,38967411
60,5	0,0000	0,0000	2947,3135	2905,702556	20,80546888
61	0,0000	0,0000	2905,7026	2865,227695	20,23743044
61,5	0,0000	0,0000	2865,2277	2825,857495	19,68510013
62	0,0000	0,0000	2825,8575	2787,561429	19,14803292
62,5	0,0000	0,0000	2787,5614	2750,309835	18,62579693
63	0,0000	0,0000	2750,3098	2714,073889	18,11797306
63,5	0,0000	0,0000	2714,0739	2678,82558	17,62415455
64	0,0000	0,0000	2678,8256	2644,537687	17,1439466
64,5	0,0000	0,0000	2644,5377	2611,183755	16,67696601
65	0,0000	0,0000	2611,1838	2578,738073	16,22284077
65,5	0,0000	0,0000	2578,7381	2547,175654	15,78120978
66	0,0000	0,0000	2547,1757	2516,472209	15,35172242

66,5	0,0000	0,0000	2516,4722	2486,604132	14,93403832
67	0,0000	0,0000	2486,6041	2457,548478	14,52782696
67,5	0,0000	0,0000	2457,5485	2429,282943	14,13276743
68	0,0000	0,0000	2429,2829	2401,785847	13,74854808
68,5	0,0000	0,0000	2401,7858	2375,036115	13,37486628
69	0,0000	0,0000	2375,0361	2349,013258	13,01142812
69,5	0,0000	0,0000	2349,0133	2323,697362	12,65794813
70	0,0000	0,0000	2323,6974	2299,069064	12,31414908
70,5	0,0000	0,0000	2299,0691	2275,109541	11,97976166
71	0,0000	0,0000	2275,1095	2251,800492	11,6545243
71,5	0,0000	0,0000	2251,8005	2229,124126	11,33818287
72	0,0000	0,0000	2229,1241	2207,063145	11,03049054
72,5	0,0000	0,0000	2207,0631	2185,60073	10,7312075
73	0,0000	0,0000	2185,6007	2164,720529	10,44010075
73,5	0,0000	0,0000	2164,7205	2144,406641	10,15694393
74	0,0000	0,0000	2144,4066	2124,643607	9,881517115
74,5	0,0000	0,0000	2124,6436	2105,416393	9,613606596
75	0,0000	0,0000	2105,4164	2086,710384	9,353004725
75,5	0,0000	0,0000	2086,7104	2068,511365	9,099509721
76	0,0000	0,0000	2068,5114	2050,805514	8,852925505
76,5	0,0000	0,0000	2050,8055	2033,579391	8,613061526
77	0,0000	0,0000	2033,5794	2016,819925	8,379732602
77,5	0,0000	0,0000	2016,8199	2000,514408	8,152758764
78	0,0000	0,0000	2000,5144	1984,650478	7,931965098
78,5	0,0000	0,0000	1984,6505	1969,216114	7,717181603
79	0,0000	0,0000	1969,2161	1954,199628	7,508243048
79,5	0,0000	0,0000	1954,1996	1939,589651	7,304988828
80	0,0000	0,0000	1939,5897	1925,375125	7,107262834
80,5	0,0000	0,0000	1925,3751	1911,545298	6,914913325
81	0,0000	0,0000	1911,5453	1898,089713	6,727792793
81,5	0,0000	0,0000	1898,0897	1884,998197	6,545757853
82	0,0000	0,0000	1884,9982	1872,260859	6,368669113
82,5	0,0000	0,0000	1872,2609	1859,868077	6,196391066
83	0,0000	0,0000	1859,8681	1847,810493	6,028791976
83,5	0,0000	0,0000	1847,8105	1836,079005	5,86574377
84	0,0000	0,0000	1836,0790	1824,664761	5,707121936
84,5	0,0000	0,0000	1824,6648	1813,55915	5,552805415
85	0,0000	0,0000	1813,5592	1802,753797	5,402676509
85,5	0,0000	0,0000	1802,7538	1792,240556	5,256620782
86	0,0000	0,0000	1792,2406	1782,011502	5,114526966
86,5	0,0000	0,0000	1782,0115	1772,058928	4,976286876
87	0,0000	0,0000	1772,0589	1762,375338	4,841795316
87,5	0,0000	0,0000	1762,3753	1752,953438	4,71095
88	0,0000	0,0000	1752,9534	1743,786135	4,583651465
88,5	0,0000	0,0000	1743,7861	1734,866529	4,459802996
89	0,0000	0,0000	1734,8665	1726,187908	4,339310544

89,5	0,0000	0,0000	1726,1879	1717,743742	4,222082652
90	0,0000	0,0000	1717,7437	1709,527682	4,108030386
90,5	0,0000	0,0000	1709,5277	1701,533547	3,997067258
91	0,0000	0,0000	1701,5335	1693,755329	3,88910916
91,5	0,0000	0,0000	1693,7553	1686,18718	3,784074298
92	0,0000	0,0000	1686,1872	1678,823414	3,681883127
92,5	0,0000	0,0000	1678,8234	1671,658497	3,582458287
93	0,0000	0,0000	1671,6585	1664,687048	3,485724541
93,5	0,0000	0,0000	1664,6870	1657,903831	3,391608719
94	0,0000	0,0000	1657,9038	1651,303751	3,300039655
94,5	0,0000	0,0000	1651,3038	1644,881855	3,210948139
95	0,0000	0,0000	1644,8819	1638,633321	3,124266852
95,5	0,0000	0,0000	1638,6333	1632,553461	3,039930325
96	0,0000	0,0000	1632,5535	1626,637711	2,957874877
96,5	0,0000	0,0000	1626,6377	1620,881634	2,878038571
97	0,0000	0,0000	1620,8816	1615,280912	2,800361167

Tableau 73 : Résultats de calculs de la méthode de MUSKINGUM (b=40 m)

Temps	I	I1+I2	2S/ Δt +Q _s	(2S/ Δt +Q _s)-2Q _s	Q _s
0	0,0000	0,0000	0	50,264	-25,132
0,5	5,5444	5,5444	55,8084	104,0962818	-24,1439422
1	22,1776	27,7220	131,8183	177,413122	-22,79742656
1,5	49,8996	72,0772	249,4903	290,9123728	-20,71104227
2	88,7104	138,6099	429,5223	464,5517	-17,51469599
2,5	138,6099	227,3203	691,8720	717,5671353	-12,84757076
3	199,5983	338,2082	1055,7754	1068,486583	-6,355602891
3,5	271,6755	471,2738	1539,7604	1535,137508	2,31142738
4	354,8414	626,5169	2161,6544	2134,648209	13,50310313
4,5	449,0962	803,9376	2938,5858	2883,442249	27,57179218
5	554,4397	1003,5359	3886,9782	3797,225776	44,87620173
5,5	670,8721	1225,3118	5022,5376	4890,967631	65,78498631
6	798,3932	1469,2653	6360,2329	6178,872288	90,68032817
6,5	937,0032	1735,3964	7914,2687	7674,345862	119,9614075
6,6	966,0558	1903,0590	9577,4048	9273,952429	151,7262001
7	908,6818	1874,7376	11148,6900	10784,40349	182,1432769
7,5	840,2181	1748,9000	12533,3034	12114,75511	209,2741665
8	775,2827	1615,5009	13730,2560	13264,30574	232,9751253
8,5	713,7822	1489,0650	14753,3707	14246,53947	253,4156173
9	655,6233	1369,4056	15615,9450	15074,38733	270,7788461
9,5	600,7126	1256,3359	16330,7233	15760,20886	285,2572036
10	548,9568	1149,6694	16909,8783	16315,78158	297,0483648
10,5	500,2626	1049,2194	17365,0010	16752,29702	306,351978
11	454,5365	954,7991	17707,0961	17080,36234	313,3669021
11,5	411,6854	866,2219	17946,5843	17310,0064	318,2889325
12	371,6158	783,3011	18093,3075	17450,68961	321,3089658
12,5	334,2343	705,8501	18156,5397	17511,3166	322,6115472
13	299,4477	633,6821	18144,9987	17500,25115	322,3737543
13,5	267,1627	566,6104	18066,8616	17425,33282	320,7643685

14	237,2858	504,4484	17929,7813	17293,89468	317,9432928
14,5	209,7237	447,0095	17740,9042	17112,7818	314,061178
15	184,3831	394,1068	17506,8886	16888,3702	309,259221
15,5	161,1707	345,5539	17233,9241	16626,58584	303,6691069
16	139,9931	301,1638	16927,7497	16332,92354	297,4130659
16,5	120,7570	260,7501	16593,6736	16012,46558	290,6040235
17	103,3690	224,1259	16236,5915	15669,89988	283,3458223
17,5	87,7358	191,1047	15861,0046	15309,53762	275,7334991
18	73,7640	161,4998	15471,0374	14935,33019	267,8536017
18,5	61,3604	135,1244	15070,4546	14550,88549	259,7845337
19	50,4315	111,7919	14662,6773	14159,48351	251,5969175
19,5	40,8841	91,3155	14250,7990	13764,09112	243,3539651
20	32,6247	73,5088	13837,5999	13367,37617	235,1118514
20,5	25,5601	58,1848	13425,5610	12971,72081	226,9200844
21	19,5969	45,1570	13016,8778	12579,23411	218,8218665
21,5	14,6418	34,2387	12613,4728	12191,76396	210,8544452
22	10,6014	25,2432	12217,0072	11810,90831	203,0494488
22,5	7,3824	17,9839	11828,8922	11438,02578	195,4332071
23	4,8915	12,2740	11450,2997	11074,24564	188,0270546
23,5	3,0353	7,9268	11082,1724	10720,47721	180,847616
24	1,7204	4,7557	10725,2329	10377,4188	173,9070729
24,5	0,8536	2,5741	10379,9929	10045,56604	167,213414
25	0,3415	1,1951	10046,7612	9725,219839	160,7706655
25,5	0,0907	0,4322	9725,6521	9416,493853	154,5791062
26	0,0080	0,0987	9416,5925	9119,321614	148,6354652
26,4	0,0000	0,0080	9119,3296	8833,463364	142,9331073
26,5	0,0000	0,0000	8833,4634	8558,537949	137,4627075
27	0,0000	0,0000	8558,5379	8294,109934	132,2140074
27,5	0,0000	0,0000	8294,1099	8039,755681	127,1771266
28	0,0000	0,0000	8039,7557	7795,070303	122,3426893
28,5	0,0000	0,0000	7795,0703	7559,666714	117,701794
29	0,0000	0,0000	7559,6667	7333,174743	113,2459857
29,5	0,0000	0,0000	7333,1747	7115,240285	108,9672291
30	0,0000	0,0000	7115,2403	6905,524516	104,8578846
30,5	0,0000	0,0000	6905,5245	6703,703145	100,9106854
31	0,0000	0,0000	6703,7031	6509,465712	97,11871653
31,5	0,0000	0,0000	6509,4657	6322,514923	93,47539461
32	0,0000	0,0000	6322,5149	6142,566023	89,97444972
32,5	0,0000	0,0000	6142,5660	5969,346207	86,609908
33	0,0000	0,0000	5969,3462	5802,594056	83,3760754
33,5	0,0000	0,0000	5802,5941	5642,059011	80,26752262
34	0,0000	0,0000	5642,0590	5487,500869	77,27907089
34,5	0,0000	0,0000	5487,5009	5338,689312	74,40577865
35	0,0000	0,0000	5338,6893	5195,403454	71,64292911
35,5	0,0000	0,0000	5195,4035	5057,431417	68,9860185
36	0,0000	0,0000	5057,4314	4924,569927	66,43074508
36,5	0,0000	0,0000	4924,5699	4796,623929	63,97299882
37	0,0000	0,0000	4796,6239	4673,406226	61,60885163

