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

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE - ARBAOUI Abdellah –

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Ouvrages hydrotechniques

THEME DU PROJET

ETUDE DES VARIANTES DES OUVRAGES ANNEXES POUR LE BARRAGE DE TABEGGART (W.BATNA)

PRESENTE PAR

Aymene Imad Eddine BOUTAOUI

Devant les membres du jury

B.BENLAOUKLI	Maître de Conférences (A)	Président
A.ADDOU	Maître Assistante (A)	Examinatrice
N.SAIL	Maître Assistante (A)	Examinatrice
S.TOUMI	Maître de Conférences (B)	Examinateur
M.K.MIHOUBI	Professeur	Promoteur

Session 2017 A.G.H

ملخص

في إطار انجاز مشروع سد الى مستوى واد تابقارت ببلدية تابقارت ولاية باتنة، الموجه للقطاع الفلاحي، قصد تزويد حوالي 800 هكتار من الأراضي الفلاحية على مستوى الولاية، تم تصميم هذا السد البالغ ارتفاعه 30 مترا والمنشآت الملحقة له من قناة سطحية لتصريف المياه وقناة للتفريغ من قاع السد وبرج قياس منسوب المياه، طبقا للأسس جيولوجية وهيدرولوجية لتكون قدرة استيعابه حوالي 11 مليون متر مكعب ومؤهل لتصريف ما يعادل 5 ملايين متر مكعب في حالات الفيض، دون اهمال جانب ثبات المنشآت وهذا بعد القيام بدراسات حسابية تقنية و اقتصادية من أجل اختيار التصميم الملائم الذي من أجله تباشر عمليات الانشاء و تنظم على أساسه مراحل و فترات و تجهيزات الأشغال وخروج في الأخير بمشرع قابل للاستغلال حسم ما هو مخطط.

كلمات مفتاحية : ماء ،سد، ري ، قناة تصريف المياه، الفيض

Résumé:

Dans le but de mobiliser la ressource en eau superficielle et d'encourager le secteur agricole, la wilaya de Batna a bénéficié d'un projet de réalisation d'un barrage sur l'oued Tabeggart à la commune d'Ouled Si Slimane, de 30 mètres de hauteur et une capacité de rétention de l'ordre de 5 millions de mètres cubes destiné à irriguer environ 800 ha des terrains agricoles au niveau de cette wilaya. La présente étude concerne les ouvrages annexes à savoir : l'évacuateur de crue, la vidange de fond et la tour de prise. Le dimensionnement des ouvrages est basé les critères géologiques, géotechniques et hydrologiques, en tenant compte les aspects liés à la stabilité et économiques du projet.

Mots clés : Barrage, crue, débit, irrigation, évacuateur, eau,

Abstract:

Within the framework of the realization of the project of a dam on the wadi Tabeggart to the municipality of de Tabeggart wilaya of Batna. This hydraulic structure has an agricultural vocation in order to feed about 800 ha of agricultural land at the level of this wilaya. The height of the dike is 30 meters in height for a volume equal to 5 million cubic meters. The present study concerns ancillary works, namely the spillway, the bottom drain and the catch tower. The design of the structures is based on geological, geotechnical and hydrological criteria, taking into account the stability and economic aspects of the project.

Key words : Dam, flood, flow, irrigation, spillway, water,

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE……...1

Chapitre I : PRESENTATION DU SITE DU BARRAGE ……..3

Introduction……...3

I.1 CHOIX DU SITE DU BARRAGE……3

I.2 SITUATION GEOGRAPHIQUE DU SITE DU BARRAGE……3

I.**2.1 Situation géographique**……3

I.2.2 Situation hydrologique……...5

Conclusion……6

Chapitre II : ETUDE GEOLOGIQUE, GEOTECHNIQUE ET DE SEISMICITE 8

Introduction 8

II.1 ETUDE GEOLOGIQUE 8

II.1.1 Description géologie de la région 8

II.1.2 Géologie du site 8

II.1.3 Géologie de la fondation : 10

II.2 SEISMICITE : 10

II.2.1 Critères du risque sismique : 10

II.3 Zones d'emprunt : 13

II.4 ETUDE GEOTECHNIQUE : 14

II.4.1 Site du barrage : 14

II.4.2 Zones d'emprunt : 14

II.4.3 Zone de carrière potentielle : 20

Conclusion……20

CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE 22

Introduction 22

III.1 BASSIN VERSANT 22

III.1.1 Caractéristiques géométriques 22

III.2. HYPSOMETRIE DU BASSIN VERSANT 24

III.2.1 Le relief 24

III.2.2. Caractéristiques hydrographique du bassin 28

III.3. ETUDE DE PRECIPITATION 34

III.3.1 Test d'homogénéité des données ……...34

III.3.2. Ajustement des précipitations maximales journalières : 37

III.3.3. Pluies de courtes durées et leurs intensités à différentes fréquences 44
III.3.4. Etude des apports 47
III.3.5 Transport solide et détermination du volume mort : 56
III.4. ETUDE DES CRUES : 58
III.4.1 Construction de l'hydrogramme de crue par la méthode de Sokolovski : 61
III.4.2 Régularisation de l'écoulement : 65
III.5 LAMINAGE DES CRUES 81
III.5.1 Méthode de Muskingum 82
III.6 CALCUL D'OPTIMISATION 89
III.6.1 Revanche 90
III.6.2 CALCUL DU TASSEMENT : 91
III.6.3 Largeur en crête : 91
III.6.4 Calcul des coûts : 92
Conclusion 96
CHAPITRE IV : ETUDE DES VARIANTES DE L'EVACUATEUR DE CRUE 98
Introduction 98
IV.1 CLASSIFICATION DES EVACUATEURS DE CRUE 98
IV.2 PRE-SELECTION DU TYPE D'EVACUATEUR 98
IV.2.1 Choix de l'emplacement de l'évacuateur de crue 99
IV.2 Analyse des variantes de l'évacuateur de crue 100
IV.2.1 Variantes d'évacuateurs susceptibles à être projetées sur notre barrage 101
On procède de la manière suivante : 101
IV.4 ETUDE COMPARATIVE 102
Conclusion 103
Chapitre V : ETUDE DE LA VARIANTE CHOISIE DE L'EVACUATEUR DE CRUE 105
Introduction 105
V.1 DIMENSIONNEMENT DE L'EVACUATEUR DE CRUE 105
V.1.1 Canal d'approche 106
V.1.2 Déversoir du canal latéral à entonnement frontal 107
V.1.3 Chenal d'écoulement 111
V.1.4 Convergent 113
V.1.5 Coursier 113
V.1.6 Bassin de dissipation 121
V.1.7 Canal de fuite 123
V.2 ETUDE GENIE CIVIL 125
Introduction : 125

V.2.1 Etude de stabilité 125
V.2.2 Ferraillage 132
Conclusion 141
V.3 DIMENSIONNEMENT DE LA PRISE D'EAU 142
V.3.1 Détermination du diamètre de la prise d'eau 142
V.3.2 Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de la prise d'eau 143
Conclusion 143
CHAPITRE VI : ETUDE DE LA DERIVATION PROVISOIRE ET OUVRAGE DE VIDANGE DE FOND 145
Introduction 145
VI.1 TYPES D'OUVRAGE DE DERIVATION PROVISOIRE 145
VI.2 CHOIX DE LA CRUE DE DIMENSIONNEMENT 145
VI.3 DIMENSIONNEMENT DU CANAL DE DERIVATION 146
VI.3.1 Détermination de la largeur du canal 146
VI.3.2 Détermination du régime d'écoulement 147
Conclusion 149
VI.4 DIMENSIONNEMENT DU BATARDEAU 149
VI.4.1 Type du batardeau 149
VI.4.2 Détermination de la côte de crête du batardeau 149
VI.4.3 Détermination de la largeur en crête du batardeau 150
VI.5 Ouvrage de vidange 150
VI.5.1 Dimensionnement de l'ouvrage de vidange 150
VI.5.2 Aération de la conduite de vidange 151
Conclusion 153
CHAPITRE VII : ORGANISATION DES TRAVAUX DE CHANTIER 155
Introduction 155
VII.1 ORGANISATION TECHNIQUE ET DONNEES PREPARATOIRES 155
VII.2 TRAVAUX PREPARATOIRES ET INSTALLATION DE L'ENTREPRISE 155
VII.2.1 INSTALLATIONS DESTINEES AUX PERSONNELS 155
VII.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux 156
VII.2.3 Installations destinées à la réparation des engins 156
VII.2.4 Installations destinées pour la préfabrication 156
VII.3 TRAVAUX DE REALISATION 156
VII.3.1 Travaux de terrassements 156
VII.3.2 Travaux d'excavations 156

VII.3.3 Travaux secondaires 157
VII.4 MOYENS DES TRAVAUX DE CHANTIER 157
VII.5 PLANIFICATION 158
VII.5.1 Attribution des durées de chaque opération 158
VII.5.2 Symboles des différentes opérations 159
VII.5.3 Techniques de planification 159
VII.6 SUIVI DES TRAVAUX 162
VII.6.1 Méthode des courbes en S 162
VII.6.2 Objectif 163
VII.6.3 Graphique 163
VII.6.4 Interprétation 163
Conclusion 163
CHAPITRE VIII : EQUIPEMENTS ET INSTRUMENTATION 165
Introduction 165
VIII.1 JOINT DE DEMONTAGE 165
Caractéristiques 165
VIII.2 CLAPET DE NON-RETOUR 167
VIII.3 Débitmètres 169
VIII.4 GROUPE ELECTROGENE 170
Types de fonctionnement du groupe électrogène 170
Les groupes mobiles 171
Les groupes fixes 171
VIII.5 GRILLE EN ACIER INOXYDABLE 172
VIII.6 SYSTEME D'ECLAIRAGE AUTONOME 173
Conclusion 174
CONCLUSION GENERALE 175
ANNEXES

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Coordonnées du site de barrage Tabeggart (ANBT, 2016)……..3

Tableau II.1 Accélérations sismique de projet au niveau du substratum segmenté (ANBT,2017)……...……11

Tableau II.2 Coefficient d'accélération selon le Règlement Parasismique Algérien 2003 (ADDENDA du RPA 99)……12

Tableau II.3 Quantités des argiles de la zone d'emprunt……....14

Tableau II.4 Résultats des essais de laboratoire……..15

Tableau II.5 Résultats des essais d'œdométrique……16

Tableau II.6 Valeurs des coefficients de perméabilité……16

Tableau II.7 Quantités des matériaux sablo-graviers……..17

Tableau II.8 Coefficient d'uniformité et de courbure……17

Tableau II.9 Perméabilité des matériaux sablo-argileux……18

Tableau II.10 Paramètres géotechniques des matériaux sablo-argileux ……19

Tableau III.1 Répartition des surfaces en fonction des altitudes dans le bassin versant…….25

Tableau III.2 Classification du relief (TOUAIBIA, 2001)……..27

Tableau III.3 Longueurs des courbes de niveaux du bassin versant……...27

Tableau III.4 Récapitulatif des caractéristiques hydromorphometriques du bassin versant...32

Tableau III.5 Variation mensuelle de la température……..33

Tableau III.6 Répartition mensuelle de l'évaporation (observation)……..33

Tableau III.7 Caractéristiques propres à la station de N'GAOUS……..35

Tableau III.8 Résultat du test de Wilcoxon……36

Tableau III.9 Répartition des pluies intra-annuelle……36

Tableau III.10 Caractéristiques statistiques de la série de pluie utilisée……38

Tableau III.11 Ajustement de la série de pluie maximale journalière à la loi Gumbel……...39

Tableau III.12 Ajustement de la série de pluie maximale journalière à la loi Galton…….41

Tableau III.13 : Ajustement de la série de pluie maximale journalière à la loi Normal…….42

Tableau III.14 Résultats du test d'adéquation……43

Tableau III.15 Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon……44

Tableau III.16 Pluies maximales fréquentielles……..45

Tableau III.17 Pluie de courte durées et l'intensité de différentes fréquences……46

Tableau III.18 Récapitulatif des résultats d'estimation d'apport liquide par les méthodes empiriques ……..……49

Tableau III.19 La répartition des apports moyen mensuel de la station d'Oued Barika N'Gaous (A.N.R.H)……49

Tableau III.20 La répartition des apports moyen annuels de la station d'Oued Barika N'Gaous……..50

Tableau III.21 Répartition des apports moyens annuels du site Tabeggart……51

Tableau III.22 La répartition des apports moyen mensuel estimé du site de Tabeggart ……51

Tableau III.23 Récapitule les résultats des coefficients de variation de l'écoulement……55

Tableau III.24 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%.....55

Tableau III.25 Représente les valeurs de α en fonction de la perméabilité……57

Tableau III.26 Représente les résultats des débits maximum pour différentes périodes de retour Données selon la formule de Mallet-Gauthier……...59

Tableau III.27 Représente les résultats des débits maximum des crues pour différentes périodes de retour données par Possenti……...60

Tableau III.28 Représente les valeurs des débits maximum des crues pour différentes période de retour donnée par Turraza……60

Tableau III.29 Représente les valeurs des débits maximums des crues pour différentes période de retour donnée par Sokolovski……..61

Tableau III.30 Récapitulatif des valeurs des débits maximaux des crues pour différentes méthodes pour différentes périodes de retour……...61

Tableau III.31 Représente les valeurs du débit maximal de crue pour différentes Fréquences……..61

Tableau III.32 Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue γ……62

Tableau III.33 Représente les valeurs des débits constituant l'hydrogramme de crue……...62

Tableau III.34 Crue de projet recommandée par le Comité Australien des Grands Barrages (ANCOLD, 1986)……...64

Tableau III.35 Caractéristiques topographiques de la retenue……66

Tableau III.36 Répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation au cours de l'année…69

Tableau III.37 Répartition des apports et de besoins mensuels……..70

Tableau III.38 Résultat de la régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes……...71

Tableau III.39 Récapitulatif des résultats de calcul de régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes……....72

Tableau III.40 Représente l'évaporation mensuelle sur le barrage de Tabeggart. (Source ANRH)……..73

Tableau III.41 Valeurs du coefficient δ……..74

Tableau III.42 Représentation des volumes des pertes de la retenue……74

Tableau III.43 Résultat de la régularisation saisonnière en tenant compte des pertes……74

Tableau III.44 Résultats de régularisation saisonnière en tenant compte des pertes……...75

Tableau III.45 Volumes des pertes dans la retenue (2ème approximation)……...76

Tableau III.46 Récapitulatif des résultats de la régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (2ème approximation)……..77

Tableau III.47 Récapitulatif des résultats de calcul de la régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (2ème approximation)…….78

Tableau III.48 Représente les valeurs du débit entrant……...83

Tableau III.49 Représente les côtes, les volumes et les surfaces correspondantes…….84

Tableau III.50 Caractéristiques de la retenue……..85

Tableau III.51 Résultat des débits laminés pour une largeur de déversoir de 50 m……85

Tableau III.52 Laminage de crue pour différentes largeurs déversantes……87

Tableau III.53 Récapitulatif des résultats de calcul du laminage……89

Tableau III.54 Variation de la hauteur du barrage……..92

Tableau III.55 Résultats des largeurs en crête obtenues par les formules précédentes……...92