37,5	0,0000	0,0000	4673,4062	4554,737129	59,33454826
38	0,0000	0,0000	4554,7371	4440,444134	57,14649761
38,5	0,0000	0,0000	4440,4441	4330,361605	55,0412647
39	0,0000	0,0000	4330,3616	4224,330479	53,01556293
39,5	0,0000	0,0000	4224,3305	4122,197985	51,06624691
40	0,0000	0,0000	4122,1980	4023,817374	49,19030563
40,5	0,0000	0,0000	4023,8174	3929,047662	47,38485601
41	0,0000	0,0000	3929,0477	3837,753388	45,64713685
41,5	0,0000	0,0000	3837,7534	3749,804382	43,97450305
42	0,0000	0,0000	3749,8044	3665,075541	42,36442019
42,5	0,0000	0,0000	3665,0755	3583,446623	40,81445938
43	0,0000	0,0000	3583,4466	3504,802038	39,3222924
43,5	0,0000	0,0000	3504,8020	3429,030664	37,88568706
44	0,0000	0,0000	3429,0307	3356,025658	36,50250285
44,5	0,0000	0,0000	3356,0257	3285,684284	35,1706868
45	0,0000	0,0000	3285,6843	3217,907745	33,88826953
45,5	0,0000	0,0000	3217,9077	3152,601022	32,65336151
46	0,0000	0,0000	3152,6010	3089,672723	31,46414955
46,5	0,0000	0,0000	3089,6727	3029,034936	30,3188934
47	0,0000	0,0000	3029,0349	2970,603091	29,21592259
47,5	0,0000	0,0000	2970,6031	2914,295825	28,15363333
48	0,0000	0,0000	2914,2958	2860,034853	27,13048571
48,5	0,0000	0,0000	2860,0349	2807,744851	26,14500085
49	0,0000	0,0000	2807,7449	2757,353335	25,19575836
49,5	0,0000	0,0000	2757,3533	2708,790547	24,28139382
50	0,0000	0,0000	2708,7905	2661,989354	23,40059638
50,5	0,0000	0,0000	2661,9894	2616,885141	22,55210656
51	0,0000	0,0000	2616,8851	2573,415713	21,73471403
51,5	0,0000	0,0000	2573,4157	2531,521202	20,9472556
52	0,0000	0,0000	2531,5212	2491,143975	20,18861324
52,5	0,0000	0,0000	2491,1440	2452,228551	19,45771223
53	0,0000	0,0000	2452,2286	2414,721512	18,75351934
53,5	0,0000	0,0000	2414,7215	2378,57143	18,07504117
54	0,0000	0,0000	2378,5714	2343,728785	17,42132248
54,5	0,0000	0,0000	2343,7288	2310,145896	16,79144467
55	0,0000	0,0000	2310,1459	2277,776847	16,18452428
55,5	0,0000	0,0000	2277,7768	2246,577424	15,59971158
56	0,0000	0,0000	2246,5774	2216,505046	15,03618921
56,5	0,0000	0,0000	2216,5050	2187,518704	14,49317088
57	0,0000	0,0000	2187,5187	2159,578904	13,9699001
57,5	0,0000	0,0000	2159,5789	2132,647605	13,46564908
58	0,0000	0,0000	2132,6476	2106,68817	12,97971748
58,5	0,0000	0,0000	2106,6882	2081,665308	12,51143142
59	0,0000	0,0000	2081,6653	2057,545023	12,06014238
59,5	0,0000	0,0000	2057,5450	2034,29457	11,62522623
60	0,0000	0,0000	2034,2946	2011,882406	11,20608225
60,5	0,0000	0,0000	2011,8824	1990,278141	10,80213225
61	0,0000	0,0000	1990,2781	1969,452502	10,41281967

61,5	0,0000	0,0000	1969,4525	1949,377285	10,03760874
62	0,0000	0,0000	1949,3773	1930,025317	9,675983682
62,5	0,0000	0,0000	1930,0253	1911,370421	9,327447933
63	0,0000	0,0000	1911,3704	1893,387375	8,99152341
63,5	0,0000	0,0000	1893,3874	1876,051875	8,66774979
64	0,0000	0,0000	1876,0519	1859,340507	8,355683838
64,5	0,0000	0,0000	1859,3405	1843,23071	8,054898749
65	0,0000	0,0000	1843,2307	1827,700743	7,76498352
65,5	0,0000	0,0000	1827,7007	1812,729658	7,485542348
66	0,0000	0,0000	1812,7297	1798,29727	7,216194053
66,5	0,0000	0,0000	1798,2973	1784,384127	6,956571524
67	0,0000	0,0000	1784,3841	1770,971485	6,706321184
67,5	0,0000	0,0000	1770,9715	1758,04128	6,465102477
68	0,0000	0,0000	1758,0413	1745,576105	6,23258738
68,5	0,0000	0,0000	1745,5761	1733,559185	6,008459931
69	0,0000	0,0000	1733,5592	1721,974353	5,79241577
69,5	0,0000	0,0000	1721,9744	1710,80603	5,58416171
70	0,0000	0,0000	1710,8060	1700,039199	5,383415313
70,5	0,0000	0,0000	1700,0392	1689,65939	5,189904492
71	0,0000	0,0000	1689,6594	1679,652656	5,003367119
71,5	0,0000	0,0000	1679,6527	1670,005555	4,823550658
72	0,0000	0,0000	1670,0056	1660,705131	4,650211805
72,5	0,0000	0,0000	1660,7051	1651,738899	4,483116146
73	0,0000	0,0000	1651,7389	1643,094823	4,322037823
73,5	0,0000	0,0000	1643,0948	1634,761305	4,166759221
74	0,0000	0,0000	1634,7613	1626,727164	4,017070658
74,5	0,0000	0,0000	1626,7272	1618,981623	3,872770096
75	0,0000	0,0000	1618,9816	1611,514298	3,733662853
75,5	0,0000	0,0000	1611,5143	1604,315175	3,599561335
76	0,0000	0,0000	1604,3152	1597,374605	3,470284772
76,5	0,0000	0,0000	1597,3746	1590,683288	3,345658967
77	0,0000	0,0000	1590,6833	1584,232255	3,225516055
77,5	0,0000	0,0000	1584,2323	1578,012867	3,109694268
78	0,0000	0,0000	1578,0129	1572,016791	2,998037712
78,5	0,0000	0,0000	1572,0168	1566,235999	2,890396152
79	0,0000	0,0000	1566,2360	1560,66275	2,786624801
79,5	0,0000	0,0000	1560,6627	1555,289581	2,686584124
80	0,0000	0,0000	1555,2896	1550,109302	2,590139643
80,5	0,0000	0,0000	1550,1093	1545,114978	2,497161753
81	0,0000	0,0000	1545,1150	1540,299927	2,407525543
81,5	0,0000	0,0000	1540,2999	1535,657706	2,321110624
82	0,0000	0,0000	1535,6577	1531,182104	2,237800966
82,5	0,0000	0,0000	1531,1821	1526,867135	2,157484736
83	0,0000	0,0000	1526,8671	1522,707026	2,080054145
83,5	0,0000	0,0000	1522,7070	1518,696216	2,005405304
84	0,0000	0,0000	1518,6962	1514,82934	1,933438076
84,5	0,0000	0,0000	1514,8293	1511,101228	1,864055947
85	0,0000	0,0000	1511,1012	1507,506896	1,797165886

85,5	0,0000	0,0000	1507,5069	1504,04154	1,732678223
86	0,0000	0,0000	1504,0415	1500,700527	1,670506527
86,5	0,0000	0,0000	1500,7005	1497,479392	1,610567485
87	0,0000	0,0000	1497,4794	1494,37383	1,552780793
87,5	0,0000	0,0000	1494,3738	1491,379692	1,497069042
88	0,0000	0,0000	1491,3797	1488,492977	1,443357617
88,5	0,0000	0,0000	1488,4930	1485,709827	1,391574594
89	0,0000	0,0000	1485,7098	1483,026526	1,341650642
89,5	0,0000	0,0000	1483,0265	1480,439488	1,293518928
90	0,0000	0,0000	1480,4395	1477,945258	1,247111503
90,5	0,0000	0,0000	1477,9453	1475,540505	1,202376846
91	0,0000	0,0000	1475,5405	1473,222016	1,159244514
91,5	0,0000	0,0000	1473,2220	1470,986695	1,117660324
92	0,0000	0,0000	1470,9867	1468,831558	1,077568648
92,5	0,0000	0,0000	1468,8316	1466,753726	1,038915861
93	0,0000	0,0000	1466,7537	1464,750425	1,001650268
93,5	0,0000	0,0000	1464,7504	1462,818981	0,965722033
94	0,0000	0,0000	1462,8190	1460,956815	0,931083119
94,5	0,0000	0,0000	1460,9568	1459,161441	0,897687212
95	0,0000	0,0000	1459,1614	1457,430461	0,865489668
95,5	0,0000	0,0000	1457,4305	1455,761566	0,834447449
96	0,0000	0,0000	1455,7616	1454,152528	0,804519064
96,5	0,0000	0,0000	1454,1525	1452,601199	0,775664516
97	0,0000	0,0000	1452,6012	1451,105509	0,747845246

Tableau 74 : Résultats de calculs de la méthode de MUSKINGUM (b=45 m)

Temps	I	I1+I2	2S/ Δt +Q _s	(2S/ Δt +Q _s)-2Q _s	Q _s
0	0,0000	0,0000	0	66,054	-33,027
0,5	5,5444	5,5444	71,5984	134,6875061	-31,54455433
1	22,1776	27,7220	162,4095	221,7360473	-29,66327711
1,5	49,8996	72,0772	293,8132	347,6912609	-26,93902364
2	88,7104	138,6099	486,3012	532,1892182	-22,94401102
2,5	138,6099	227,3203	759,5095	794,0390585	-17,26477327
3	199,5983	338,2082	1132,2473	1151,246784	-9,499742004
3,5	271,6755	471,2738	1622,5206	1621,033653	0,743455788
4	354,8414	626,5169	2247,5506	2219,848759	13,85090044
4,5	449,0962	803,9376	3023,7864	2963,375567	30,20540802
5	554,4397	1003,5359	3966,9115	3866,532268	50,18961509
5,5	670,8721	1225,3118	5091,8441	4943,465987	74,18905412
6	798,3932	1469,2653	6412,7313	6207,540988	102,5951565
6,5	937,0032	1735,3964	7942,9374	7671,321134	135,8081215
6,6	966,0558	1903,0590	9574,3801	9231,221138	171,5794809
7	908,6818	1874,7376	11105,9588	10694,95813	205,5003085
7,5	840,2181	1748,9000	12443,8581	11973,05742	235,4003347
8	775,2827	1615,5009	13588,5583	13066,19513	261,1815809
8,5	713,7822	1489,0650	14555,2601	13989,06656	283,096776
9	655,6233	1369,4056	15358,4721	14755,66179	301,4051592
9,5	600,7126	1256,3359	16011,9977	15379,26125	316,3682379
10	548,9568	1149,6694	16528,9307	15872,43819	328,2462538

10,5	500,2626	1049,2194	16921,6576	16247,06701	337,2952867
11	454,5365	954,7991	17201,8661	16514,33629	343,7649229
11,5	411,6854	866,2219	17380,5582	16684,76538	347,8964214
12	371,6158	783,3011	17468,0665	16768,22389	349,9213112
12,5	334,2343	705,8501	17474,0740	16773,95325	350,0603595
13	299,4477	633,6821	17407,6353	16710,5896	348,5228547
13,5	267,1627	566,6104	17277,2000	16586,1877	345,5061551
14	237,2858	504,4484	17090,6361	16408,24523	341,1954573
14,5	209,7237	447,0095	16855,2547	16183,72722	335,7637453
15	184,3831	394,1068	16577,8341	15919,09029	329,3718859
15,5	161,1707	345,5539	16264,6441	15620,30647	322,1688393
16	139,9931	301,1638	15921,4703	15292,88637	314,2919602
16,5	120,7570	260,7501	15553,6365	14941,90172	305,8673672
17	103,3690	224,1259	15166,0277	14572,00695	297,0103605
17,5	87,7358	191,1047	14763,1117	14187,45994	287,8258747
18	73,7640	161,4998	14348,9597	13792,14181	278,4089512
18,5	61,3604	135,1244	13927,2662	13389,57574	268,845222
19	50,4315	111,7919	13501,3676	12982,9448	259,211394
19,5	40,8841	91,3155	13074,2603	12575,10888	249,5757289
20	32,6247	73,5088	12648,6176	12168,62061	239,9985121
20,5	25,5601	58,1848	12226,8054	11765,74041	230,5325062
21	19,5969	45,1570	11810,8974	11368,45067	221,223388
21,5	14,6418	34,2387	11402,6894	10978,46908	212,1101635
22	10,6014	25,2432	11003,7123	10597,2612	203,2255632
22,5	7,3824	17,9839	10615,2451	10226,05226	194,5964133
23	4,8915	12,2740	10238,3262	9865,838254	186,2439855
23,5	3,0353	7,9268	9873,7651	9517,396415	178,1843233
24	1,7204	4,7557	9522,1522	9181,295059	170,4285463
24,5	0,8536	2,5741	9183,8691	8857,902863	162,9831326
25	0,3415	1,1951	8859,0980	8547,397625	155,8501816
25,5	0,0907	0,4322	8547,8299	8249,774541	149,0276556
26	0,0080	0,0987	8249,8732	7964,854023	142,5096045
26,4	0,0000	0,0080	7964,8620	7692,289238	136,286375
26,5	0,0000	0,0000	7692,2892	7431,59848	130,3453792
27	0,0000	0,0000	7431,5985	7182,252291	124,6730945
27,5	0,0000	0,0000	7182,2523	6943,739181	119,2565548
28	0,0000	0,0000	6943,7392	6715,572207	114,083487
28,5	0,0000	0,0000	6715,5722	6497,287671	109,1422684
29	0,0000	0,0000	6497,2877	6288,443896	104,4218871
29,5	0,0000	0,0000	6288,4439	6088,620085	99,91190552
30	0,0000	0,0000	6088,6201	5897,415233	95,60242639
30,5	0,0000	0,0000	5897,4152	5714,447111	91,48406076
31	0,0000	0,0000	5714,4471	5539,351314	87,5478986
31,5	0,0000	0,0000	5539,3513	5371,780352	83,78548111
32	0,0000	0,0000	5371,7804	5211,402802	80,18877497
32,5	0,0000	0,0000	5211,4028	5057,902505	76,75014834
33	0,0000	0,0000	5057,9025	4910,977808	73,4623483
33,5	0,0000	0,0000	4910,9778	4770,340849	70,31847985

34	0,0000	0,0000	4770,3408	4635,716876	67,3119862
34,5	0,0000	0,0000	4635,7169	4506,843616	64,43663031
35	0,0000	0,0000	4506,8436	4383,470661	61,6864776
35,5	0,0000	0,0000	4383,4707	4265,358901	59,05587973
36	0,0000	0,0000	4265,3589	4152,279982	56,53945931
36,5	0,0000	0,0000	4152,2800	4044,015791	54,13209567
37	0,0000	0,0000	4044,0158	3940,357968	51,82891134
37,5	0,0000	0,0000	3940,3580	3841,10745	49,62525941
38	0,0000	0,0000	3841,1074	3746,074026	47,51671166
38,5	0,0000	0,0000	3746,0740	3655,075932	45,49904729
39	0,0000	0,0000	3655,0759	3567,939447	43,56824239
39,5	0,0000	0,0000	3567,9394	3484,498527	41,72045998
40	0,0000	0,0000	3484,4985	3404,594446	39,95204061
40,5	0,0000	0,0000	3404,5944	3328,075459	38,25949346
41	0,0000	0,0000	3328,0755	3254,796483	36,63948804
41,5	0,0000	0,0000	3254,7965	3184,61879	35,0888462
42	0,0000	0,0000	3184,6188	3117,409721	33,60453474
42,5	0,0000	0,0000	3117,4097	3053,042404	32,18365826
43	0,0000	0,0000	3053,0424	2991,395499	30,82345253
43,5	0,0000	0,0000	2991,3955	2932,352943	29,52127813
44	0,0000	0,0000	2932,3529	2875,803714	28,27461449
44,5	0,0000	0,0000	2875,8037	2821,641606	27,08105417
45	0,0000	0,0000	2821,6416	2769,765011	25,93829753
45,5	0,0000	0,0000	2769,7650	2720,076715	24,8441476
46	0,0000	0,0000	2720,0767	2672,483705	23,79650522
46,5	0,0000	0,0000	2672,4837	2626,896976	22,79336454
47	0,0000	0,0000	2626,8970	2583,231359	21,83280854
47,5	0,0000	0,0000	2583,2314	2541,405349	20,91300503
48	0,0000	0,0000	2541,4053	2501,340944	20,0322026
48,5	0,0000	0,0000	2501,3409	2462,96349	19,18872699
49	0,0000	0,0000	2462,9635	2426,201535	18,38097748
49,5	0,0000	0,0000	2426,2015	2390,986688	17,60742354
50	0,0000	0,0000	2390,9867	2357,253484	16,86660165
50,5	0,0000	0,0000	2357,2535	2324,93926	16,1571122
51	0,0000	0,0000	2324,9393	2293,984027	15,47761666
51,5	0,0000	0,0000	2293,9840	2264,330357	14,82683474
52	0,0000	0,0000	2264,3304	2235,923273	14,20354183
52,5	0,0000	0,0000	2235,9233	2208,710141	13,60656646
53	0,0000	0,0000	2208,7101	2182,640565	13,03478794
53,5	0,0000	0,0000	2182,6406	2157,666296	12,48713408
54	0,0000	0,0000	2157,6663	2133,741138	11,96257901
54,5	0,0000	0,0000	2133,7411	2110,820856	11,46014115
55	0,0000	0,0000	2110,8209	2088,863094	10,97888125
55,5	0,0000	0,0000	2088,8631	2067,827293	10,51790047
56	0,0000	0,0000	2067,8273	2047,674615	10,07633864
56,5	0,0000	0,0000	2047,6746	2028,36787	9,653372533
57	0,0000	0,0000	2028,3679	2009,871442	9,248214252
57,5	0,0000	0,0000	2009,8714	1992,151223	8,860109672