Tableau III. 56 Volume des terres pour une largeur déversante de 50 m……....93

Tableau III.57 Coût de la digue pour différentes largeurs déversantes……...93

Tableau III.58 Coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes……...94

Tableau III.59 Coût du coursier pour différentes largeurs déversantes…….…….95

Tableau III.60 Le coût total est donné par l'addition des coûts de la digue, du déversoir et du coursier……95

Tableau III.61 Tableau récapitulatif de l'étude de régularisation et du laminage……...96

Tableau IV.1 Comparatif des données géotechniques entre rive gauche et rive droite. (ANBT,2016)……100

Tableau IV.2 Devis quantitatif et estimatif des variantes de l'évacuateur de crue ……...102

Tableau IV.3 Etude comparative des variantes de l'évacuateur de crue suivant une grille d'évaluation……...103

Tableau V.1 Coordonnées du quadrant aval du déversoir……108

Tableau V.2 les origines O, rayons de courbure R_i……..…..110

Tableau V.3 la ligne d'eau du coursier par la méthode d'intégration indirecte…….116

Tableau V.4 Hauteur des murs bajoyers dans le coursier……..118

Tableau V.5 Pré dimensionnement des marches du coursier……119

Tableau V.6 Vérification du ressaut dans les marches du coursier……...119

Tableau V.7 Vitesses critiques pour différentes sections dans le coursier……121

Tableau V.8 Type du bassin de dissipation selon l'USBR……122

Tableau V.9 Epaisseurs du radié selon la méthode de Bligh…….127

Tableau V.10 : Récapitulative des valeurs aux différents aciers du rideau et radier…….138

Tableau V.11 Récapitulative des valeurs aux différents aciers du déversoir…….141

Tableau VII.1 Symboles des opérations……159

Tableau VII.2 Les paramètres du réseau à nœud……..160

Tableau VII.3 Chemin critique par la méthode du tableau……...161

Liste des figures

Figure I.1 Photo satellitaire, Accès au site du barrage de Tabeggart (*Google Earth,2017*)…..4

Figure I.2 Localisation administrative du site du barrage Tabeggart……....5

Figure I.3 Bassin versant en courbes de niveau..……..……6

Figure II.1 Extrait de carte géologique régionale Echelle 1/50000. (ONG,1979) ……..10

Figure II.2 Coupe du zonage géophysique du site de barrage (ANBT 2016)…….12

Figure II.3 Carte de zonage sismique du territoire nationale (ADDENDA, RPA 99)……12

Figure II.4 Photo d'une image satellitaire des zones d'emprunts (Google Earth, 2017)…….13

Figure III.1 Rectangle équivalent……24

Figure III.2 Répartition des courbes de niveau dans le bassin versant……25

Figure III.3 Répartition et courbe hypsométrique du bassin versant……..…….26

Figure III.4 Représentation du réseau hydrographique du bassin et classification de Schum(1957)……29

Figure III.5 Profil en long du cours d'eau principal de l'oued Tabeggart……...32

Figure III.6 Répartition mensuelle de l'évaporation de la station de N'Gaous…..…….34

Figure III 7 : Répartition mensuelle des précipitations de la station de N'Gaous ……..37

Figure III.8 Ajustement à la loi Gumbel…….40

Figure III.9 : Ajustement à la loi Galton…….41

Figure III.10 Ajustement à la loi normale……...43

Figure III.11 Courbes des pluies de courte durée……47

Figure III.12 Courbes des intensités fréquentielles……48

Figure III.13 Répartition mensuelle de l'apport moyen du site Tabeggart…….52

Figure III.14 Répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$.....56

Figure III.15 : Hydrogramme de crue pour différentes périodes de retour…….64

Figure III.16 Hydrogramme de la crue de projet…….65

Figure III.17 : Courbe caractéristique Surface-Hauteur de la cuvette……68

Figure III.18 : Courbes caractéristiques de la cuvette Capacité-Hauteur et Surface-Hauteur…….....69

Figure III.19 Répartition mensuelle des apports et besoins……70

Figure III.20 1ère consigne d'exploitation……79

Figure III.21 2ème consigne d'exploitation……...80

Figure III.22 Modélisation de la courbe Hauteur-Surface……...84

Figure III.23 : Courbe caractéristique de la cuvette b = 50 m…….85

Figure III.24 Hydrogramme d'entré et de sortie pour une largeur de (b=50 m) du Déversoir……87

Figure III.25 Hydrogramme de crue pour toutes les largeurs……..89

Figure III.26 Courbe d'optimisation des coûts en fonction de la largeur du déversoir……...95

Figure V.1 Schéma général d'un évacuateur latéral à entonnement frontal……..105

Figure V.2 Profil déversoir type Creager (H=3,7 m)……109

Figure V.3 Schéma du détail du quadrant amont du déversoir……..110

Figure V.4 Schéma du déversoir à parement amont surplombant (source Small Dams)…...110

Figure V.5 Profil de la ligne d'eau du coursier……..117

Figure V.6 Schéma illustratif du coursier en marches d'escalier……...119

Figure V.7 Bassin de dissipation USBR type III……...122

Figure V.8 Répartition des forces agissantes sur le déversoir……125

Figure V.9 Schéma de pré-dimensionnement du radier du déversoir……126

Figure V.10 Représentation des points d'application des forces suivant le repère (XOY)...129

Figure V.11 Forces déterminantes pour le calcul du ferraillage du rideau du coursier…….132

Figure V.12 Schéma de la section à ferrailler……134

Figure V.13 Différentes contraintes agissantes sur la semelle……...135

Figure V.14 Diagrammes des contraintes exerçant sur la radier……136

Figure V.15 Différentes contraintes agissantes sur le radier du déversoir……139

Figure V.16 Diagrammes des contraintes résultantes du radier du déversoir……140

Figure VI.1 Schéma illustratif pour l'aération de la vidange du fond (Small Dams , 1987)…….152

Figure VII.1 Réseau à nœud pour la réalisation des ouvrages annexes du barrage Tabeggart……...161

Figure VII.2 Phases d'avancement d'un projet……162

Figure VIII.01 : Photo d'un joint de démontage……...165

Figure VIII.02 Photo d'un **c**lapet de non-retour……166

Figure VIII.03 Différents types de débitmètre……..169

Figure VIII.4 Groupe électrogène 400KVA……..172

Figure VIII.5 Grille inoxydable…….173

Figure VIII.6 Mode d'éclairage autonome (Tescup.fr, 2000)……...174

Liste des planches

Planche 1/8 : Plan d'aménagement de la cuvette sur oued Tabeggart commune d'Ouled Si Slimane W.Batna.

Planche 2/8 : Coupe géologique transversale suivant l'axe de la digue

Planche 3/8 : Schémas en coupe des variantes de l'évacuateur de crue.

Planche 4/8 : Profil en long de l'évacuateur de crue de la variante choisie.

Planche 5/8: Coupes et détails du bassin d'amortissement.

Planche 6/8 : Coupes et détails du ferraillage des semelles et des murs bajoyers.

Planche 7/8 : Ouvrage de prise d'eau.

Planche 8/8 : Chemin critique et planning d'exécution des travaux (Gantt).

INTRODUCTION GENERALE

L'eau élément de survie, un produit vital. L'homme et depuis son existence cherchait à s'installer aux bords des rivières et des lacs, en raison d'abondance d'eau, qui est de nos jours un élément indispensable aux besoins humains domestiques et industriels aussi un facteur de production déterminant dans le développement durable, mais elle se transforme aussitôt en facteur de déstabilisation et de nuisance et de frein de développement en cas de sa pénurie.

Vu le dérèglement climatique, et l'augmentation de la température dans ces dernières années, le taux de sécheresse est en progression continu, ce qui a engendré un déficit remarquable en ressources d'eau superficielles et un rabattement des niveaux piézométriques. Ce qui a poussé l'état algérien à recourir vers l'implantation des ouvrages hydrotechniques, afin de mobiliser le maximum de ressources en eau superficielle et d'encourager le secteur agricole ainsi que d'empêcher l'exode rural.

Dans ce contexte la wilaya de Batna a bénéficié de certains nombres de projets de réalisation d'aménagements hydrauliques, parmi lesquels le barrage de Tabeggart sur l'oued du même nom dans la commune d'Ouled Si Slimane, qui est destiné à l'approvisionnement en eau pour l'irrigation de certaines surfaces agricoles de la région.

Le document en question comprendra huit chapitres, dans lesquels nous allons analyser les conditions topographiques, géologiques pour le choix de l'emplacement du barrage et de ses ouvrages annexes.

Par la suite on traitera en détail les données pluviométriques et géomorphologique en vue de détermination de l'hydrogramme de crue, le choix de la crue de projet, le transport solide, et la régularisation des apports selon du besoin de l'utilisation, enfin le calcul d'optimisation pour le choix économique de la largeur du seuil déversant et la hauteur du barrage.

Un chapitre sera consacré pour l'étude comparative des variantes de l'évacuateur de crue, selon les possibilités et bien sûr le coût de réalisation.

Un chapitre fera l'objet d'une étude détaillée de la variante de l'évacuateur choisie en termes de dimensionnement hydraulique et génie civil, ainsi que le dimensionnement hydraulique de la prise d'eau.

Un chapitre comporte sur le choix du type de dérivation provisoire et de l'ouvrage de vidange, ainsi que son dimensionnement.

Equipements et instrumentation et L'organisation de chantier sont les deux derniers chapitres consacrés, pour la détermination du planning pour l'exécution des travaux et de présenter les moyens à mettre en œuvre, pour la réalisation, l'exploitation et l'entretien de l'ouvrage.

Chapitre I :

PRESENTATION DU SITE DU BARRAGE

Introduction

Au stade de conception d'un ouvrage, sa réalisation nécessite de faire une bonne étude de faisabilité sur le plan technique, économique, et aussi sur son exploitation dans le temps, et d'examiner tous les documents existants (cahier de charge) pour estimer les besoins, et fixer les objectifs à atteindre à travers la réalisation de cette ouvrage, afin de pouvoir répondre au critère technico-économique et réussir le projet.

I.1 CHOIX DU SITE DU BARRAGE

Le choix de site d'un barrage est conditionné par les caractéristiques Topographiques, Morphologiques et Géologiques de plus la disponibilité des matériaux et le régime des crues.

Parmi les critères déterminants le choix on citera les éléments suivants :

- Volume de la retenu " conditionne toute conception du barrage" (sauf exception)
- L'apport autorise le remplissage de la retenue, en satisfaisant les besoins dont elle fait l'objet.
- L'emplacement idéale, resserrement de la vallée et sur des appuis saines.
- La nature, résistance et perméabilité des fondations définissant le type de barrage et les précautions à prendre.

I .2 SITUATION GEOGRAPHIQUE DU SITE DU BARRAGE

I.2.1 Situation géographique

Le site du barrage de Tabeggart se trouve dans la wilaya de Batna dans la commune d'Ouled Si Slimane sur l'oued de Tabeggart, à une distance d'environ 5 km en aval du village de Tabeggart. Cet ouvrage est éloigné d'environ 50 km à vol d'oiseau et à 100 km par route vers l'ouest du chef-lieu de la Wilaya de Batna. (figure1). Les coordonnées UTM et géographiques du site de barrage prévu sont les suivantes :

Tableau I.1 : Coordonnées du site de barrage Tabeggart (ANBT[1], 2016)

Coordonnées géographiques WGS 84	**UTM (Fuseau 31) WGS 84**
Y : Latitude 35,58° N X : Longitude 5,62° E	X = 740 529 (m) Y = 3 941 243 (m) Z = 740 (m)

[1] Agence Nationale des Barrages et Transferts.

Jusqu'au site on arrive par la route nationale RN-3 dans la direction de la Wilaya de Biskra vers l'agglomération d'Ain Touta à environ 35 km, on tourne vers la route nationale RN-28 de direction de Barika. Près du village de Seggina à environ 32 km, on emprunt la route CW 35A dans la direction de l'agglomération de N'Gaous éloignée d'environ 15 km.

La commune d'Ouled Si Slimane est située à 5 km au nord de l'agglomération N'Gaous en allant vers l'agglomération Ras El Aioune au nord, en parallèle avec l'oued de Barika. Le site du barrage est accessible par une piste carrossable qui lie les petites agglomérations dans la vallée de l'oued de Tabeggart.

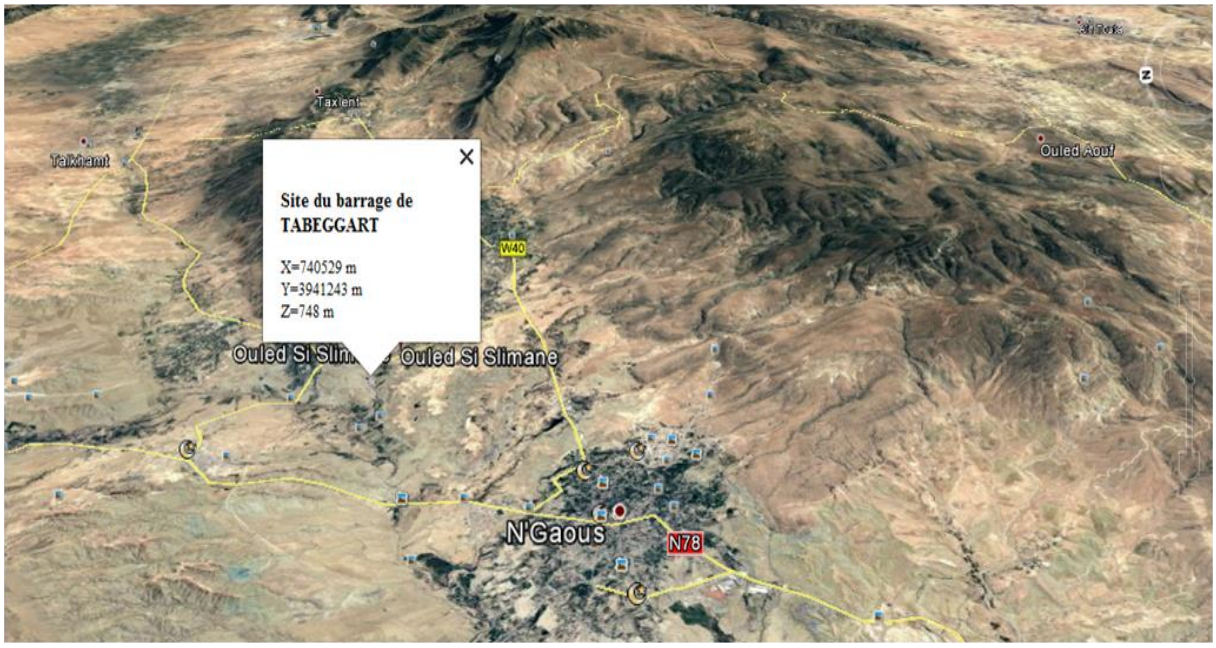


Figure I.1 Photo satellitaire, Accès au site du barrage de Tabeggart (*Google Earth*)