58	0,0000	0,0000	1992,1512	1975,174549	8,488336961
58,5	0,0000	0,0000	1975,1745	1958,910138	8,132205171
59	0,0000	0,0000	1958,9101	1943,328032	7,791052887
59,5	0,0000	0,0000	1943,3280	1928,399539	7,464246942
60	0,0000	0,0000	1928,3995	1914,097176	7,151181184
60,5	0,0000	0,0000	1914,0972	1900,394626	6,851275308
61	0,0000	0,0000	1900,3946	1887,266678	6,563973732
61,5	0,0000	0,0000	1887,2667	1874,689189	6,288744524
62	0,0000	0,0000	1874,6892	1862,639032	6,025078384
62,5	0,0000	0,0000	1862,6390	1851,094057	5,772487661
63	0,0000	0,0000	1851,0941	1840,033046	5,530505425
63,5	0,0000	0,0000	1840,0330	1829,435677	5,298684569
64	0,0000	0,0000	1829,4357	1819,282483	5,076596957
64,5	0,0000	0,0000	1819,2825	1809,554818	4,863832613
65	0,0000	0,0000	1809,5548	1800,23482	4,659998935
65,5	0,0000	0,0000	1800,2348	1791,30538	4,464719953
66	0,0000	0,0000	1791,3054	1782,750109	4,277635616
66,5	0,0000	0,0000	1782,7501	1774,553307	4,098401111
67	0,0000	0,0000	1774,5533	1766,699934	3,926686209
67,5	0,0000	0,0000	1766,6999	1759,175585	3,762174645
68	0,0000	0,0000	1759,1756	1751,966458	3,60456352
68,5	0,0000	0,0000	1751,9665	1745,059332	3,453562732
69	0,0000	0,0000	1745,0593	1738,441544	3,308894427
69,5	0,0000	0,0000	1738,4415	1732,100959	3,170292483
70	0,0000	0,0000	1732,1010	1726,025955	3,037502005
70,5	0,0000	0,0000	1726,0260	1720,205397	2,910278853
71	0,0000	0,0000	1720,2054	1714,628619	2,788389179
71,5	0,0000	0,0000	1714,6286	1709,285401	2,671608995
72	0,0000	0,0000	1709,2854	1704,165953	2,559723753
72,5	0,0000	0,0000	1704,1660	1699,260897	2,45252794
73	0,0000	0,0000	1699,2609	1694,561248	2,349824704
73,5	0,0000	0,0000	1694,5612	1690,058397	2,251425477
74	0,0000	0,0000	1690,0584	1685,744098	2,157149631
74,5	0,0000	0,0000	1685,7441	1681,610449	2,066824141
75	0,0000	0,0000	1681,6104	1677,649883	1,980283259
75,5	0,0000	0,0000	1677,6499	1673,855146	1,897368212
76	0,0000	0,0000	1673,8551	1670,219293	1,817926903
76,5	0,0000	0,0000	1670,2193	1666,735665	1,741813629
77	0,0000	0,0000	1666,7357	1663,397888	1,668888816
77,5	0,0000	0,0000	1663,3979	1660,19985	1,599018752
78	0,0000	0,0000	1660,1999	1657,135699	1,532075346
78,5	0,0000	0,0000	1657,1357	1654,199828	1,467935889
79	0,0000	0,0000	1654,1998	1651,386862	1,406482828
79,5	0,0000	0,0000	1651,3869	1648,691655	1,347603543
80	0,0000	0,0000	1648,6917	1646,109275	1,291190149
80,5	0,0000	0,0000	1646,1093	1643,634996	1,237139287
81	0,0000	0,0000	1643,6350	1641,264292	1,185351938
81,5	0,0000	0,0000	1641,2643	1638,992826	1,135733241

82	0,0000	0,0000	1638,9928	1636,816441	1,088192316
82,5	0,0000	0,0000	1636,8164	1634,731157	1,042642094
83	0,0000	0,0000	1634,7312	1632,733159	0,998999164
83,5	0,0000	0,0000	1632,7332	1630,818791	0,957183612
84	0,0000	0,0000	1630,8188	1628,984554	0,917118876
84,5	0,0000	0,0000	1628,9846	1627,22709	0,878731606
85	0,0000	0,0000	1627,2271	1625,543187	0,841951531
85,5	0,0000	0,0000	1625,5432	1623,929765	0,806711323
86	0,0000	0,0000	1623,9298	1622,383872	0,77294648
86,5	0,0000	0,0000	1622,3839	1620,902681	0,740595204
87	0,0000	0,0000	1620,9027	1619,483485	0,709598288
87,5	0,0000	0,0000	1619,4835	1618,123687	0,679899007
88	0,0000	0,0000	1618,1237	1616,820801	0,651443013
88,5	0,0000	0,0000	1616,8208	1615,572444	0,624178239
89	0,0000	0,0000	1615,5724	1614,376335	0,598054797
89,5	0,0000	0,0000	1614,3763	1613,230285	0,573024893
90	0,0000	0,0000	1613,2303	1612,132199	0,549042732
90,5	0,0000	0,0000	1612,1322	1611,08007	0,526064442
91	0,0000	0,0000	1611,0801	1610,071974	0,504047988
91,5	0,0000	0,0000	1610,0720	1609,106068	0,482953095
92	0,0000	0,0000	1609,1061	1608,180586	0,462741177
92,5	0,0000	0,0000	1608,1806	1607,293835	0,443375265
93	0,0000	0,0000	1607,2938	1606,444196	0,424819936
93,5	0,0000	0,0000	1606,4442	1605,630113	0,407041254
94	0,0000	0,0000	1605,6301	1604,8501	0,390006704
94,5	0,0000	0,0000	1604,8501	1604,102729	0,373685131
95	0,0000	0,0000	1604,1027	1603,386636	0,358046687
95,5	0,0000	0,0000	1603,3866	1602,70051	0,343062774
96	0,0000	0,0000	1602,7005	1602,043098	0,328705991
96,5	0,0000	0,0000	1602,0431	1601,413198	0,314950084
97	0,0000	0,0000	1601,4132	1600,809658	0,301769901

Tableau 75 : Résultats de calculs de la méthode de MUSKINGUM (b=50 m)

Temps	I	I1+I2	$2S/\Delta t+Q_s$	$(2S/\Delta t+Q_s)-2Q_s$	Q_s
0	0,0000	0,0000	0	73,252	-36,626
0,5	5,5444	5,5444	78,7964	148,4227697	-34,81318615
1	22,1776	27,7220	176,1448	241,2891336	-32,57218844
1,5	49,8996	72,0772	313,3663	372,1877384	-29,41071923
2	88,7104	138,6099	510,7977	560,5112343	-24,85678037
2,5	138,6099	227,3203	787,8315	824,7439693	-18,45622057
3	199,5983	338,2082	1162,9522	1182,492016	-9,769902515
3,5	271,6755	471,2738	1653,7658	1650,506979	1,629408612
4	354,8414	626,5169	2277,0239	2244,703213	16,1603364
4,5	449,0962	803,9376	3048,6408	2980,168285	34,23627614
5	554,4397	1003,5359	3983,7042	3871,166638	56,26878892
5,5	670,8721	1225,3118	5096,4785	4931,136601	82,67093213
6	798,3932	1469,2653	6400,4019	6172,681004	113,8604556
6,5	937,0032	1735,3964	7908,0774	7607,551802	150,2627951
6,6	966,0558	1903,0590	9510,6108	9131,902399	189,3541851

7	908,6818	1874,7376	11006,6400	10554,20319	226,2184102
7,5	840,2181	1748,9000	12303,1031	11786,19378	258,4546801
8	775,2827	1615,5009	13401,6947	12829,73184	285,9814108
8,5	713,7822	1489,0650	14318,7968	13700,57969	309,1085621
9	655,6233	1369,4056	15069,9852	14413,68121	328,1520169
9,5	600,7126	1256,3359	15670,0171	14983,16044	343,4283493
10	548,9568	1149,6694	16132,8299	15422,3288	355,2505435
10,5	500,2626	1049,2194	16471,5482	15743,69908	363,9245607
11	454,5365	954,7991	16698,4982	15959,00491	369,7466461
11,5	411,6854	866,2219	16825,2268	16079,22428	373,001278
12	371,6158	783,3011	16862,5254	16114,60609	373,9596659
12,5	334,2343	705,8501	16820,4562	16074,69875	372,8787116
13	299,4477	633,6821	16708,3808	15968,38009	370,0003578
13,5	267,1627	566,6104	16534,9905	15803,88799	365,5512544
14	237,2858	504,4484	16308,3364	15588,85107	359,742685
14,5	209,7237	447,0095	16035,8605	15330,31915	352,7706984
15	184,3831	394,1068	15724,4260	15034,79319	344,8164037
15,5	161,1707	345,5539	15380,3470	14708,25426	336,0463879
16	139,9931	301,1638	15009,4181	14356,19164	326,6132266
16,5	120,7570	260,7501	14616,9417	13983,62961	316,6560584
17	103,3690	224,1259	14207,7556	13595,15315	306,3012032
17,5	87,7358	191,1047	13786,2579	13194,93228	295,6628039
18	73,7640	161,4998	13356,4320	12786,74509	284,8434793
18,5	61,3604	135,1244	12921,8695	12373,99951	273,9349744
19	50,4315	111,7919	12485,7914	11959,75376	263,0188003
19,5	40,8841	91,3155	12051,0693	11546,73559	252,1668557
20	32,6247	73,5088	11620,2443	11137,36029	241,4420263
20,5	25,5601	58,1848	11195,5451	10733,74759	230,8987558
21	19,5969	45,1570	10778,9046	10337,73745	220,5835892
21,5	14,6418	34,2387	10371,9762	9950,904819	210,5356835
22	10,6014	25,2432	9976,1481	9574,573493	200,787288
22,5	7,3824	17,9839	9592,5574	9209,828993	191,3641922
23	4,8915	12,2740	9222,1030	8857,530672	182,2861426
23,5	3,0353	7,9268	8865,4575	8518,323022	173,5672289
24	1,7204	4,7557	8523,0788	8192,646276	165,2162412
24,5	0,8536	2,5741	8195,2203	7880,746347	157,2369989
25	0,3415	1,1951	7881,9415	7582,684165	149,628654
25,5	0,0907	0,4322	7583,1164	7298,344453	142,3859693
26	0,0080	0,0987	7298,4431	7027,443996	135,4995741
26,4	0,0000	0,0080	7027,4520	6769,539558	128,9562016
26,5	0,0000	0,0000	6769,5396	6524,060472	122,7395431
27	0,0000	0,0000	6524,0605	6290,395552	116,8324601
27,5	0,0000	0,0000	6290,3956	6067,958304	111,2186238
28	0,0000	0,0000	6067,9583	5856,193003	105,8826504
28,5	0,0000	0,0000	5856,1930	5654,572926	100,8100388
29	0,0000	0,0000	5654,5729	5462,5987	95,98711289
29,5	0,0000	0,0000	5462,5987	5279,796762	91,40096886
30	0,0000	0,0000	5279,7968	5105,71791	87,03942584