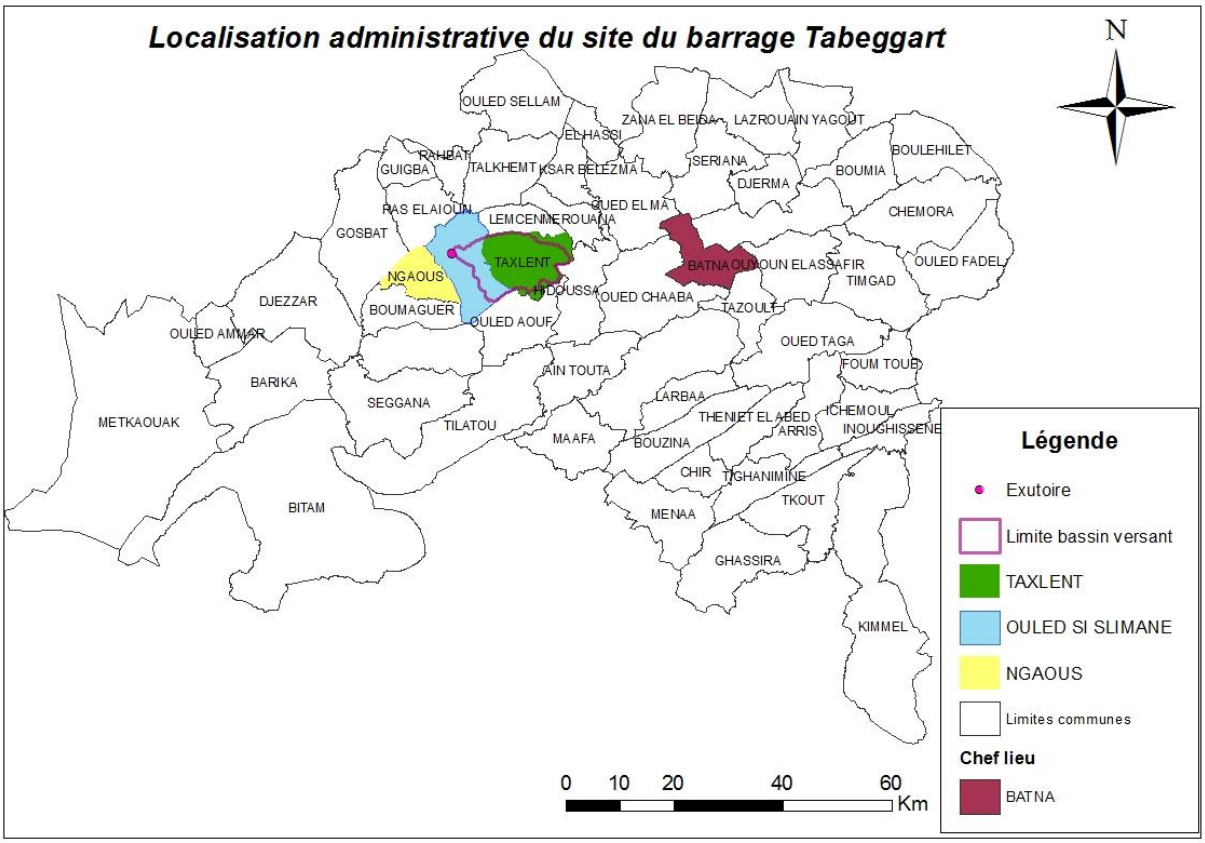


Figure I.2 Localisation administrative du site du barrage Tabeggart

I.2.2 Aspect hydrographique

Le bassin versant de Tabeggart appartient au bassin principal ‘Chott el Hodna’ dans le sous bassin de N’Gaous drainé par l’oued Tabeggart, prenant ses sources de Jbel Thifrane (1705 m) et Jbel Bou Ghioul (1868 m) à l’est de la commune de Taxlent.

Le bassin versant hydrologique de l’oued Tabeggart possède la forme d’un éventail et fait partie du synclinal de cet oued il possède un drainage normal composé des talwegs, le plus souvent desséchés.

La source de l’oued se trouve au pied aval de la montagne de Bellezma. Il prend le nom de Tabeggart après la jonction de l’oued Terchiouine et des cours d’eau qui gravitent des parties Nord Est du bassin versant. Après la localité Ouled Si Slimane, l’oued Tabeggart joint l’oued El Aioun et l’oued Chair qui forment ensemble l’oued de Barika, celui-ci cours à partir de la localité de N’Gaous et à côté de la ville de Barika, il arrive jusqu’au Chott el Hodna.

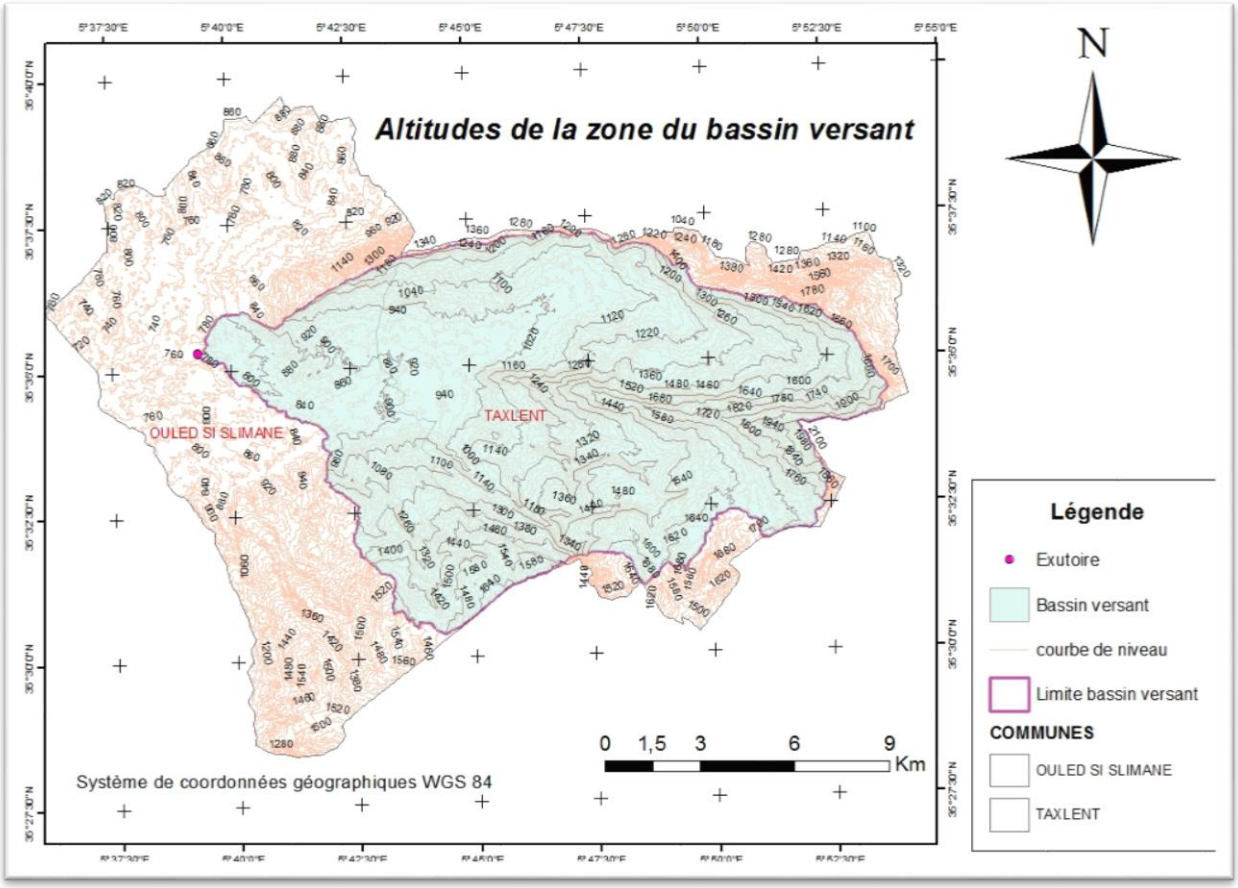


Figure I.3 Bassin versant en courbes de niveau

Conclusion

D'après les travaux exécutés sur le site du futur barrage de Tabeggart de la commune d'Ouled Si Slimane, présenté dans cette partie de point de vue Topographique et Hydrographique, on peut cerner les situations géologique, géotechnique et hydrologique.

De ce fait on peut dire que ces conditions sont favorables pour l'implantation d'un aménagement hydraulique comprenant une digue et des ouvrages annexes sur le site d'étude.

Chapitre II

ETUDE GEOLOGIQUE, GEOTECHNIQUE ET DE SEISMICITE

Introduction

Le but de la présente étude est la détermination de la nature géologique du site du barrage afin de valider sa faisabilité, et de connaitre les caractéristiques géotechniques des matériaux pouvant faire d'objet d'éléments de réalisation du barrage et de ses ouvrages annexes.

II.1 ETUDE GEOLOGIQUE

II.1.1 Description géologie de la région

La région correspond au tiers le plus occidental des Monts de Batna-Bellezma, qui barrent à l'est le bassin fermé du Chott el Hodna. Le relief montagneux, boisé et occupé par une population nombreuse mais disséminée, s'oppose aux plaines de piedmont qui l'entourent et où la population se regroupe principalement dans les zones d'irrigation des importantes sources karstiques issue de ce massif calcaire. Ce massif est formé essentiellement de calcaires, de dolomies, de marnes et de marno-calcaires qui constituent la terminaison périanticlinale complexe et faillée de ces montagnes. Dans la plaine, affleurent des marnes recouvertes le plus souvent par des épandages détritiques et, localement, par des dépôts de sources carbonatés.

Les observations lithologiques et structurales permettent de mettre en évidence plusieurs épisodes de déformations et de retracer l'histoire géologique de la région.

II.1.2 Géologie du site

Le site du barrage comporte les formations géologiques suivantes :

- **Historique et Actuel q^7 :**

Le quaternaire historique est visible sur le lit d'oued sous forme d'une très basse terrasse, d'une élévation de 3 à 4 m.

Le quaternaire actuels, sont formés de limons accumulés dans les bas-fonds colonisés par les roselières, sauf dans le lit de l'oued ou ils sont constitués par de gros galets et des lentilles sableuses.

- **Cherien "Rharbien"(Quaternaire) q^6 :**

Sous son faciès limoneux à débit prismatique, bouffées de calcaire diffus, niveaux hydromorphiques et Hélicidés, le Chérien-"Rharbien" (BALLAIS, 1975) n'existe que dans les parties basse des vallées. De rares petits cônes "capsiens" de galets subanguleux reposent sur les autres dépôts quaternaires.

- **Soltanien (Quaternaire) q^5 :**

Sa couverture mince (30 cm à 3 m) de petits galets, graviers et sables, et passées calcaires.

- **Tensieftien (Quaternaire) q^4 :**

Sous forme de cônes. La couverture de galets subarrondis, peu épaisse (50 cm à 2m), est prise dans un encroûtement calcaire blanc, riche en nodules à la base et dur au sommet. Localement cet encroûtement est homogène sur toute l'épaisseur du niveau qui prend alors l'aspect d'une dalle conglomératique stratiforme, proche de celui du niveau "Saletien".

- **Saletien (Quaternaire) q^2 :**

Une épaisseur faible (1 à 3m), est formée d'un conglomérat très dur à ciment travertineux et galets bien roulés, longs de 6 à 10 cm.

- **Travertins t^4 :**

Ce niveau est caractérisé par son aspect massif de grande épaisseur. Celle-ci peut en effet dépasser 20 m dans l'axe des anciens chenaux d'écoulement. Il est composé de bancs lapidifiés poreux au sommet du travertin et d'alternance d'horizons carbonatés pulvérulents sablo-gypseux à concrétions calcaires (nodules et granules) et de niveaux d'encroûtement assez indurés, de 50 cm à 2 ou 3 m d'épaisseur. Ceux-ci correspondent soit à des bancs à tubulures creuses (moules de tiges) ou à empreintes de feuilles et moules de petits Gastéropodes, soit à des accumulations stratiformes, parfois ravinantes, de nodules concrétionnés de toutes tailles cimentés par des carbonates blancs sableux et gravillonnaires.

- **Miocène m^3 :**

Le Miocène 3, épais de 1200 m environ, est essentiellement composé de marnes vertes à gypse et sel diffus (m^{3b}, à microfaune d'âge langhien, serravalien et tortonien. Elle renferme cependant dans son tiers inférieur de minces bancs gréseux roux et débute par un banc de calcaire à Algues, discordant de 10° au maximum sur le Miocène 2.

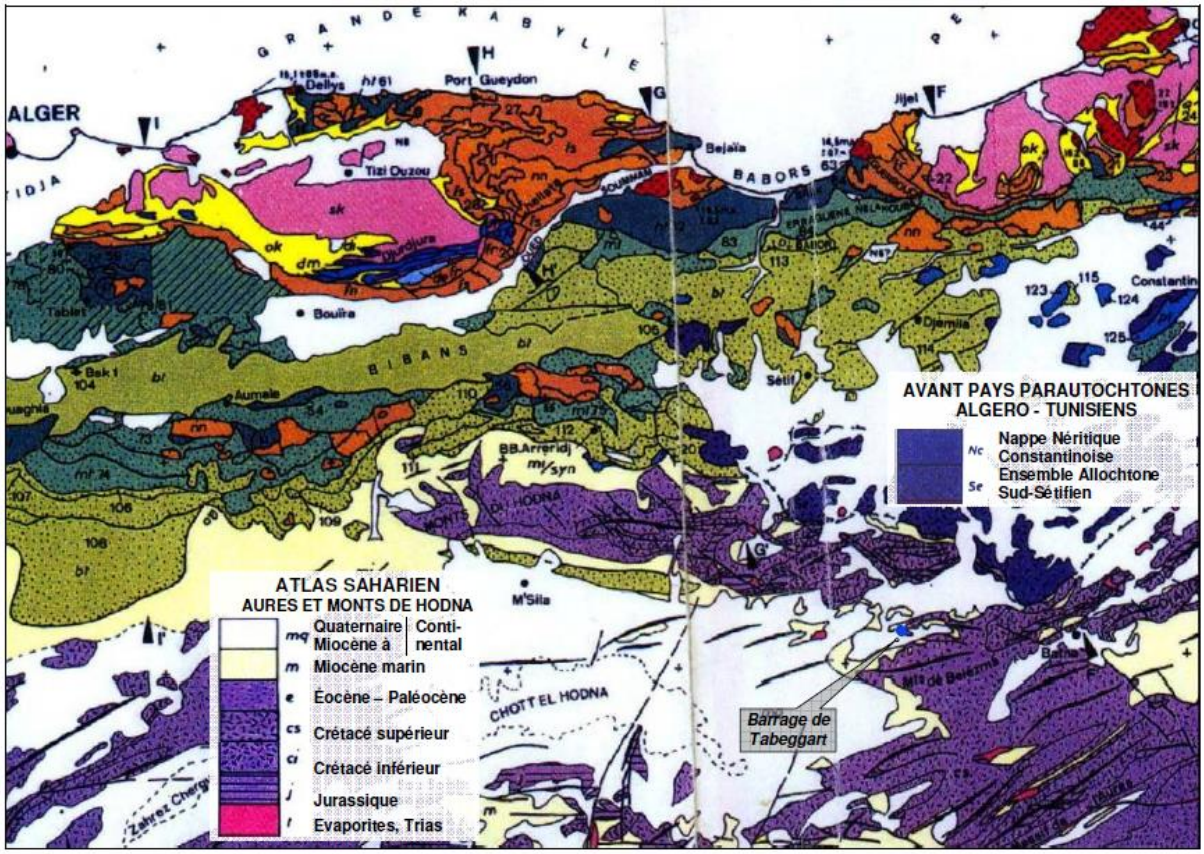


Figure II.1 Extrait de la carte géologique régionale Echelle 1/50000. (ONG[2] ,1979).