30,5	0,0000	0,0000	5105,7179	4939,93595	82,89098037
31	0,0000	0,0000	4939,9359	4782,046421	78,94476422
31,5	0,0000	0,0000	4782,0464	4631,665411	75,19050513
32	0,0000	0,0000	4631,6654	4488,42843	71,61849041
32,5	0,0000	0,0000	4488,4284	4351,989364	68,21953308
33	0,0000	0,0000	4351,9894	4222,019483	64,98494029
33,5	0,0000	0,0000	4222,0195	4098,206515	61,906484
34	0,0000	0,0000	4098,2065	3980,253768	58,97637359
34,5	0,0000	0,0000	3980,2538	3867,879308	56,18723028
35	0,0000	0,0000	3867,8793	3760,815181	53,53206331
35,5	0,0000	0,0000	3760,8152	3658,806686	51,00424763
36	0,0000	0,0000	3658,8067	3561,61168	48,59750308
36,5	0,0000	0,0000	3561,6117	3468,99993	46,30587485
37	0,0000	0,0000	3468,9999	3380,7525	44,12371523
37,5	0,0000	0,0000	3380,7525	3296,661167	42,04566649
38	0,0000	0,0000	3296,6612	3216,527877	40,06664482
38,5	0,0000	0,0000	3216,5279	3140,164226	38,1818253
39	0,0000	0,0000	3140,1642	3067,390971	36,38662772
39,5	0,0000	0,0000	3067,3910	2998,037564	34,67670332
40	0,0000	0,0000	2998,0376	2931,94172	33,04792232
40,5	0,0000	0,0000	2931,9417	2868,948995	31,49636213
41	0,0000	0,0000	2868,9490	2808,912403	30,01829636
41,5	0,0000	0,0000	2808,9124	2751,692034	28,61018437
42	0,0000	0,0000	2751,6920	2697,154711	27,2686615
42,5	0,0000	0,0000	2697,1547	2645,173651	25,99052983
43	0,0000	0,0000	2645,1737	2595,628152	24,77274947
43,5	0,0000	0,0000	2595,6282	2548,403292	23,61243034
44	0,0000	0,0000	2548,4033	2503,389643	22,50682445
44,5	0,0000	0,0000	2503,3896	2460,483006	21,45331856
45	0,0000	0,0000	2460,4830	2419,584151	20,44942726
45,5	0,0000	0,0000	2419,5842	2380,598578	19,49278647
46	0,0000	0,0000	2380,5986	2343,436284	18,58114726
46,5	0,0000	0,0000	2343,4363	2308,011544	17,71237001
47	0,0000	0,0000	2308,0115	2274,242706	16,88441888
47,5	0,0000	0,0000	2274,2427	2242,051993	16,09535662
48	0,0000	0,0000	2242,0520	2211,365313	15,3433396
48,5	0,0000	0,0000	2211,3653	2182,112087	14,62661313
49	0,0000	0,0000	2182,1121	2154,225073	13,94350706
49,5	0,0000	0,0000	2154,2251	2127,64021	13,29243153
50	0,0000	0,0000	2127,6402	2102,296464	12,67187306
50,5	0,0000	0,0000	2102,2965	2078,135682	12,0803907
51	0,0000	0,0000	2078,1357	2055,102457	11,51661253
51,5	0,0000	0,0000	2055,1025	2033,143993	10,97923221
52	0,0000	0,0000	2033,1440	2012,209981	10,4670058
52,5	0,0000	0,0000	2012,2100	1992,252484	9,978748691
53	0,0000	0,0000	1992,2525	1973,225818	9,513332728
53,5	0,0000	0,0000	1973,2258	1955,086452	9,069683436
54	0,0000	0,0000	1955,0865	1937,792897	8,64677743

54,5	0,0000	0,0000	1937,7929	1921,305617	8,24363993
55	0,0000	0,0000	1921,3056	1905,586932	7,859342411
55,5	0,0000	0,0000	1905,5869	1890,600931	7,493000362
56	0,0000	0,0000	1890,6009	1876,313389	7,143771172
56,5	0,0000	0,0000	1876,3134	1862,691685	6,810852102
57	0,0000	0,0000	1862,6917	1849,704728	6,493478376
57,5	0,0000	0,0000	1849,7047	1837,322885	6,190921352
58	0,0000	0,0000	1837,3229	1825,517912	5,902486794
58,5	0,0000	0,0000	1825,5179	1814,262885	5,627513222
59	0,0000	0,0000	1814,2629	1803,532145	5,365370348
59,5	0,0000	0,0000	1803,5321	1793,301229	5,115457582
60	0,0000	0,0000	1793,3012	1783,546824	4,877202622
60,5	0,0000	0,0000	1783,5468	1774,246704	4,650060099
61	0,0000	0,0000	1774,2467	1765,379683	4,433510302
61,5	0,0000	0,0000	1765,3797	1756,925568	4,227057953
62	0,0000	0,0000	1756,9256	1748,865105	4,030231049
62,5	0,0000	0,0000	1748,8651	1741,179946	3,842579757
63	0,0000	0,0000	1741,1799	1733,852595	3,663675364
63,5	0,0000	0,0000	1733,8526	1726,866377	3,493109275
64	0,0000	0,0000	1726,8664	1720,205392	3,330492061
64,5	0,0000	0,0000	1720,2054	1713,854487	3,175452555
65	0,0000	0,0000	1713,8545	1707,799213	3,027636986
65,5	0,0000	0,0000	1707,7992	1702,025797	2,886708161
66	0,0000	0,0000	1702,0258	1696,521108	2,752344678
66,5	0,0000	0,0000	1696,5211	1691,272627	2,624240188
67	0,0000	0,0000	1691,2726	1686,268422	2,502102677
67,5	0,0000	0,0000	1686,2684	1681,497114	2,385653802
68	0,0000	0,0000	1681,4971	1676,947858	2,274628235
68,5	0,0000	0,0000	1676,9479	1672,610312	2,168773062
69	0,0000	0,0000	1672,6103	1668,474617	2,067847192
69,5	0,0000	0,0000	1668,4746	1664,531376	1,971620805
70	0,0000	0,0000	1664,5314	1660,771626	1,87987482
70,5	0,0000	0,0000	1660,7716	1657,186825	1,792400394
71	0,0000	0,0000	1657,1868	1653,768829	1,708998438
71,5	0,0000	0,0000	1653,7688	1650,50987	1,629479163
72	0,0000	0,0000	1650,5099	1647,402547	1,553661641
72,5	0,0000	0,0000	1647,4025	1644,4398	1,481373391
73	0,0000	0,0000	1644,4398	1641,6149	1,412449983
73,5	0,0000	0,0000	1641,6149	1638,921431	1,346734662
74	0,0000	0,0000	1638,9214	1636,353275	1,284077986
74,5	0,0000	0,0000	1636,3533	1633,9046	1,224337485
75	0,0000	0,0000	1633,9046	1631,569845	1,167377337
75,5	0,0000	0,0000	1631,5698	1629,343709	1,113068053
76	0,0000	0,0000	1629,3437	1627,221137	1,061286183
76,5	0,0000	0,0000	1627,2211	1625,197309	1,011914035
77	0,0000	0,0000	1625,1973	1623,26763	0,964839403
77,5	0,0000	0,0000	1623,2676	1621,427719	0,919955311
78	0,0000	0,0000	1621,4277	1619,6734	0,877159771

78,5	0,0000	0,0000	1619,6734	1618,000689	0,836355547
79	0,0000	0,0000	1618,0007	1616,405789	0,797449936
79,5	0,0000	0,0000	1616,4058	1614,88508	0,760354555
80	0,0000	0,0000	1614,8851	1613,435109	0,724985137
80,5	0,0000	0,0000	1613,4351	1612,052587	0,691261343
81	0,0000	0,0000	1612,0526	1610,734374	0,659106577
81,5	0,0000	0,0000	1610,7344	1609,477478	0,628447809
82	0,0000	0,0000	1609,4775	1608,279047	0,599215412
82,5	0,0000	0,0000	1608,2790	1607,136361	0,571343002
83	0,0000	0,0000	1607,1364	1606,046826	0,544767287
83,5	0,0000	0,0000	1606,0468	1605,007971	0,519427922
84	0,0000	0,0000	1605,0080	1604,017436	0,495267372
84,5	0,0000	0,0000	1604,0174	1603,072974	0,472230781
85	0,0000	0,0000	1603,0730	1602,172443	0,450265847
85,5	0,0000	0,0000	1602,1724	1601,313797	0,429322704
86	0,0000	0,0000	1601,3138	1600,49509	0,409353807
86,5	0,0000	0,0000	1600,4951	1599,714462	0,390313824
87	0,0000	0,0000	1599,7145	1598,970143	0,372159534
87,5	0,0000	0,0000	1598,9701	1598,260443	0,354849728
88	0,0000	0,0000	1598,2604	1597,583753	0,338345115
88,5	0,0000	0,0000	1597,5838	1596,938537	0,322608232
89	0,0000	0,0000	1596,9385	1596,32333	0,307603361
89,5	0,0000	0,0000	1596,3233	1595,736737	0,293296445
90	0,0000	0,0000	1595,7367	1595,177427	0,279655013
90,5	0,0000	0,0000	1595,1774	1594,644131	0,266648106
91	0,0000	0,0000	1594,6441	1594,135639	0,254246203
91,5	0,0000	0,0000	1594,1356	1593,650796	0,24242116
92	0,0000	0,0000	1593,6508	1593,188504	0,231146141
92,5	0,0000	0,0000	1593,1885	1592,747713	0,220395559
93	0,0000	0,0000	1592,7477	1592,327423	0,210145016
93,5	0,0000	0,0000	1592,3274	1591,92668	0,200371253
94	0,0000	0,0000	1591,9267	1591,544576	0,19105209
94,5	0,0000	0,0000	1591,5446	1591,180243	0,182166381
95	0,0000	0,0000	1591,1802	1590,832855	0,173693961
95,5	0,0000	0,0000	1590,8329	1590,501624	0,165615608
96	0,0000	0,0000	1590,5016	1590,185798	0,157912989
96,5	0,0000	0,0000	1590,1858	1589,884661	0,150568628
97	0,0000	0,0000	1589,8847	1589,597529	0,14356586

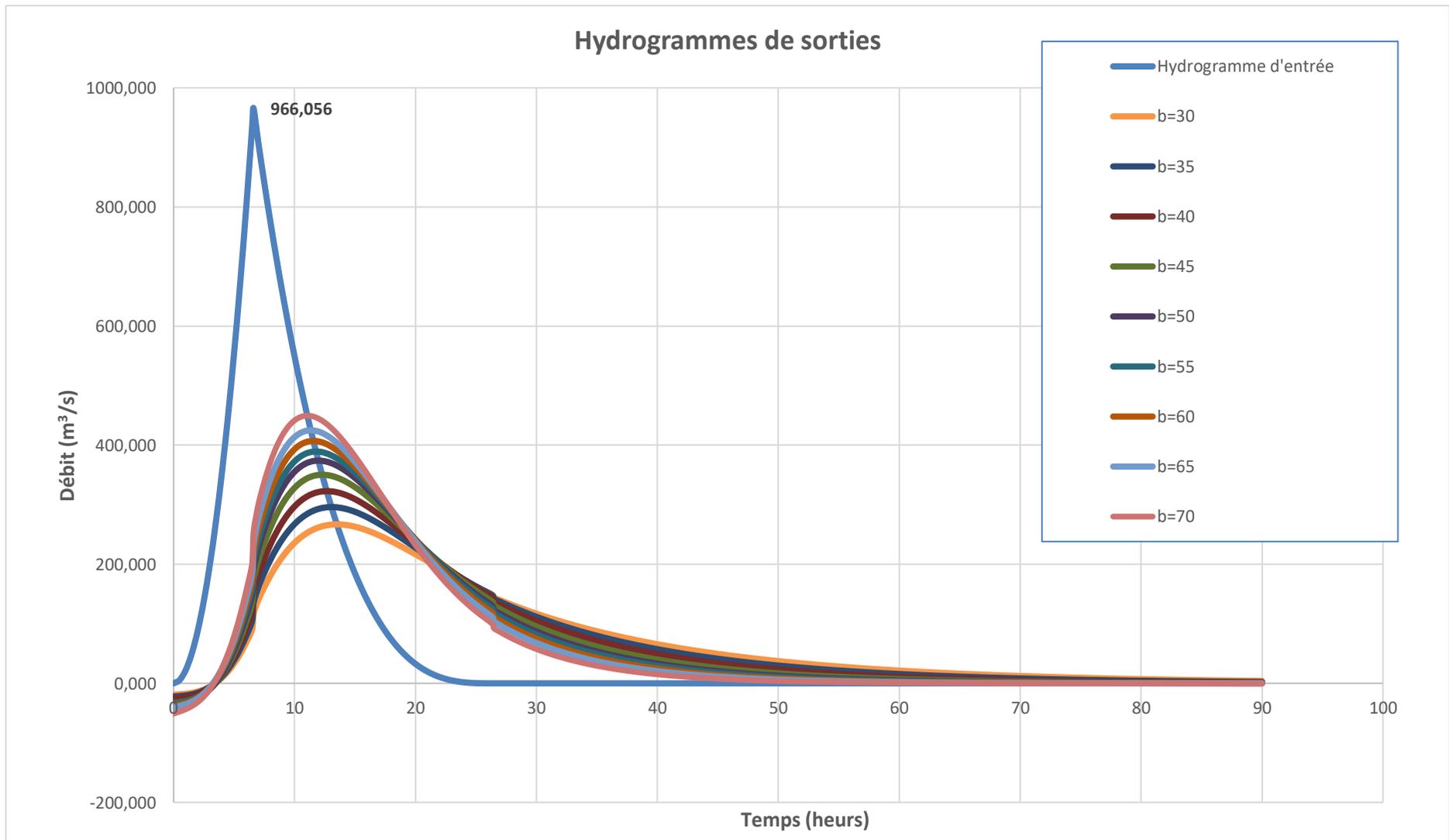


Figure 60 : Hydrogrammes de sorties (MUSKINGUM)

Annexe I. 5 : Table de FOSTER-RYBKIN

Cs	Probabilité de garantie $F(P\%, Cs)$											T 5 - T 95	S
	0.01	0.1	0.5	1	3	5	10	20	25	30	40		
0.00	3.720	3.090	2.570	2.330	1.880	1.640	1.280	0.840	0.670	0.520	0.250	3.28	0.00
0.10	3.940	3.230	2.680	2.400	1.920	1.670	1.290	0.840	0.660	0.510	0.240	3.28	0.03
0.20	4.160	3.330	2.780	2.470	1.960	1.700	1.300	0.830	0.650	0.500	0.220	3.28	0.06
0.30	4.380	3.520	2.890	2.540	2.000	1.720	1.310	0.820	0.640	0.480	0.200	3.27	0.08
0.40	4.610	3.660	2.980	2.610	2.040	1.750	1.320	0.820	0.630	0.470	0.190	3.27	0.11
0.50	4.830	3.810	3.080	2.680	2.080	1.770	1.320	0.810	0.620	0.460	0.170	3.26	0.14
0.60	5.050	3.960	3.170	2.750	2.120	1.800	1.330	0.800	0.610	0.440	0.160	3.25	0.17
0.70	5.280	4.100	3.270	2.820	2.150	1.820	1.330	0.790	0.590	0.430	0.140	3.24	0.20
0.80	5.500	4.240	3.360	2.890	2.180	1.840	1.340	0.780	0.580	0.410	0.120	3.22	0.22
0.90	5.730	4.380	3.450	2.960	2.220	1.860	1.340	0.770	0.570	0.400	0.110	3.21	0.25
1.00	5.960	4.530	3.530	3.020	2.250	1.880	1.340	0.760	0.550	0.380	0.090	3.20	0.28
1.10	6.180	4.670	3.610	3.090	2.280	1.890	1.340	0.740	0.540	0.360	0.070	3.17	0.31
1.20	6.410	4.810	3.700	3.150	2.310	1.910	1.340	0.730	0.520	0.350	0.050	3.16	0.34
1.30	6.640	4.950	3.780	3.210	2.340	1.920	1.340	0.720	0.510	0.330	0.040	3.14	0.37
1.40	6.870	5.090	3.860	3.270	2.370	1.940	1.340	0.710	0.490	0.310	0.020	3.12	0.39
1.50	7.090	5.230	3.930	3.330	2.390	1.950	1.330	0.690	0.470	0.300	0.000	3.09	0.42
1.60	7.310	5.370	4.020	3.390	2.420	1.960	1.330	0.680	0.460	0.280	-0.020	3.07	0.45
1.70	7.540	5.500	4.100	3.440	2.440	1.970	1.320	0.660	0.440	0.260	-0.030	3.04	0.48
1.80	7.760	5.640	4.170	3.500	2.460	1.980	1.320	0.640	0.420	0.240	-0.050	3.01	0.51
1.90	7.980	5.770	4.240	3.550	2.490	1.990	1.310	0.630	0.400	0.220	-0.070	2.98	0.54
2.00	8.210	5.910	4.300	3.600	2.510	2.000	1.300	0.610	0.390	0.200	-0.080	2.95	0.57
2.10	-	6.040	4.360	3.650	2.530	2.010	1.290	0.590	0.370	0.180	-0.100	2.92	0.59
2.20	-	6.140	4.420	3.680	2.540	2.020	1.270	0.570	0.350	0.160	-0.120	2.89	0.62
2.30	-	6.260	4.460	3.730	2.570	2.010	1.260	0.550	0.320	0.140	-0.130	2.86	0.64
2.40	-	6.370	4.510	3.780	2.600	2.000	1.250	0.520	0.290	0.120	-0.140	2.82	0.67
2.50	-	6.500	4.550	3.820	2.620	2.000	1.230	0.500	0.270	0.100	-0.160	2.79	0.69
2.60	-	6.540	4.600	3.880	2.630	2.000	1.210	0.480	0.250	0.085	-0.170	2.76	0.72
2.70	-	6.750	4.640	3.920	2.640	2.000	1.190	0.460	0.240	0.070	-0.180	2.74	0.74
2.80	-	6.860	4.680	3.960	2.650	2.000	1.180	0.440	0.220	0.057	-0.200	2.71	0.76
2.90	-	7.000	4.720	4.010	2.660	1.990	1.150	0.410	0.200	0.041	-0.210	2.68	0.78
3.00	-	7.100	4.750	4.050	2.660	1.970	1.130	0.390	0.190	0.027	-0.220	2.64	0.80
3.10	-	7.230	4.780	4.090	2.660	1.970	1.110	0.370	0.170	0.010	-0.230	2.62	0.81
3.20	-	7.350	4.820	4.110	2.660	1.960	1.090	0.350	0.150	0.006	-0.250	2.59	0.83

Annexe I. 6 : Table de FOSTER-RYBKIN (suite)