II.1.3 Géologie de la fondation :

La géologie de la fondation est déterminée en tenant compte des données extraites de la carte géologique et la compagne de reconnaissance traduite par les forages effectués sur cette fondation, dont les formations rencontrées du plus anciennes au plus récentes sont : le trias, le jurassique, le crétacé inférieur, le miocène et le quaternaire.

Des forages de prospections sont réalisés dans l'assiette du barrage dont les résultats sont présentés dans l'Annexe A (ANBT ,2017).

II.2 SEISMICITE :

II.2.1 Critères du risque sismique :

Le concept du risque sismique comprend l'analyse des conséquences possibles des séismes sur les ouvrages. Pour la conception parasismique d'importants ouvrages, le risque sismique est défini aux plusieurs niveaux :

a- Séisme de Base d'Exploitation (SBE)- *Operating Basis Earthquake (OBE)*

2 Office National de la Géologie

Il est défini par le déplacement du sol qui est prévu avec la probabilité de 50% qu'il ne sera pas dépassé lors de la vie d'exploitation de l'ouvrage. Lors de ce niveau de séisme, l'ouvrage, et ses annexes et l'équipement doivent rester fonctionnels, et les dommages facile à réparer.

b- Niveau de Séisme Normal (NSN)- *Normal Earthquake (NE)*

C'est le séisme qu'on peut attendre lors de la période d'exploitation de l'ouvrage avec la probabilité de R = 37 %. Lors du niveau de séisme normal, aucuns dommages de l'ouvrage ne sont admis.

c- Niveau de Séisme de Projet Maximale *(NSPM)- Maximal Design Erthquake (MDE)*

En général, le niveau de risque pour le séisme maximal fait 10%. Pourtant, selon les recommandations les plus récentes du CIGB (Commission Internationale des Grandes Barrages), Il est nécessaire de prendre aussi le niveau de risque de 1%. Lors du niveau de séisme maximal, l'ouvrage peut subir de grands dégâts, qui ne peuvent être réparé, mais les vies humaines et l'environnement ne peuvent être menacés.

d- Séisme Maximal Crédible (SMC)- Maximum *Credible Earthquake (MCE)*

Il est défini comme la limite supérieure de la magnitude attendue sur une faille active ou dans une zone tectonique déterminée. La probabilité d'occurrence d'un tel événement va de quelques centaines d'années, à quelques dizaines de milleniums d'années en fonction des conditions géotectoniques.

Tableau II.1 Accélérations sismique de projet au niveau du substratum segmenté (ANBT,2017)

		ROCHE BASE	RIVE DROITE	LIT DE L'OUED	RIVE GAUCHE A	RIVE GAUCHE B	RIVE GAUCHE C	RIVE GAUCHE D	
R%	**Tr ans**	**a_h(cm/s²)**	**a_h(cm/s²)**	**a_h(cm/s²)**	**a_h(cm/s²)**	**a_h(cm/s²)**	**a_h(cm/s²)**	**a_h(cm/s²)**	
50	144	**149.01**	182.97	204.8	181.93	171.08	187.28	175.06	**SBE**
37	218	**174.43**	215.00	240.5	213.77	200.96	220.04	205.71	**NE**
10	1000	**271.59**	335.99	375.58	334.06	313.97	343.83	321.51	**SMD**
1	10000	**401.55**	500.30	558.39	497.39	467.37	511.82	478.89	**SMC**

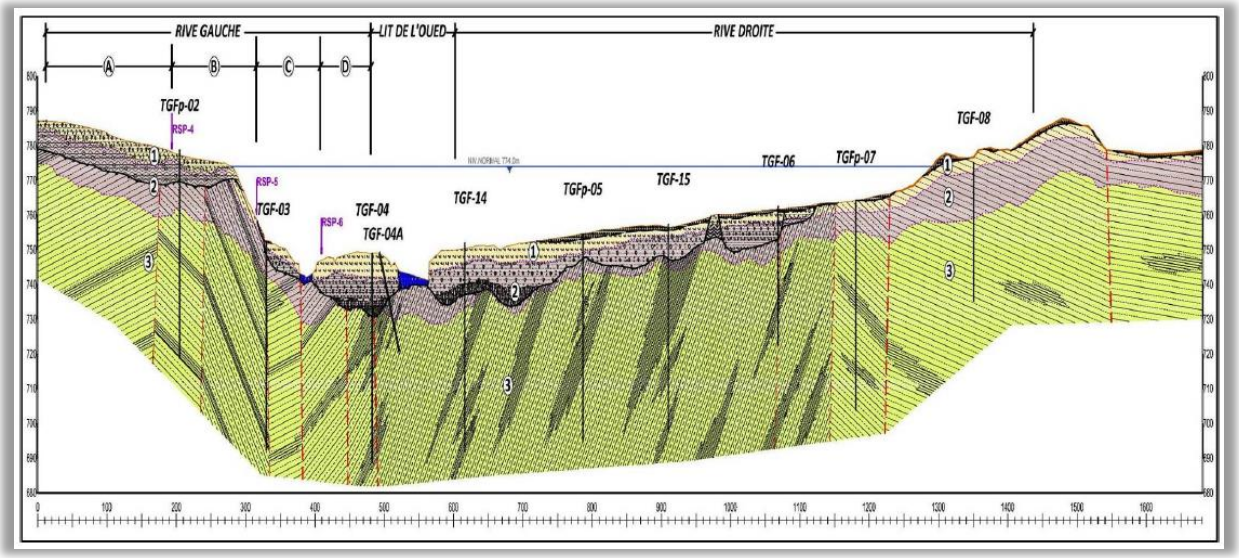


Figure II.2 Coupe du zonage géophysique du site de barrage (ANBT 2016)

Tableau II.2 Coefficient d'accélération selon le Règlement Parasismique Algérien 2003 (ADDENDA du RPA 99)

Groupe	Zone I	Zone II	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance
1A	0,15	0,25	0,40	Ouvrage d'importance vitale
1B	0,12	0,20	0,30	Ouvrage de grande importance
2	0,10	0,15	0,25	Ouvrage courants
3	0,07	0,10	0,18	Ouvrages de faible importance

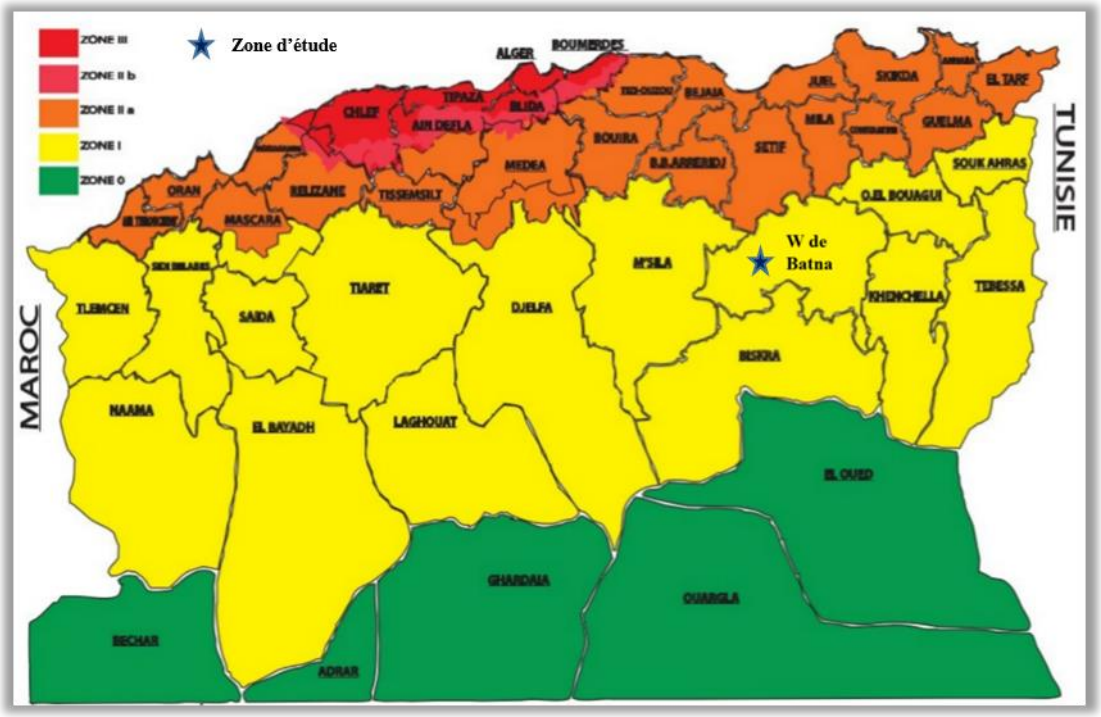


Figure II.3 Carte de zonage sismique du territoire nationale (ADDENDA, RPA[3] 99)

La zone d'étude est une zone sismique n° I.

- Le coefficient d'accélération est : 0.15.

$K = \frac{2}{3} . a$ ➔ $K = 0.1$

- Le coefficient sismique K est : 0.1.

II.3 Zones d'emprunt :

Du point de vue géologique, la présence de plusieurs formations sera utiles pourraient donner lieu à des exploitations des matériaux de construction.

3 Règlement Parasismique Algérien

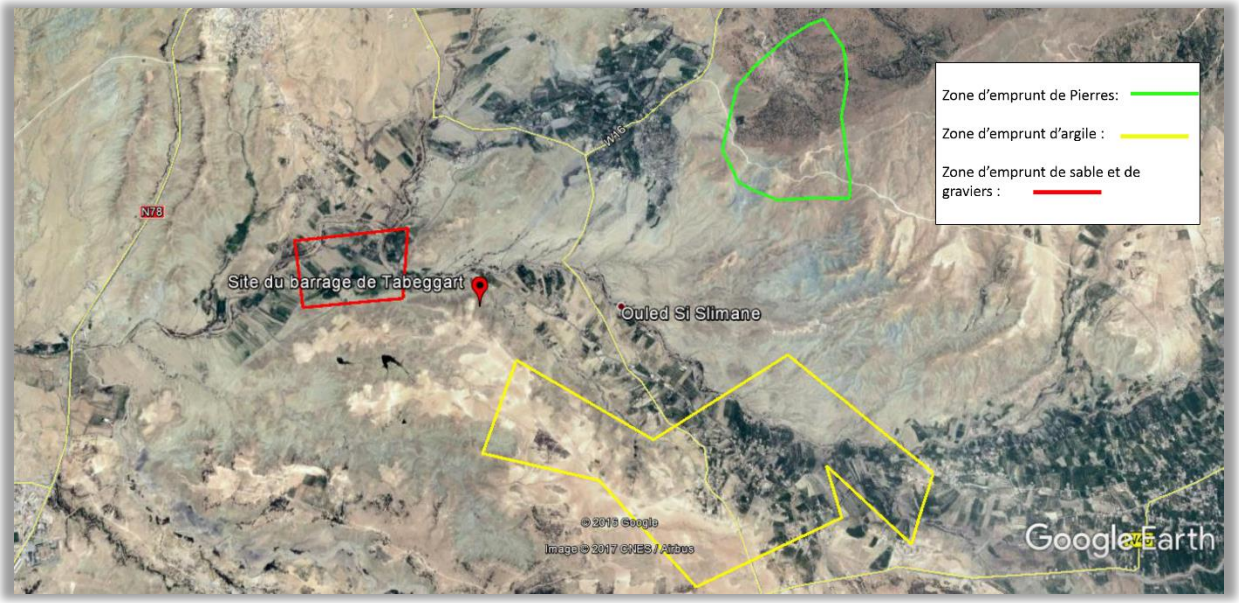


Figure II.4 Image satellitaire des zones d'emprunts (Google Earth,2017)

II.4 ETUDE GEOTECHNIQUE :

II.4.1 Site du barrage :

22 sondages carottés verticaux de profondeur (20 à 60 m), ainsi qu'un sondage incliné à la rive droite de 40 m de profondeur.

II.4.2 Zones d'emprunt :

a- Matériaux argileux : 11 échantillons normaux du sol, 47 échantillons remaniés du sol.

La surface totale de la zone est de : 910 659 m², la zone est subdivisé en 4 parties P1-P2-P3-P4.

- Quantité des matériaux :

Tableau II.2 Quantités des argiles de la zone d'emprunt :

	Profondeur moyenne (m)	**Surface (m²)**	**Volume (m³)**
Partie 1	3,5	491 385	1 719 847,5
Partie 2	2,5	58 635	146 587,5
Partie 3	5,75	156 894	886 450
Partie 4	4,5	223 745	1 006 850
Total :		**910 659**	**3 759 735**

- Identification du sol :

Les résultats des essais de laboratoire des paramètres géotechniques des matériaux argileux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.3 Résultats des essais de laboratoire (ANBT, 2017)

	Zones d'emprunt			
Essai de laboratoire	**Z.1**	**Z.2**	**Z.3**	**Z.4**
Teneur des grains				
D < 2 mm (%)	86,5 – 100 (97,85)	84,9 – 99,6 (94,15)	91,8 – 99,8 (98,2)	98,3 – 99,9 (99,2)
D < 0,08 mm (%)	65,3 – 98,4 (91,1)	56,6 – 94,4 (76,15)	70,4 – 96,6 (87,47)	76,7 – 93,5 (86,8)
D < 0,002 mm (%)	22,7 – 66,1 (50,3)	12 – 49 (29,23)	20,4 – 61,6 (44,48)	24,6 – 59,8 (40,84)
Teneur en matières organiques (%)	2,4 – 7,8 (4,32)	0,8 – 4,16 (3,08)	1,8 – 7,54 (4,52)	0,6 – 6,34 (20,46)
Teneur en $CaCO_3$ (%)	3,95 – 39,64 (9,31)	31,32 – 34,62 (32,98)	3,85 – 27,38 (16,6)	3,8 – 35,73 (20,46)
Teneur en eau naturelle ω (%)	2,2 – 17,61 (9,31)	6,9 – 10,12 (8,3)	7,5 – 12,26 (9,36)	9,33
Densité γ_a (t/m^3)	1,64 – 2,23 (1,88)	1,71 – 2,14 (1,92)	1,77 – 1,9 (1,84)	1,66 – 1,89 (1,77)

Poids spécifique γ_s (t/m^3)	2,41 – 2,71 (2,53)	2,52 – 2,48 (2,5)	2,48 – 2,72 (2,6)	2,48 – 2,58 (2,53)
Limite de liquidité W_L (%)	32,08 – 60,07 (48,71)	24,1 – 44,01 (34,25)	33,89 – 54,56 (43,77)	32,6 – 43,47 (40,63)
Indice de plasticité Ip (%)	15,33 – 38,1 (25,86)	8,19 – 23,97 (17,06)	14,46 – 32,12 (23,12)	17,18 – 27,57 (23,85)

- Courbe granulométrique des matériaux argileux en Annexe (A).
- Cisaillement Triaxial de type consolidé non-drainé :

$C_{CU\ argiles}$ = 6,5 kN/m².

$\Phi_{CU\ argile}$ = 24°.