Cs	Probabilité de garantie $F(P\%, Cs)$										T 5 - T 95	S
	50	60	70	75	80	90	95	97	99	99.9		
0.00	0.000	-0.250	-0.520	-0.670	-0.840	-1.280	-1.640	-1.880	-2.330	-3.090	3.28	0.00
0.10	-0.020	-0.270	-0.530	-0.680	-0.850	-1.270	-1.610	-1.840	-2.250	-2.950	3.28	0.03
0.20	-0.030	-0.280	-0.550	-0.690	-0.850	-1.260	-1.580	-1.790	-2.180	-2.810	3.28	0.06
0.30	-0.050	-0.300	-0.560	-0.700	-0.850	-1.240	-1.550	-1.750	-2.100	-2.670	3.27	0.08
0.40	-0.070	-0.310	-0.570	-0.710	-0.850	-1.230	-1.520	-1.700	-2.030	-2.540	3.27	0.11
0.50	-0.080	-0.330	-0.580	-0.710	-0.850	-1.220	-1.490	-1.660	-1.960	-2.400	3.26	0.14
0.60	-0.100	-0.340	-0.590	-0.720	-0.850	-1.200	-1.450	-1.610	-1.880	-2.270	3.25	0.17
0.70	-0.120	-0.360	-0.600	-0.720	-0.850	-1.180	-1.420	-1.570	-1.810	-2.140	3.24	0.20
0.80	-0.130	-0.370	-0.600	-0.730	-0.850	-1.170	-1.380	-1.520	-1.740	-2.020	3.22	0.22
0.90	-0.150	-0.380	-0.610	-0.730	-0.850	-1.150	-1.350	-1.470	-1.660	-1.900	3.21	0.25
1.00	-0.160	-0.390	-0.620	-0.730	-0.850	-1.130	-1.320	-1.420	-1.590	-1.790	3.20	0.28
1.10	-0.180	-0.410	-0.620	-0.740	-0.850	-1.100	-1.280	-1.380	-1.520	-1.680	3.17	0.31
1.20	-0.190	-0.420	-0.630	-0.740	-0.840	-1.080	-1.240	-1.330	-1.450	-1.580	3.16	0.34
1.30	-0.210	-0.430	-0.630	-0.740	-0.840	-1.060	-1.200	-1.280	-1.380	-1.480	3.14	0.37
1.40	-0.220	-0.440	-0.640	-0.730	-0.830	-1.040	-1.170	-1.230	-1.320	-1.390	3.12	0.39
1.50	-0.240	-0.450	-0.640	-0.730	-0.820	-1.020	-1.130	-1.190	-1.260	-1.310	3.09	0.42
1.60	-0.250	-0.460	-0.640	-0.730	-0.810	-0.990	-1.100	-1.140	-1.200	-1.240	3.07	0.45
1.70	-0.270	-0.470	-0.640	-0.720	-0.810	-0.970	-1.060	-1.100	-1.140	-1.170	3.04	0.48
1.80	-0.280	-0.480	-0.640	-0.720	-0.800	-0.940	-1.020	-1.060	-1.090	-1.110	3.01	0.51
1.90	-0.290	-0.480	-0.640	-0.720	-0.790	-0.920	-0.980	-1.010	-1.040	-1.050	2.98	0.54
2.00	-0.310	-0.490	-0.640	-0.710	-0.780	-0.900	-0.950	-0.970	-0.990	-1.000	2.95	0.57
2.10	-0.320	-0.500	-0.640	-0.700	-0.760	-0.867	-0.914	-0.930	-0.945	-0.952	2.92	0.59
2.20	-0.330	-0.500	-0.640	-0.690	-0.750	-0.842	-0.882	-0.895	-0.905	-0.909	2.89	0.62
2.30	-0.340	-0.500	-0.630	-0.680	-0.740	-0.816	-0.850	-0.859	-0.867	-0.870	2.86	0.64
2.40	-0.350	-0.510	-0.620	-0.670	-0.720	-0.792	-0.820	-0.827	-0.832	-0.833	2.82	0.67
2.50	-0.360	-0.510	-0.620	-0.660	-0.710	-0.768	-0.790	-0.795	-0.799	-0.800	2.79	0.69
2.60	-0.370	-0.510	-0.610	-0.660	-0.700	-0.746	-0.746	-0.766	-0.769	-0.769	2.76	0.72
2.70	-0.380	-0.510	-0.610	-0.650	-0.680	-0.724	-0.724	-0.739	-0.740	-0.741	2.74	0.74
2.80	-0.390	-0.510	-0.600	-0.640	-0.670	-0.708	-0.708	-0.711	-0.714	-0.714	2.71	0.76
2.90	-0.390	-0.510	-0.600	-0.630	-0.650	-0.681	-0.681	-0.689	-0.690	-0.690	2.68	0.78
3.00	-0.400	-0.510	-0.590	-0.620	-0.640	-0.661	-0.661	-0.667	-0.667	-0.667	2.64	0.80
3.10	-0.400	-0.510	-0.580	-0.600	-0.620	-0.641	-0.641	-0.645	-0.645	-0.645	2.62	0.81
3.20	-0.410	-0.510	-0.570	-0.590	-0.610	-0.622	-0.622	-0.625	-0.625	-0.625	2.59	0.83

Annexe I. 7 : Tableau des résultats de calcul de la composante interannuelle

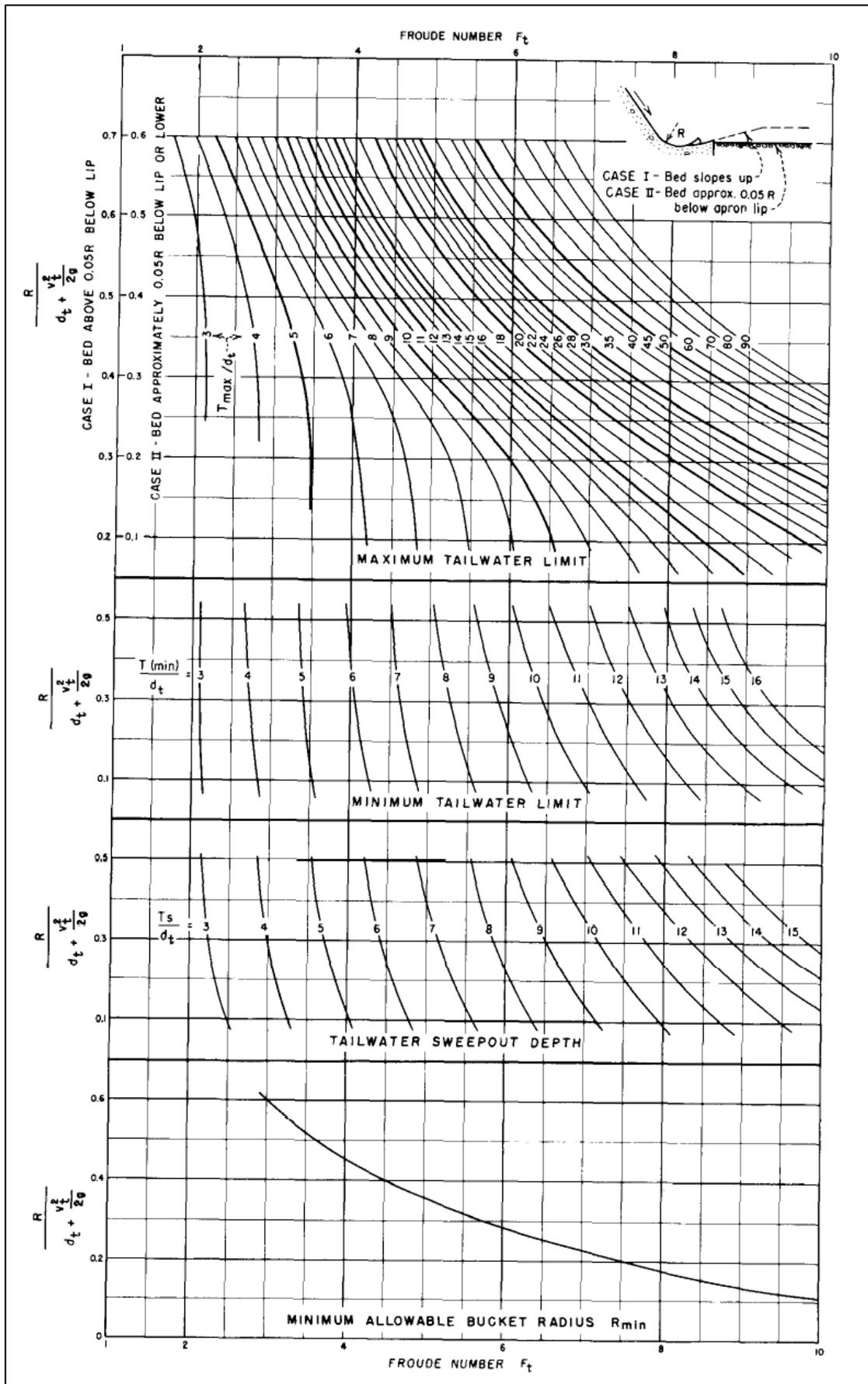
n	\sqrt{n}	$C_v^{(n)}$	$C_s^{(n)}$	$F_{95\%}$	$K_{95\%}^{(n)} = C_v^{(n)} \cdot F_{95\%} + 1$	$Z_{95\%} = (\alpha - K_{95\%}^{(n)}) \cdot n$	
						$\alpha = 0.8$	$\alpha = 0.9$
1	1	0,65	1,3	-1,2	0,220	0,580	0,6800
2	1,414	0,460	0,919	-1,35	0,380	0,841	1,0410
3	1,732	0,375	0,751	-1,42	0,467	0,999	1,2987
4	2,000	0,325	0,650	-1,43	0,535	1,059	1,4590
5	2,236	0,291	0,581	-1,45	0,579	1,107	1,6075
6	2,449	0,265	0,531	-1,45	0,615	1,109	1,7086
7	2,646	0,246	0,491	-1,49	0,634	1,162	1,8624
8	2,828	0,230	0,460	-1,495	0,656	1,149	1,9485
9	3,000	0,217	0,433	-1,5	0,675	1,125	2,0250
10	3,162	0,206	0,411	-1,51	0,690	1,104	2,1038
11	3,317	0,196	0,392	-1,52	0,702	1,077	2,1768
12	3,464	0,188	0,375	-1,525	0,714	1,034	2,2338
13	3,606	0,180	0,361	-1,53	0,724	0,986	2,2857
14	3,742	0,174	0,347	-1,535	0,733	0,933	2,3332
15	3,873	0,168	0,336	-1,54	0,742	0,877	2,3769
16	4,000	0,163	0,325	-1,545	0,749	0,817	2,4170
17	4,123	0,158	0,315	-1,5475	0,756	0,747	2,4473
18	4,243	0,153	0,306	-1,55	0,763	0,674	2,4745
19	4,359	0,149	0,298	-1,55	0,769	0,592	2,4916
20	4,472	0,145	0,291	-1,5475	0,775	0,498	2,4984
21	4,583	0,142	0,284	-1,5495	0,780	0,415	2,5155
22	4,690	0,139	0,277	-1,5515	0,785	0,330	2,5302
23	4,796	0,136	0,271	-1,5535	0,789	0,243	2,5427
24	4,899	0,133	0,265	-1,5555	0,794	0,153	2,5532
25	5,000	0,130	0,260	-1,5575	0,798	0,062	2,5619
26	5,099	0,127	0,255	-1,5595	0,801	-0,031	2,5687
27	5,196	0,125	0,250	-1,5615	0,805	-0,126	2,5740
28	5,292	0,123	0,246	-1,5635	0,808	-0,222	2,5776
29	5,385	0,121	0,241	-1,5655	0,811	-0,320	2,5798
30	5,477	0,119	0,237	-1,5675	0,814	-0,419	2,5806
31	5,568	0,117	0,233	-1,5695	0,817	-0,520	2,5801
32	5,657	0,115	0,230	-1,5715	0,819	-0,622	2,5783
33	5,745	0,113	0,226	-1,5735	0,822	-0,725	2,5754
34	5,831	0,111	0,223	-1,5755	0,824	-0,829	2,5713
35	5,916	0,110	0,220	-1,5775	0,827	-0,934	2,5662
36	6,000	0,108	0,217	-1,5795	0,829	-1,040	2,5601
37	6,083	0,107	0,214	-1,58	0,831	-1,153	2,5470

Annexe (II)

Annexe II. 1 : Tableau des vitesses d'approche admissibles en fonction de type de sol