- Essai d'œdométrique :

Tableau II.4 Résultats des essais d'œdométrique (ANBT, 2017)

	Zones d'emprunt			
Paramètres	**Z.1**	**Z.2**	**Z.3**	**Z.4**
Pc (Kpa)	92 – 178 (137,72)	120 – 128 (124)	57 – 161, 9 (109,45)	73 – 145 (117,57)
Cc (%)	18,12 – 22,21 (20,07)	10,48 – 15,89 (13,18)	16,85 – 19,3 (18,07)	14,33 – 20,94 (17,71)

Cg	2,9 – 7,95 (4,81)	1,1 – 1,68 (1,39)	4,14 – 2,5 (3,32)	1,8 – 4,07 (2,91)

- Coefficient de la perméabilité :

Tableau II.5 Valeurs des coefficients de perméabilité (ANBT, 2017)

	L'assise du barrage			
Paramètres	**A.1**	**A.2**	**A.3**	**A.4**
k (m/s)	$1,01x10^{-10}$ – $3,26x10^{-7}$ ($7,65x10^{-8}$)	$6,18x10^{-10}$ – $13,54x10^{-7}$ ($1,77x10^{-7}$)	$1,71x10^{-9}$ – $1,85x10^{-8}$ ($5,4x10^{-8}$)	$2,98x10^{-10}$ – $1,08x10^{-7}$ ($5,4x10^{-8}$)

b- Matériaux sablo-graveleux : 46 échantillons normaux du sol, 14 échantillons remaniés du sol.

La surface globale est de : 34 055 m², La zone d'emprunt est subdivisée en quatre sous parties :

- Quantité des matériaux :

Tableau II.6 Quantités des matériaux sablo-graveleux (ANBT, 2017)

		Profondeur moyenne (m)	**Surface (m²)**	**Volume (m^3)**
Partie 1	**Couche de filtre**	1	94 642	94 642
	Recharge	1,75	175 940	308 308
Partie 2	**Couche de filtre**	/	/	/
	Recharge	1,34	20 555	27 455
Partie 3	**Couche de filtre**	/	/	/
	Recharge	1,87	62 333	116 962
Partie 4	**Couche de filtre**	1,1	148 665	163 530

	Recharge	/	/	/
Totale :		**Couche de filtre**	**243 307**	**258 172**
		Recharge	**258 828**	**452 725**

- Identification du sol :
- Courbe granulométrique des matériaux sablo-argileux en Annexe (A).

Tableau II.7 Coefficient d'uniformité et de courbure des zones d'emprunt (ANBT, 2017):

	Zones d'emprunt des matériaux			
	Z.1	**Z.2**	**Z.3**	**Z.4**
Coefficient d'uniformité Cu (Hazen)	75	75	33,3	150
Coefficient de courbure C_C	2	1.5	1,33	1,5

$$Cu = \frac{d_{60}}{d_{10}} \quad \text{.....(II.1)}$$

$$Cc = \frac{d_{30}^2}{d_{10} \times d_{60}} \quad \text{.....(II.2)}$$

d_{60} : Taille des grains correspondant à 60 % en poids de tamisat (ce qui passe au travers du tamis).

d_{10} : Taille des grains correspondant à 10 % en poids de tamisat (ce qui passe au travers du tamis).

d_{30} : Taille des grains correspondant à 30 % en poids de tamisat (ce qui passe au travers du tamis).

- Perméabilité des matériaux :

Selon la formule de Hazen, le coefficient de filtration est déterminé au moyen de l'équation :

$k = C\,(d_{10})^2$ [cm/s] .....(II.3)

Avec,

d_{10} : Taille effective du grain exprimée en mm, représente le plus grand grain par rapport auquel 10% des matériaux constituant cet échantillon est moindre de cette taille.

C : coefficient ayant la valeur entre 100 – 150.

Tableau II.8 Perméabilité des matériaux (ANBT, 2017)

	Zone d'emprunt			
Paramètres	**A.1**	**A.2**	**A.3**	**A.4**
k [m/s]	0,16	$7,88x10^{-2}$	$3,62x10^{-2}$	$2,9x10^{-4}$

- D'autres paramètres obtenus par les essais de laboratoire :

Tableau II.9 Paramètres géotechniques des matériaux (ANBT, 2017) :

		Zones d'emprunt des matériaux			
		A.1	**A.2**	**A.3**	**A.4**
Poids spécifique		2,5 – 2,66 (2,55)	2,48 – 2,74 (2,58)	2,51 – 2,6 (2,55)	2,49 – 2,75 (2,58)
Densité (t/m^3)		1,74 – 2,22 (1,85)	1,76 – 1,99 (1,86)	1,88 – 2,09 (1,95)	1,75 – 2,09 (1,92)
Proctor Poids des Grains sec y_d (t/m^3)		1,57 – 2,06 (1,86)	1,82 – 2,05 (1,93)	1,56 – 2,06 (1,87)	1,47 – 2,05 (1,75)
Proctor teneur en eau Optimale w_{opt} (%)		8,3 – 12,95 (10,26)	9 – 13,75 (11,54)	7,3 – 20,5 (12,93)	9,89 – 20,8 (14,94)
Porosité (%)		43 – 48,4 (44,6)	40,3 – 48,4 (43,71)	41,3 – 43,7 (42,3)	42,01 – 56,36 (46,4)
	C_{cu} kN/m²	39 – 73	44	58	30 – 67

Essai de cisaillement consolidé non drainé		(55)			(49,6)
	φ_{cu} °	24 – 29 (27)	30	30	14 – 28 (23)
Masse volumique (t/m^3)		2,42 – 2,75 (2,61)	2,36 – 2,62 (2,48)	2,48 – 2,65 (2,54)	2,57
Equivalent de sable (%)		93 – 28,7 (20,6)	9,34 – 30 (18,2)	10,5 – 26,4 (2,54)	0,9 – 24,5 (7,22)
Teneur en matière organique (%)		3,32 – 4,42	3,49	1 – 2,1	6,06 – 38,5 (23)
Los Angeles (%)		23,67 – 24,44	23,67 – 24,13	23,66	18,4
Micro Deval (%)		14,26 – 16	19,84 – 22,9	12,14	/
Essai Brésilien (MPa)	sec	4,7 – 3,1	15,6 – 14,7	21,8 – 28	23,3
	saturé	4 – 2,5 (2,8)	9,3 – 12,4	18,7 – 15,6	15,6
Essai de Compression Uni-axiale (MPa)	sec	28 – 73,6 (56,4)	34,2 – 63,4 (47,9)	46,7 – 68,4 (57)	/
	saturé	22 – 60,9 (44,2)	15,2 – 40,4 (28,2)	28 – 37,8 (30,8)	/

II.4.3 Zone de carrière potentielle :

Deux sondages carottés ont été réalisés de 40 mètre, étendue sur une surface totale de 280 620 m², et un volume global de 5 494 751,8 m^3

- Caractéristiques des roches de la carrière :

Densité (masse Volumique) : 2,7 t/m^3

Equivalent de sable : 78,58 %

Porosité		:	0,22	%
Los Angles		:	28,3	MPa
Micro Deval		:	31,9	MPa
Compression simple	-sec	:	71,19	MPa
	-saturée	:	27,64	MPa
Essai Brésilien	-sec	:	4,03	MPa
	-saturée	:	3,61	MPa

La répartition des matériaux est détaillée en (Annexe A).

Conclusion

Après avoir examiné le volet géologique et étudier les paramètres géotechniques des fondations et de la zone d'emprunt, on peut alors déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques du sol d'assise de l'ouvrage et arrêter les matériaux de réalisation de l'ouvrage génie civil.

Cependant, il y a lieu de rappeler que les sondages carottés au niveau de l'assise du barrage (ANBT, 2017) ont révélé une formation marneuse argileuse avec des dépôts alluvionnaires sur les rives de l'oued. Pour les zones d'emprunt, les essais physiques de laboratoire ont montré l'existence d'un sol sableux graveleux de plasticité moyenne.

CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction

L'hydrologie en tant sue science s'intéresse à l'étude de la phase du cycle d'eau, qui débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre. Elle englobe les précipitations, le ruissellement et les eaux souterraines permettant de connaitre les potentialités et du bassin versant en terme d'écoulement, ainsi d'analyser les données pour évaluer en approximation les paramètres de conception et de dimensionnement des éléments d'un aménagement ainsi que son exploitation, à savoir leur capacité de stockage et les caractéristiques des ouvrages d'évacuation.

Dans l'étude hydrologique des ouvrages, on devra considérer :

- La description du bassin versant
- L'analyse des crues : l'estimation du temps de concentration, le débit maximal et le volume de la crue
- La détermination de l'apport moyen annuel et les apports fréquentiels
- La régularisation des écoulements pour l'estimation de l'apport solide et la capacité de la retenue.

III.1 BASSIN VERSANT

III.1.1 Caractéristiques géométriques

a- Surface et périmètre :

Le bassin versant de l'oued Tabeggart dont l'emplacement de l'exutoire correspond aux coordonnées suivantes en UTM : 740542 en longitude et 3941270 en latitude et une altitude de 747 m, en se basant sur la délimitation du bassin à l'aide du logiciel Arc Gis 10.4 selon le réseau topographique et hydrographique de la zone on obtient les résultats suivants :
Une superficie drainée de 163 km²
Un périmètre de l'ordre de 66 km.

b- Les caractéristiques de forme :

- L'indice de compacité de Gravélius K_C :

Cet indice représente le rapport du périmètre du bassin au périmètre du cercle ayant la même surface.

$$K_C = \frac{P}{P_C} = \frac{P}{2\pi R} \quad \text{.....(III.1)}$$

$$R = \sqrt{\frac{S}{\pi}}\ ,\ P_C = 2\pi R = 2\pi\sqrt{\frac{S}{\pi}}$$

Avec : P : périmètre de bassin versant (km)

S : surface du bassin versant (km²)

$$K_C = \frac{P}{2\pi\sqrt{\frac{S}{\pi}}} = 0.28\frac{P}{\sqrt{S}}$$

$$K_C = 0.28\frac{66}{\sqrt{163}} = 1.44$$

Si $K_C = 1$ ➔ Bassin versant circulaire
Si $K_C = 1.128$ ➔ Bassin ramassé
Si $K_C > 1.128$ ➔ Bassin allongé

Selon la valeur du coefficient de Gravélius K_C le bassin en question est de forme allongée.

- Coefficient d'allongement :

Ce coefficient est déterminé selon la formule :

$$K_P = \frac{L^2}{S} \quad \text{.....(III.2)}$$

L : Longueur du talweg principal L = 6.26 km
S : Surface du bassin versant S = 163.437472 km²

$$K_P = \frac{6.26^2}{163.437472} = 0.24$$

- Rectangle équivalent :

La transformation du bassin versant réel en un bassin de forme géométrique rectangulaire toute en conservant les mêmes caractéristiques géométriques (superficie, périmètre) ainsi la répartition hypsométrique et hydrographique afin de se permettre de comparer les bassins versant en point de vue d'écoulement.

L_r : longueur du rectangle équivalent en km.

l_r : largeur de rectangle équivalent en km.

Ce qui donne la surface et le périmètre comme suit :

$$S = L_r \times l_r\ ;\ P = 2 \times (L_r + l_r) \quad \text{➔ (1)}$$

$$K_C = 0{,}28\frac{P}{\sqrt{S}} \quad \text{➔ (2)}$$

De (1) et (2) on aura :

$$L_r = \frac{K_C\sqrt{S}}{1.128}\left(1+\sqrt{1-\left(\frac{1.128}{K_C}\right)^2}\right) \quad \text{(III.3)}$$

$$l_r = \frac{K_C\sqrt{S}}{1.128}\left(1-\sqrt{1-\left(\frac{1.128}{K_C}\right)^2}\right) \quad \text{(III.4)}$$

L_r = 26.306 km

L_r = 6.424 km

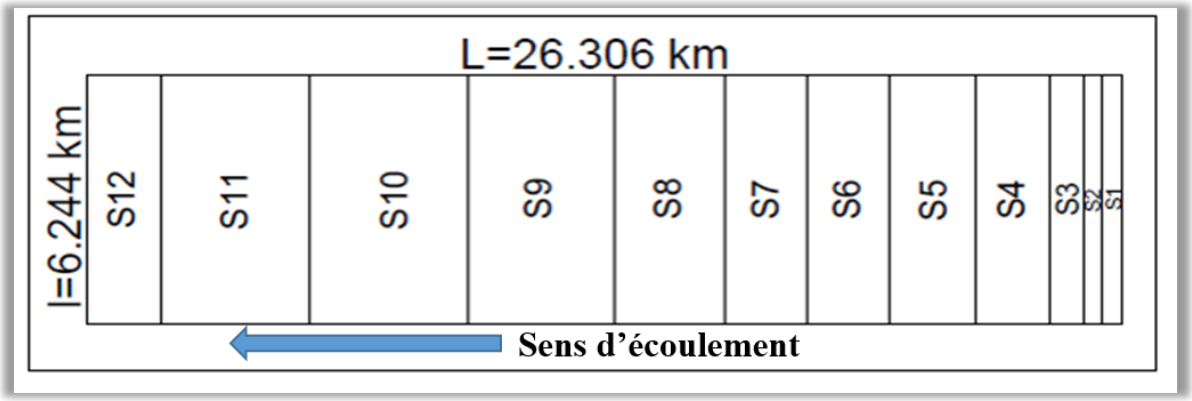


Figure III.1 Rectangle équivalent.

III.2. HYPSOMETRIE DU BASSIN VERSANT

III.2.1 Le relief

a) Répartition et courbe hypsométrique :

La courbe hypsométrique donne un aperçu sur la notion du relief du bassin en faisant intervenir le paramètre de la pente qui correspond à cette zone par la représentation graphique de l'altitude du bassin versant en fonction de sa surface (pourcentage de surface). Pour un intervalle d'altitude classé et choisi correspond un pourcentage de surface.

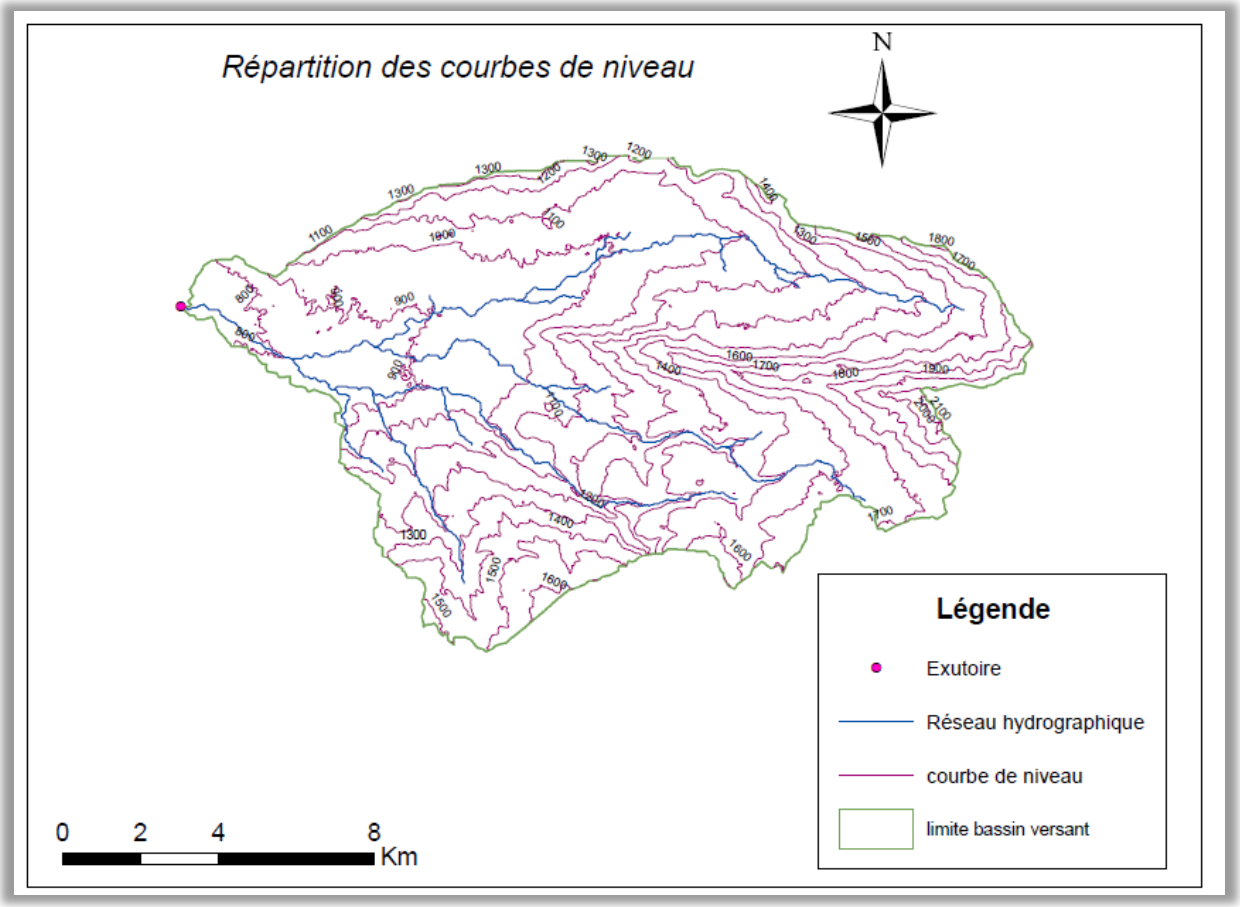


Figure III.2 Répartition des courbes de niveau dans le bassin versant

- La répartition des surfaces ainsi que leur pourcentage par rapport aux intervalles des altitudes est résumée par le tableau suivant :

Tableau III.1 Répartition des surfaces en fonction des altitudes dans le bassin versant

ALTITUDES (m)		Si (km²)	Si (%)	Si cumulées (%)
2000	2100	0.829	0.5	0.5
1900	2000	1.94	1.19	1.69
1800	1900	2.545	1.56	3.25
1700	1800	5.458	3.34	6.59
1600	1700	11.487	7.03	13.62
1500	1600	15.897	9.73	23.35
1400	1500	16.804	10.28	33.63
1300	1400	15.741	9.63	43.26
1200	1300	16.785	10.27	53.53
1100	1200	20.394	12.48	66.01
1000	1100	22.089	13.52	79.53
900	1000	20.618	12.62	92.15
800	900	9.988	6.11	98.26
748	800	2.848	1.74	100

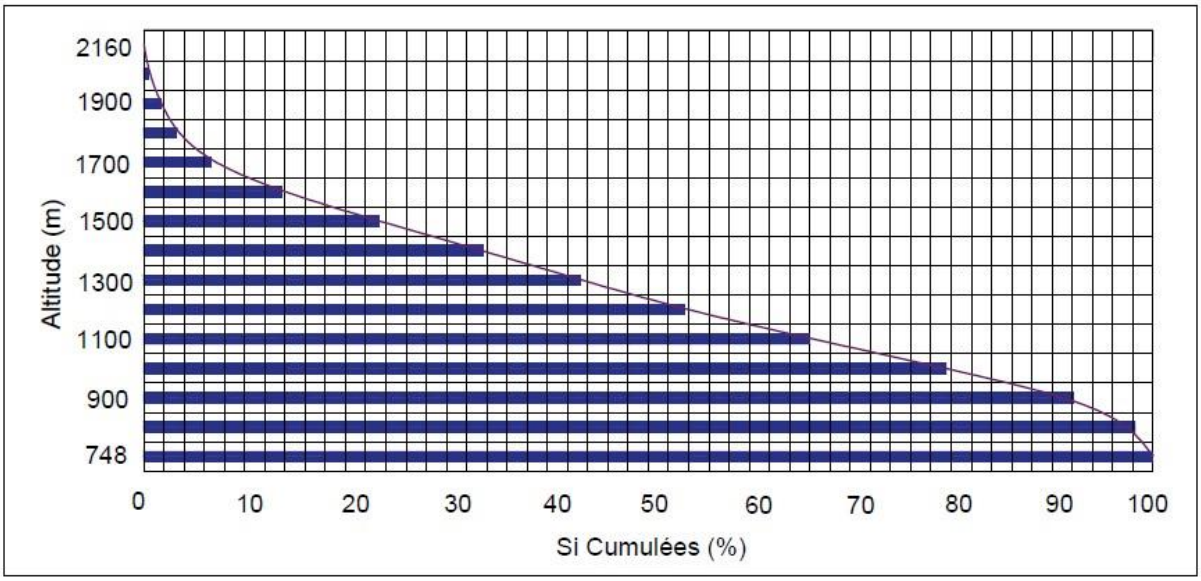


Figure III.3 Répartition et courbe hypsométrique du bassin versant

b) Détermination des altitudes caractéristiques (H_{max} ; H_{min} ; $H_{50\%}$; $H_{95\%}$; $H_{5\%}$; H_{moy})

D'après la topographie et la courbe hypsométrique :

- L'altitude maximale H_{max} — H_{max} = 2100 m
- L'altitude minimale H_{min} — H_{min} = 748 m

D'après la courbe ci-dessous on peut déterminer :

- L'altitude médiane $H_{50\%}$ — $H_{50\%}$ = 1248 m
- L'altitude à 95% de la surface $H_{95\%}$ — $H_{95\%}$ = 852 m
- L'altitude à 5% de la surface $H_{5\%}$ — $H_{5\%}$ = 1750 m
- L'altitude moyenne H_{moy} par la formule suivante — H_{moy} = 774 m

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

c) Calcul des indices de pente :

- **Indice de pente global I_g**

Cet indice représente la pente de 90% de la surface du bassin versant comprise entre les altitudes correspondantes aux (5 et 95)%. Les altitudes sont lues sur la courbe hypsométrique.

$$I_g = \frac{D}{L_r} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L_r} \quad \text{.....(III.6)}$$

Avec,

D : Dénivelé entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ (km)
L_r : Longueur du rectangle équivalent (km)

$$I_g = \frac{(1750-852)}{26.306} \rightarrow I_g = 34{,}14\ m/km \rightarrow \boldsymbol{I_g = 3{,}414\ \%}$$

Tableau III.2 Classification du relief (TOUAIBIA, 2001)

R1	Relief très faible	$I_g < 0,002$	R4	Relief modéré	$0,01< I_g<0,02$
R2	Relief faible	$0,002< I_g<0,005$	R5	Relief assez fort	$0,02 < I_g<0,05$
R3	Relief assez faible	$<0,005< I_g<0,01$	R6	Relief fort	$0,05< I_g<0,1$

D'après le tableau ci-dessus et la valeur de la pente globale trouvée, le relief de notre bassin versant appartient à la classe R5 qui représente un relief assez fort.

- Indice de pente de roche I_p

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L_r}}\left[\sum_{i=1}^{n}\sqrt{S_i(H_i - H_{i-1})}\right] \quad \text{(III.7)}$$

Avec :

L_r		:	Longueur du rectangle équivalent	(m)
S_i		:	Surface partielle entre deux courbes de niveaux successives	(%)
H_i	H_{i-1}	:	côtes des courbes de niveaux consécutives	(m)

$$\boldsymbol{I_p = 2.13}$$

- **Indice de pente moyenne du bassin I_m**

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin. Elle est considérée comme une variable indépendante. Elle donne une bonne indication sur le temps de parcours du ruissellement direct et donc du temps de concentration T_c.

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + L_3 + \cdots + 0.5L_n)}{S} \quad \rightarrow \quad I_m = \frac{100(0.5L_1 + L_2 + L_3 + \cdots + 0.5L_n)}{163437472} \quad \text{(III.8)}$$

ΔH	:	Dénivelé	(m)
L_i	:	Longueur de courbe de niveau d'ordre « i »	(m)
S	:	Surface du bassin versant	(m^2)

Tableau III.3 Longueurs des courbes de niveaux du bassin versant

Altitudes (m)	800	900	1000	1100	1200	1300	1400
Longueur de la courbe (m)	8423,9	23286,65	32747,5	46075,2	48988,5	46439,9	46459,5
Altitudes (m)	1500	1600	1700	1800	1900	2000	2100
Longueur de la courbe (m)	40026	35555,93	23183,9	12581,3	9315,06	4532,28	1883,43

$\boldsymbol{I_m = 0,23}$ ➔ L'indice de pente moyenne est fort, ainsi on a un écoulement moyen.

- **Dénivelé spécifique D_s**

Cet indice permet de donner une comparaison un peu plus poussée entre les bassins de point de vue relief.

$D_s = I_g\sqrt{S}$ ……...…(III.9)

$D_s = 0.034\sqrt{163437472}$ ➔ $\boldsymbol{D_s = 434,66\ m}$

III.2.2. Caractéristiques hydrographique du bassin

III.2.2.1. Réseau hydrographique

a- Densité de drainage D_d

$D_d = \frac{\sum L_i}{S}$ ……..(III.10)

$D_d = \frac{86.514}{163.437}$ ➔ $\boldsymbol{D_d = 0,53 km/km^2}$ ➔ La densité de drainage est faible, cela est expliqué par une faible répartition de chevelure hydrographique.

Avec

$\sum L_i$: Longueur de tous les talwegs (km)
S : Superficie du bassin versant (km^2)

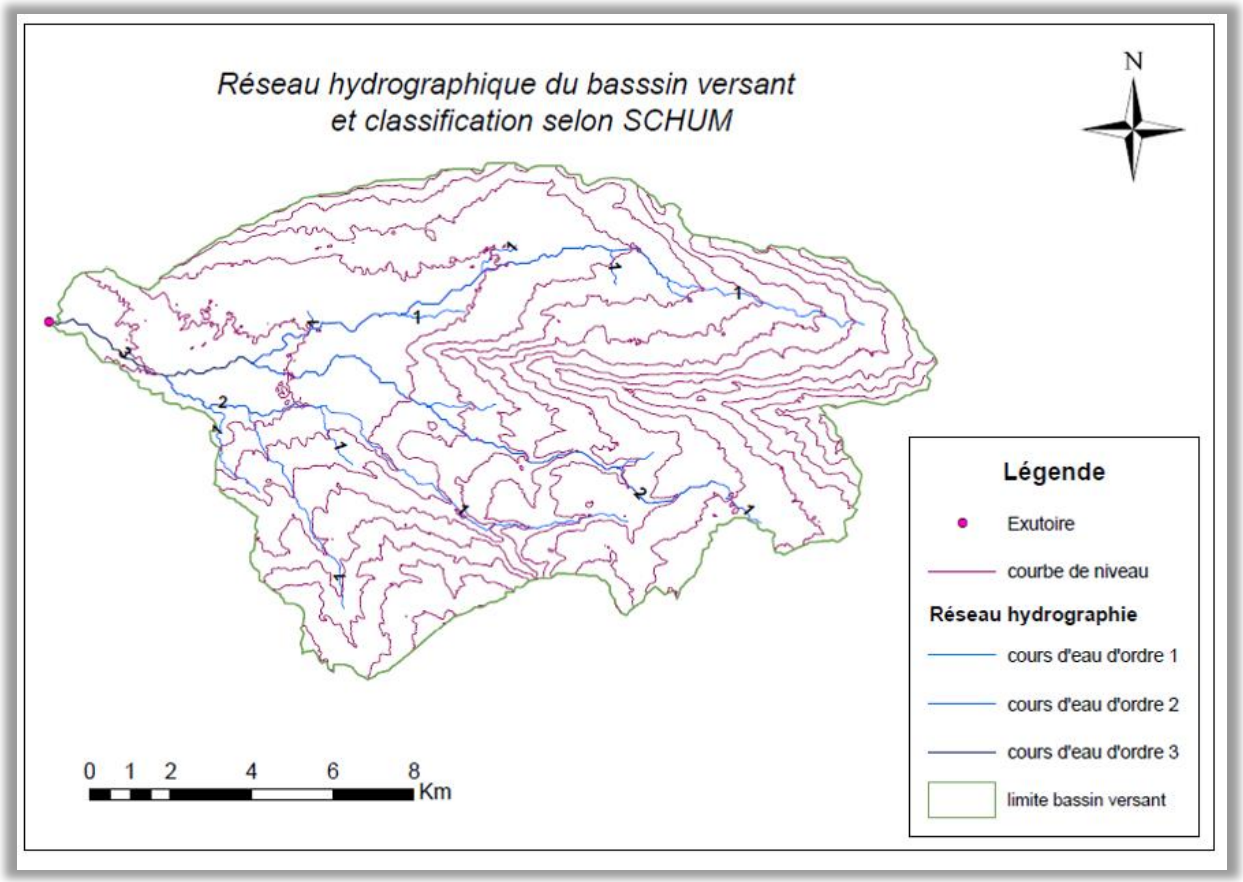


Figure III.4 Représentation du réseau hydrographique du bassin et classification de Schum(1957)

b- Densité du talweg élémentaire :

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \quad \text{.....(III.11)}$$

Avec :

N_1 : Nombre de talwegs d'ordre 1
S : Superficie du bassin versant en (km²)

$$F_1 = \frac{30}{163.437472} \quad \text{.....(III.12)}$$

$$\boldsymbol{F_1 = 0,183}$$

c- Coefficient de torrentialité :

Il est définit comme suit :

$C_t = D_d \times F_1$ ……(III.13)

$C_t = 0.53 \times 0.183$ ➔ $\boldsymbol{C_t = 0,097\ km^{-3}}$

III.2.2.2. Temps de concentration

Le temps de concentration est défini comme étant le temps nécessaire que met la goutte d'eau la plus éloignée pour arriver à l'exutoire. Ce temps nous renseigne sur le mode de réaction du bassin versant en période de crue. Il peut être calculé par plusieurs formules :

- **Formule de Giandotti :**

$$T_c = \frac{4\sqrt{S}+1.5L}{0.8\sqrt{H_{moy}-H_{min}}} \quad \text{……(III.14)}$$

Avec

S	:	Surface du bassin versant en	(km²)
L	:	Longueur du cours d'eau principal en	(km)
H_{moy}	:	Altitude moyenne en	(m)
H_{min}	:	Altitude minimale en	(m)

$$T_c = \frac{4\sqrt{163.473472}+1.5\times6.26}{0.8\sqrt{774-748}} \quad \text{……(III.15)}$$

$\boldsymbol{T_c = 14,84h}$

- **Formule de Ventura :**

$$T_c = 76.3\frac{\sqrt{S}}{\sqrt{100I_{cp}}} \quad \text{……(III.16)}$$

Avec

S	:	Surface du bassin versant en	(km²)
I_{cp}	:	Pente du cours d'eau principal en	(%)

$$T_c = 76,3\frac{\sqrt{163.437472}}{\sqrt{100\times4.3827}} \quad \text{……(III.17)}$$

$\boldsymbol{T_c = 35,24\ h}$

- **Formule de California :**

$$T_c = \left(\frac{0.87 \times L_{cp}^3}{H_{max} - H_{min}}\right)^{0.386} \quad \text{.....(III.18)}$$

Avec ;

L_{cp}	:	Longueur du cours d'eau principal en	(km)
H_{max}	:	Altitude maximale du bassin versant en	(m)
H_{min}	:	Altitude minimale du bassin versant en	(m)

$$T_c = \left(\frac{0.87 \times 6.26^3}{2160 - 748}\right)^{0.386} \quad \text{.....(III.19)}$$

$$T_c = 0.4822\ h$$

- **Formule de Passini :**

$$T_c = 64.8 \frac{\sqrt[3]{S.L_{cp}}}{\sqrt{100.I_{cp}}} \quad \text{.....(III.20)}$$

Avec

S	:	Surface du bassin versant en	(km^2)
L_{cp}	:	Longueur du cours d'eau principal en	(km)
I_{cp}	:	Pente du cours d'eau principal en	

$$T_c = 64.8 \frac{\sqrt[3]{163.437472 \times 6.26}}{\sqrt{100 \times 7.66}} \quad \text{.....(III.21)}$$

$$T_c = 23.59\ h$$

- Vu la superficie de notre bassin on écarte la valeur trouvée par la formule de California car elle est insignifiante, pour ce cas et on opte à prendre un temps de concentration égale à 14.84 h trouvé par la formule de Giandotti.