Types de sols	Diamètre d_{50} (mm)	V_{adm} (m/s) Pour différentes hauteurs (m)				
		$(H + P) = 0.4$	$(H + P) = 1.0$	$(H + P) = 2.0$	$(H + P) = 3.0$	$(H + P) > 5$
Sable très fin	0.05-0.15	0.15-0.20	0.20-0.30	0.25-0.40	0.40-0.45	0.40-0.55
Sable fin	0.15-0.25	0.20-0.35	0.30-0.45	0.40-0.55	0.45-0.60	0.55-0.70
Sable moyen	0.25-1.0	0.35-0.5	0.45-0.60	0.55-0.70	0.60-0.75	0.70-0.85
Sable gros	1.0-2.5	0.50-0.75	0.60-0.75	0.70-0.80	0.75-0.90	0.85-1.00
Gravier fin	2.5-5.0	0.75-0.85	0.75-0.85	0.80-1.0	0.90-1.10	1.00-1.20
Gravier moyen	5.0-10	0.85-0.90	0.85-1.05	1.0-1.15	1.10-1.30	1.20-1.45
Cailloux fin	10-15	0.90-1.10	1.05-1.20	1.15-1.35	1.30-1.50	1.45-1.65
Cailloux moyen	15-25	1.10-1.25	1.20-1.45	1.35-1.65	1.50-1.85	1.65-2.0
Cailloux gros	25-40	1.25-1.50	1.45-1.85	1.65-2.10	1.85-2.30	2.0-2.45
Cailloux très gros	40-75	1.50-2.0	1.85-2.40	2.10-2.75	2.30-3.10	2.45-3.30
Petite pierre	75-100	2.0-2.45	2.40-2.80	2.75-3.20	3.10-3.50	3.30-3.80
Pierre moyenne	100-150	2.45-3.0	2.80-3.35	3.20-3.75	3.50-4.10	3.80-4.40
Grosse pierre	150-200	3.0-3.50	3.35-3.80-	3.75-4.30	4.10-4.65	4.40-5.0
Petite bloc	200-300	3.50-3.85	3.80-4.35	4.30-4.70	4.65-4.90	5.0-5.50
Moyenne bloc	300-400	-	4.35-4.75	4.70-4.95	4.90-5.30	5.50-5.60
Grosse bloc	400-500	-	-	4.95-5.35	5.30-5.50	5.60-6.0
Roches sédimentaires, conglomérats, marnes		2.10	2.50	2.90	3.10	
Calcaire poreux et conglomérats, grès calcifiés, silices		2.50	3.0	3.40	3.70	
Grès dolomitiques, calcaires compacts non stratifiés, silices		3.70	4.50	5.20	5.60	
Roches cristallines, marbres et granites		16.0	20.0	23.0	25.0	
Diabases, basaltes et quartzites.		21.0	25.0	25.0	25.0	

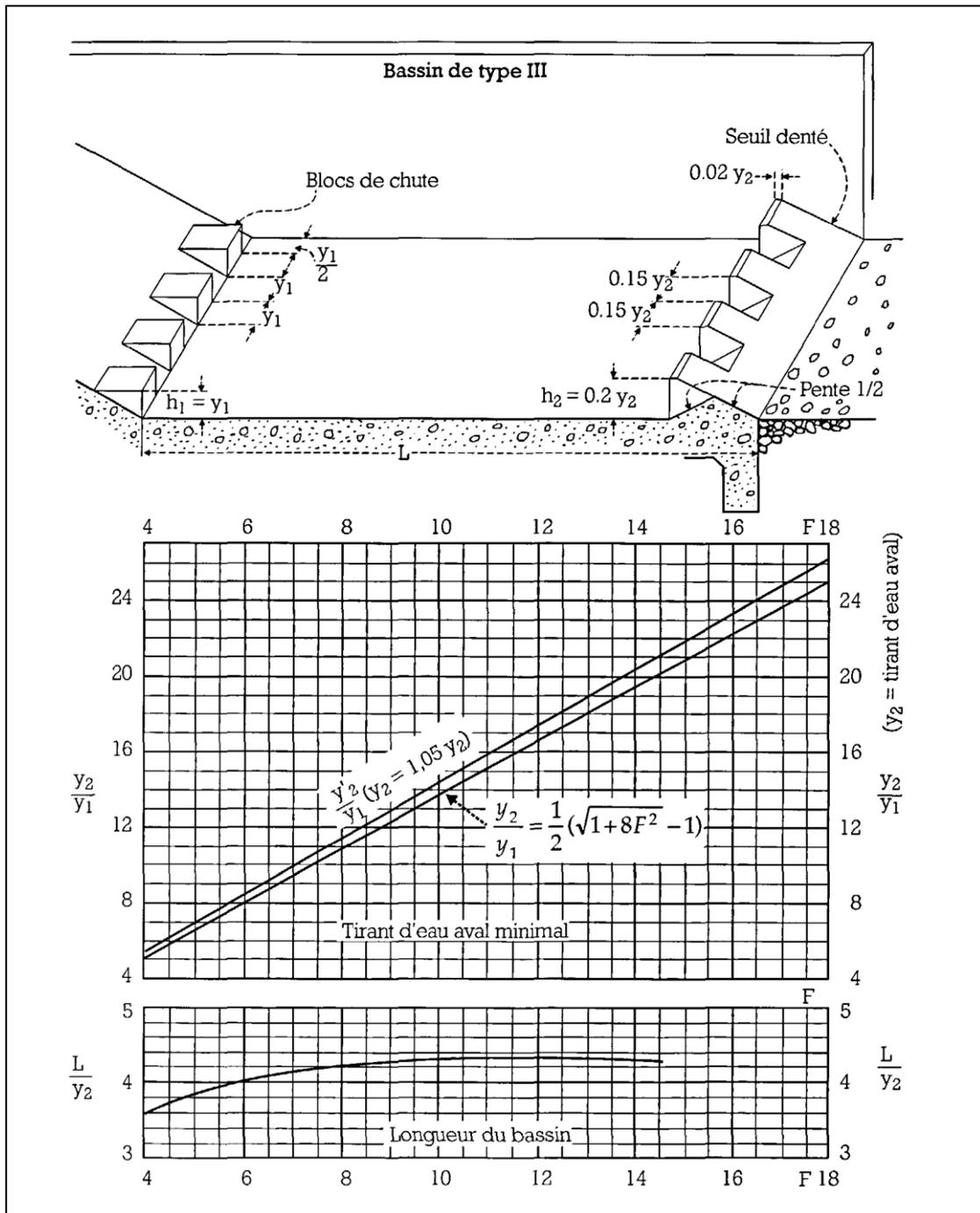
Annexe II. 2 : Abaque de dimensionnement du saut de ski



Annexe II. 3 : Tableau des valeurs de la fonction auxiliaire $\phi(t)$

$\Phi(\tau_c)$	τ_c	τ_c					$\Phi(\tau_c)$	τ_c	τ_c				
		$\varphi=0,80$	$\varphi=0,85$	$\varphi=0,90$	$\varphi=0,95$	$\varphi=1,0$			$\varphi=0,80$	$\varphi=0,85$	$\varphi=0,90$	$\varphi=0,95$	$\varphi=1,0$
0,01	0,0230	0,074	0,079	0,084	0,088	0,093	0,55	0,134	0,481	0,515	0,549	0,583	0,617
0,02	0,0045	0,105	0,112	0,118	0,125	0,132	0,60	0,147	0,497	0,532	0,567	0,602	0,638
0,03	0,0068	0,128	0,136	0,145	0,153	0,161	0,65	0,160	0,512	0,548	0,585	0,621	0,658
0,04	0,0090	0,147	0,157	0,166	0,176	0,185	0,70	0,174	0,526	0,563	0,601	0,638	0,676
0,05	0,0113	0,165	0,175	0,186	0,196	0,207	0,75	0,188	0,538	0,577	0,615	0,654	0,693
0,06	0,0134	0,179	0,190	0,202	0,213	0,225	0,80	0,202	0,549	0,589	0,629	0,668	0,708
0,07	0,0156	0,193	0,205	0,217	0,230	0,242	0,85	0,217	0,560	0,600	0,641	0,682	0,723
0,08	0,0178	0,205	0,218	0,232	0,245	0,258	0,90	0,232	0,569	0,611	0,653	0,695	0,736
0,09	0,0201	0,217	0,231	0,245	0,259	0,273	0,95	0,247	0,579	0,621	0,664	0,707	0,750
0,10	0,0228	0,227	0,242	0,257	0,272	0,288	1,00	0,263	0,585	0,629	0,672	0,716	0,759
0,12	0,0274	0,248	0,265	0,281	0,297	0,314	1,05	0,279	0,591	0,636	0,680	0,724	0,768
0,14	0,0320	0,266	0,284	0,301	0,319	0,336	1,10	0,296	0,596	0,641	0,686	0,732	0,777
0,16	0,0370	0,283	0,302	0,321	0,340	0,358	1,15	0,313	0,602	0,647	0,693	0,738	0,784
0,18	0,0418	0,299	0,319	0,339	0,357	0,378	1,20	0,330	0,606	0,652	0,698	0,744	0,790
0,20	0,0462	0,316	0,336	0,356	0,377	0,397	1,25	0,350	0,608	0,655	0,701	0,748	0,795
0,22	0,0510	0,324	0,347	0,370	0,392	0,415	1,30	0,370	0,609	0,656	0,704	0,751	0,798
0,24	0,0556	0,341	0,363	0,386	0,409	0,431	1,35	0,391	0,610	0,657	0,704	0,752	0,800
0,26	0,0596	0,352	0,376	0,400	0,424	0,448	1,40	0,412	0,608	0,656	0,704	0,752	0,800
0,28	0,0652	0,364	0,389	0,414	0,438	0,463	1,45	0,436	0,605	0,653	0,701	0,749	0,797
0,30	0,0701	0,375	0,401	0,426	0,452	0,477	1,50	0,461	0,605	0,648	0,696	0,744	0,793
0,35	0,0825	0,401	0,428	0,456	0,483	0,515	1,55	0,490	0,552	0,640	0,688	0,736	0,785
0,40	0,0950	0,424	0,453	0,472	0,501	0,540	1,60	0,523	0,579	0,627	0,675	0,723	0,771
0,45	0,107	0,445	0,476	0,506	0,537	0,568	1,63	0,546	0,569	0,616	0,664	0,711	0,759
0,50	0,120	0,464	0,491	0,518	0,545	0,573	1,66	0,574	0,553	0,601	0,648	0,696	0,742

Annexe II. 4 : Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation type III



Annexe (III)

Annexe III. 1 : Organigramme pour le calcul d'une section rectangulaire d'une poutre en flexion simple à l'ELU