III.2.2.3. Vitesse de ruissellement

$$V_r = \frac{L_{cp}}{T_c} \quad \text{.....(III.22)}$$

Avec,

L_{cp}	:	Longueur du cours d'eau principal en	(km)
T_c	:	Temps de concentration en	(heure)

$V_r = \frac{6.26}{14.84}$ ➔ $\boldsymbol{V_r = 0.42\ km/h}$

III.2.2.3. Profil longitudinal d'oued Tabeggart :

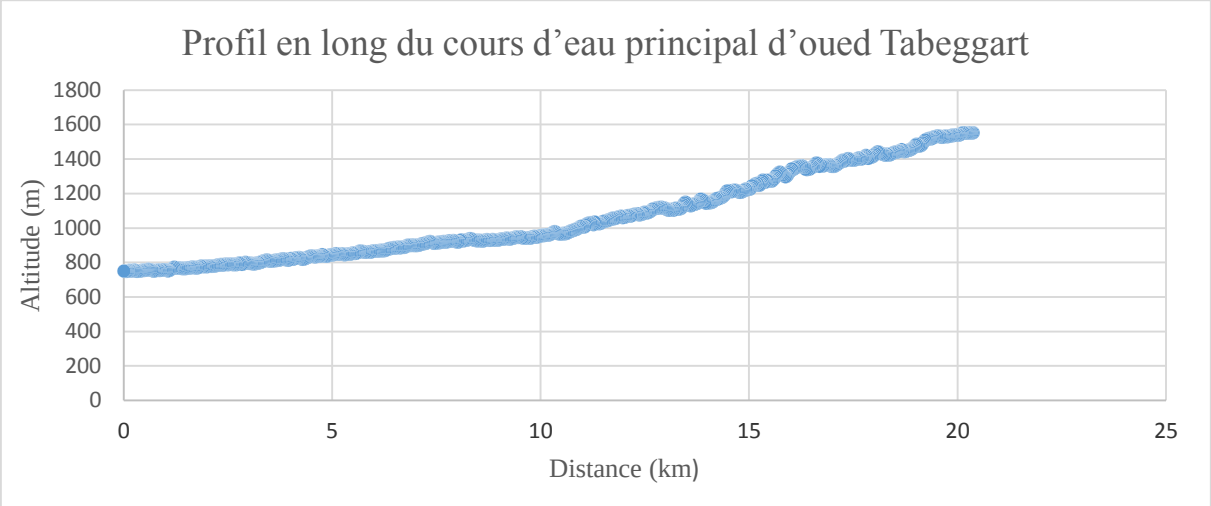


Figure III.5 Profil en long du cours d'eau principal d'oued Tabeggart

Tableau III.4 Récapitulatif des caractéristiques hydromorphometriques du bassin versant

Désignation		Symbol	Unité	Valeur
Superficie		S	km²	163,473472
Périmètre		P	km	66
Longueur du talweg principal		L_{cp}	km	6,26
Indice de compacité		K_C	/	1,44
Coefficient d'allongement		K_P	/	0,24
Rectangle équivalent	Longueur	L_r	km	26,306
	Largeur	l_r		6,244
Altitudes	Maximale	H_{max}	m	2100
	Médiane	$H_{50\%}$		1248
	Moyenne	H_{moy}		774
	Minimale	H_{min}		748
Indice de pente global		I_g	m/km	34
Indice de pente de roche		I_p	%	2,13
Indice de pente moyenne		I_m	%	0,23
Densité de drainage		D_d	km/km²	0,53
Densité spécifique		D_s	m	434,66
Tems de concentration		T_C	h	14,84
Vitesse de ruissellement		V_r	km/h	12,92

III.2.2.4. Caractéristiques climatiques du bassin versant :

a- Température

Tableau III.5 Variation mensuelle de la température (ANRH[4] ,2016) (Station de N'Gaous 051306 ; 1979 – 2015)

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juill.	Août
T° max	34	28	22	17	17	19	22	26	32	37	40	39
T° min	23	18	12	8	7	9	11	15	19	24	27	27
T° moy	29	23	17	13	12	14	17	21	26	31	34	34

b- Le vent :

Les vents dominants sont de secteur nord (de NE à NO). Leur vitesse moyenne mensuelle à deux mètres du sol est 1.2 m/s sans une grande variation d'un mois à l'autre.

c- Humidité de l'air :

La tension de vapeur dans l'air varie de 0,6 à 0,8 % de décembre à avril et atteint 1,3 à 1,4 % en été dans la région des Aurès. (ANRH[4], 2016)

d- L'évaporation

Tableau III.6 Répartition mensuelle de l'évaporation (ANRH[4], 2016) (Station de N'Gaous 051306 ; 1979 – 2015)

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Annuelle
E (mm)	113	70	18	10	09	25	60	90	149	195	230	200	1169

[4] Agence Nationale des Ressources Hydrauliques

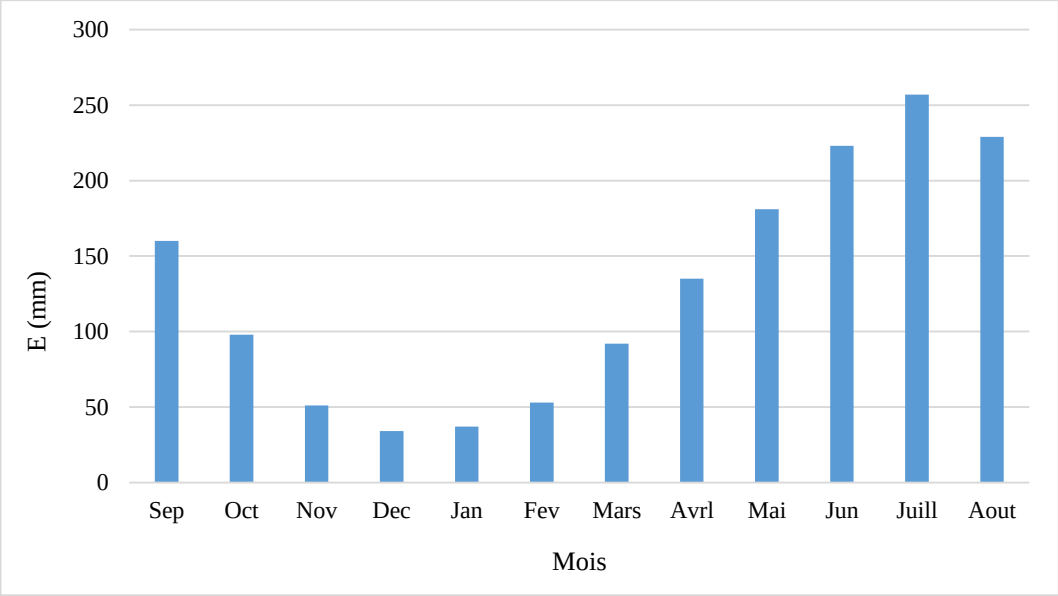


Figure III.6 Répartition mensuelle de l'évaporation de la station N'Gaous

III.3. ETUDE DE PRECIPITATION

On opte pour la station (05 13 06) située à la région de N'Gaous, comme étant une station de base pour les calculs et le dimensionnement de notre ouvrage vu qu'elle possède le plus grand nombre d'observations durant les années de fonctionnement, ainsi proche de l'exutoire, dont son altitude est la plus proche à l'altitude moyenne de bassin versant par rapport aux autres stations pluviométriques existant aux alentours du bassin en question.

Tableau III.7 Caractéristiques propres à la station de N'GAOUS

Station	Code	Source	Coordonnée			Années de service	Nbr.(ans)
			X (km)	Y (km)	Z (m)		
NGAOUS	05 13 06	A.N.R.H	738,1	3937,8	750	1966	47

(Source : A.N.R.H.2017)

III.3.1. Test d'homogénéité des données

- **La méthode de la médiane : (Annexe B)**

Test de la médiane ou test de MOOD est un test non paramétrique qui ne tient aucune hypothèse sur le type de loi concernée. Il permet de vérifier si une série de donnée est homogène.

Soit la série de précipitation annuelle à vérifier pour 38 ans d'observation (N=38) (Annexe B)

Après application de la méthode sur l'échantillon on obtient les résultats suivants

$M = 264.7$ $N_s = 18$ $T_s = 5$

Avec :

M : La médiane
N_s : Nombre total des séries de (+) ou de (-)
T_s : La taille de la plus grande série de (+) ou de (-)

- **Condition de test de MOOD :**

$N_s > 0.5(N + 1 - \mu_{1-\alpha/2}\sqrt{N+1})$ .....(III.23)

$T_s < 3.3(log_{10}N + 1)$.....(III.24)

$\mu_{1-\alpha/2}$: variable centrée réduite de Gauss correspondant à une probabilité de 1-α/2

Pour un seuil de signification de 95 % on a : $\mu_{1-\alpha/2}$ =1.96 (Voir Annexe B)

$0.5(38 + 1 - 1.96\sqrt{38+1}) = 12.87$

$N_s = 18$ ➔ $N_s > 14.38$

$3.3(log_{10}38 + 1) = 8.51$

$T_s = 5$ ➔ $T_s < 8.51$

Selon les résultats obtenus par le test de la médiane, la série de pluie est homogène.

- **Test non paramétrique (test de Wilcoxon)**

Afin de vérifier encore l'homogénéité de notre série d'observation, on fait intervenir un test non paramétrique (test de Wilcoxon) plus puissant que celui de la médiane, pour cela on divise notre série de pluie annuelle en deux sous-série Y et X dont les tailles sont respectivement N_1 et N_2 avec ($N_2 > N_1$)

Après avoir classé la série XUY par ordre décroissant on attribue à chaque valeur de la série son rang et préciser à quelle sous série appartient-elle. (Annexe B)

Soit Y la série d'observation de taille N_1 à étudier dans ce test pour un seuil de signification 1-α = 95 %

- **Condition du test de Wilcoxon :**

D'après Wilcoxon la série de données est homogène si et seulement si cette inégalité soit vérifiée :

$$W_{min} < W_y < W_{max}$$

Avec :

W_y : Somme des rangs de l'échantillon Y

W_{min} : $$W_{min} = \frac{(N_1 + N_2 + 1)N_1 - 1}{2} - \mu_{1-\alpha/2}\sqrt{\frac{N_1 N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12}} \quad \text{.....(III.25)}$$

W_{max} : $$W_{max} = (N_1 + N_2 + 1)N_1 - W_{min} \quad \text{.....(III.26)}$$

N_1 : Taille de l'échantillon Y

N_2 : Taille de l'échantillon X

$\mu_{1-\alpha/2}$: Variable centrée réduite de Gauss pour un seuil de 95 % égal à 1.96

Tableau III.8 Résultat du test de Wilcoxon

	Série des pluies moyennes annuelles
La taille de l'échantillon	38
N_1	16
N_2	22
W_y	360
W_{min}	245.20
W_{max}	378.8
La condition $W_{min} < W_y < W_{max}$	Vérifiée

- Conclusion : la série des pluies moyennes annuelles est homogènes d'après le test de Wilcoxon.

Tableau III.9 Répartition des pluies mensuelles :

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juill.	Août	Annuelle

Pmoy (mm)	27.1	28.4	21.7	22.5	20.1	18.23	22.64	28.5	23.7	8.91	2.88	6.55	231.1
P (%)	11.73	12.25	9.37	9.73	8.7	7.89	9.8	12.32	10.24	3.85	1.24	2.83	100

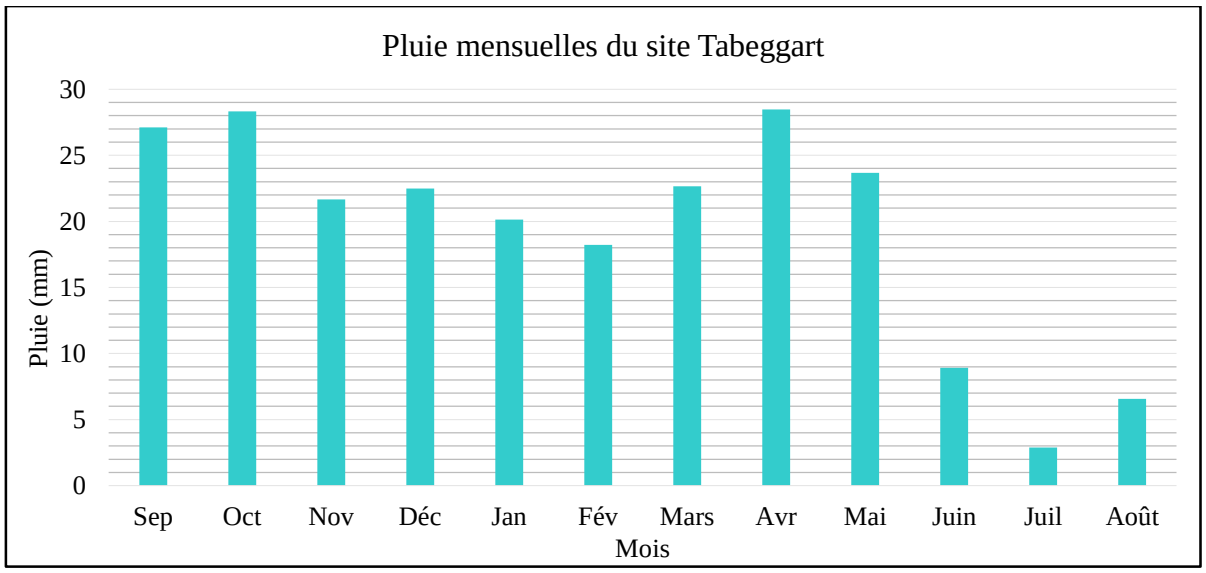


Figure III 7 : Répartition mensuelle des précipitations de la station de N'Gaous

III.3.2. Ajustement des précipitations maximales journalières :

Afin d'estimer les débits de crue, on passe par l'étude des pluies maximales par l'observation des données de la série des précipitations maximales journalières pour ajuster cette dernière par une loi théorique probabiliste, dans le but de déterminer l'intensité de pluie et de période de retour donnée. En passant par les étapes suivantes :

- ✓ Classer la série des précipitations par ordre croissant.
- ✓ Calcul de la fréquence expérimentale.
- ✓ Calcul des caractéristiques empiriques de la série de données.
- ✓ Ajuster graphiquement la loi choisie.
- ✓ Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

- ➢ Les caractéristiques de la série des pluies maximales journalière sont représentées dans le tableau III.10
- ➢ La série des pluies maximales journalière est présentée dans l'annexe B.

Tableau III.10 Caractéristiques statistiques de la série de pluie utilisée.

Caractéristiques	Formules	Valeurs
La somme des $P_{max\ j}$ en (mm)	$\sum_{i}^{38} X\ i$	1443,8
La moyenne des $P_{max\ j}$ en (mm)	$\ddot{x} = \frac{\sum_{i}^{38} X\ i}{38}$	38
L'écart type « σx »	$\sigma^2 = \frac{1}{n-1}\ x\ \sum_{i=1}^{n}(x_i^2 - n\ddot{x}^2)$ $\sigma = \sqrt{\sigma^2}$	18,09
Coefficient de variation « Cv » :	$Cv = \frac{\sigma}{\ddot{x}}$	0,476
L'exposant climatique	b = 0.38	

Remarque : L'exposant climatique pour la région de Batna est de 0.38 (Source : ANBT ,2016)

III.3.2.1. Choix de la loi d'ajustement

« Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométrique, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon.

Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théorique, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus

efficace pour une loi donnée » (TOUAIBIA, 2001).Pour notre cas on utilisera la loi de de GUMBEL, la loi de GALTON (log normal) et la loi Normale.

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

Loi à double exponentielle, elle s'applique pour la précipitation maximale journalière pour une période de retour donnée afin de déterminer les valeurs fréquentielles selon la formule suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad \text{.....(III.27)}$$

Avec ;

Y = A(x-x_0)
1/a : Pente de la droite de GUMBEL
y : Variable réduite de GUMBEL
x : Précipitation maximale journalière en (mm)
x_0 : Coordonné à l'origine en (mm)

On peut écrire $y = -\ln[-\ln(F(x))]$

La valeur expérimentale pour chaque valeur de précipitation est calculée suivant la formule de Hazen, tel que :

$$F(x) = \frac{m-0.5}{n} \quad \text{.....(III.28)}$$

Avec :

m : Rang de la valeur de précipitation après classement par ordre croissant
n : Nombre total d'observation dans la série (=38)

L'ajustement est fait par le biais d'un outil informatique de calcul probabiliste dont les paramètres de l'ajustement par la loi de Gumbel sont comme suit :

1/a : Pente de la droite de Gumbel = 14.1081
x_0 : Coordonné à l'origine en (mm) = 29.8513

Tableau III.11 Ajustement de la série de pluie maximale journalière à la loi Gumbel

T	q	XT	écart-type	Intervalle de confiance (95%)
1000,0	0,9990	129,1	17,86	94,12 - 164,2
200,0	0,9950	105,8	13,85	78,71 - 133,0
100,0	0,9900	95,79	12,12	72,03 - 119,6
50,0	0,9800	85,70	10,41	65,30 - 106,1

20,0	0,9500	72,23	8,148	56,26 - 88,21
10,0	0,9000	61,83	6,450	49,18 - 74,48

q : Probabilité empirique

XT : Valeur à la période T

Graphique issu de cet ajustement sur papier GUMBEL représenté par la figure ci-après.

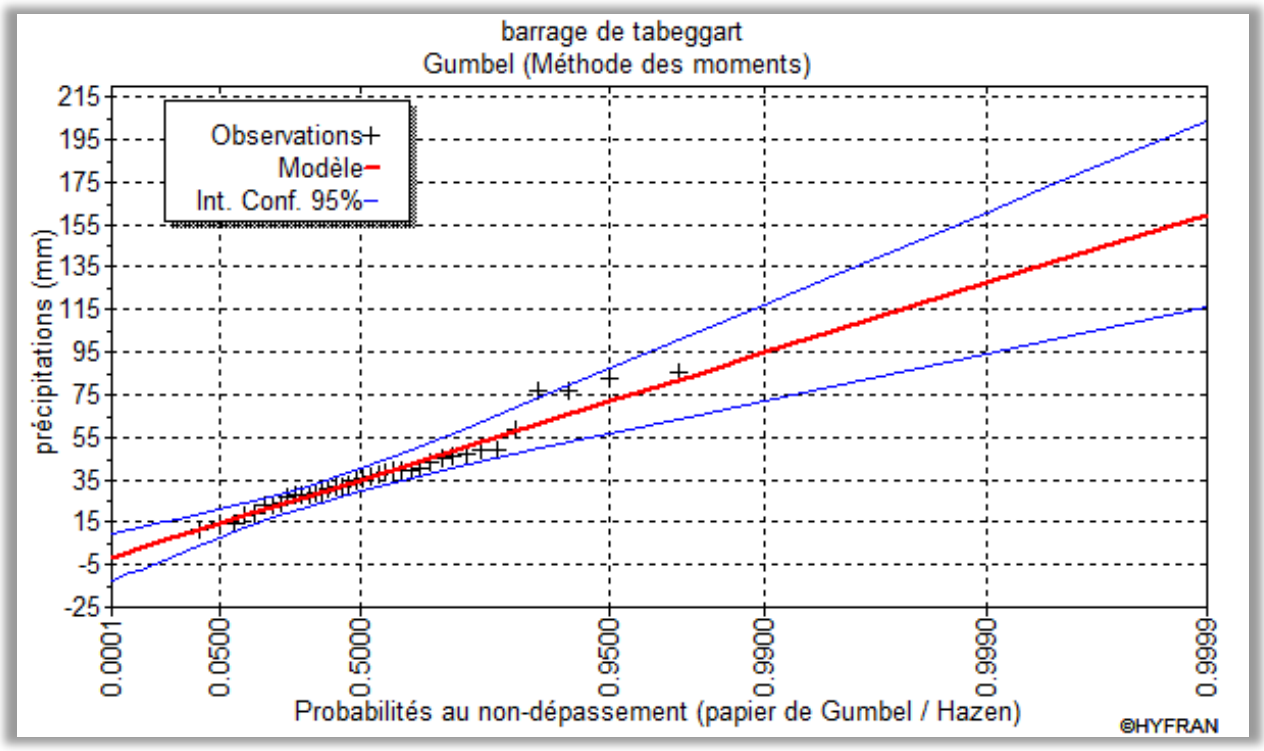


Figure III.8 Ajustement à la loi Gumbel

B- Ajustement de la série pluviométrique à la loi log Normal (Galton).

L'ajustement de la série ce fait de la même manière comme précédent seulement, on change la loi dont on ajuste avec et le papier du tracé, on travaille avec la loi log normal faite sur papier log normal.

La loi de Galton dont sa fonction de répartition s'exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{u} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad \text{(III.29)}$$

$u = \frac{lnX - \overline{lnX}}{\sigma_{lnx}}$ ……..…….(III.30)

u : variable réduite de Gauss.

L'équation de la variable réduite sous forme d'une droite dont l'expression est :

$\ln x = \sigma_{lnx} u + \overline{lnx}$ ……..……..(III.31)

Les paramètres d'ajustement à la loi de Galton sont les suivants :

u = 3.53
σ = 0.466

Tableau III.12 Ajustement de la série de pluie maximale journalière à la loi Galton

T	q	XT	écart-type	Intervalle de confiance (95%)
1000,0	0,9990	146,5	28,20	91,24 - 201,8
200,0	0,9950	114,8	19,09	77,36 - 152,2
100,0	0,9900	102,0	15,70	71,18 - 132,7
50,0	0,9800	89,57	12,62	64,82 - 114,3
20,0	0,9500	73,76	9,030	56,06 - 91,46
10,0	0,9000	62,06	6,673	48,98 - 75,15

q : Probabilité empirique

XT : Valeur à la période T

Graphique de l'ajustement par la loi log normal (Galton) est représenté ci-après :

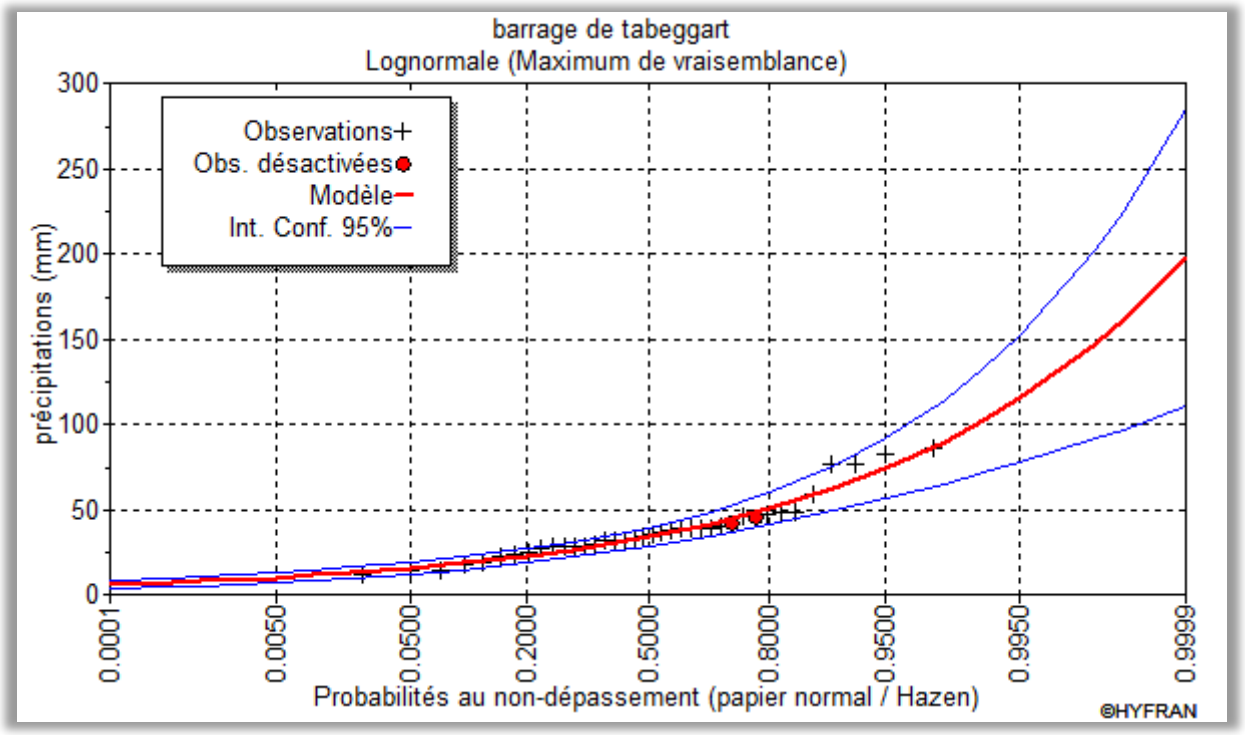


Figure III.9 : Ajustement à la loi Galton

C- Ajustement de la série pluviométrique à la loi Normale :

On ajuste cette série de pluie par la loi normale exprimée par la fonction de répartition de la forme :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{u} e^{-\frac{1}{2}u^2}\, du \quad \text{(III.32)}$$

$$u = \frac{x-\bar{x}}{\sigma} \quad \text{(III.33)}$$

u : variable réduite de Gauss

La relation : $x = \sigma u + \bar{x}$ est l'équation de la droite de Henry sur papier normal

Les paramètres d'ajustement à la loi normale sont donnés ci-après :

u = 37.64
σ = 18.53

Tableau III.13 : Ajustement de la série de pluie maximale journalière à la loi Normal

T	q	XT	écart-type	Intervalle de confiance (95%)

1000,0	0,9990	94,94	7,512	80,21 - 109,7
200,0	0,9950	85,40	6,491	72,68 - 98,13
100,0	0,9900	80,78	6,010	69,00 - 92,56
50,0	0,9800	75,73	5,501	64,94 - 86,51
20,0	0,9500	68,15	4,778	58,78 - 77,51
10,0	0,9000	61,41	4,196	53,18 - 69,63

q : Probabilité empirique

XT : Valeur à la période T

Graphique de l'ajustement à la loi normale représenté ci-après

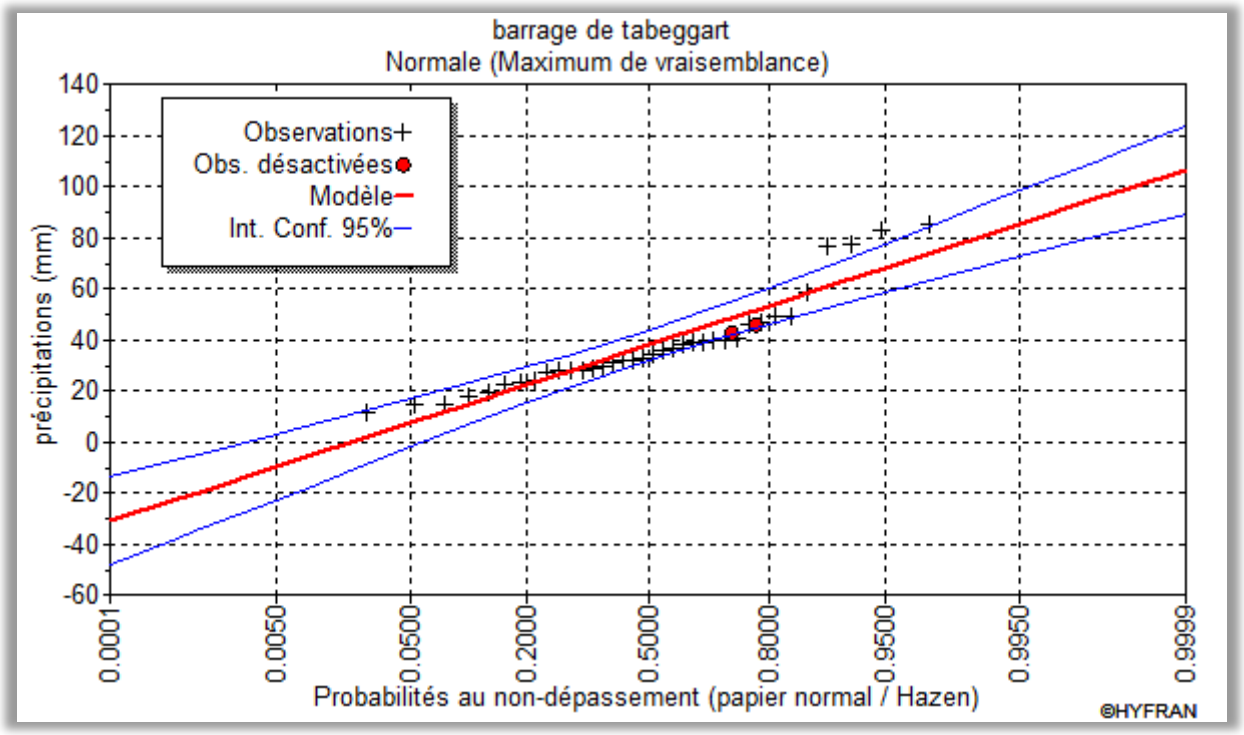


Figure III.10 Ajustement à la loi normale

III.3.2.2. Test de validité de l'ajustement :

La vérification de la compatibilité des données avec une distribution choisie a priori par un test d'adéquation de ces lois afin d'adopter le meilleur ajustement possible pour nos données.

Le test de Khi carré χ^2 assure cette tâche, et les résultats sont obtenus après passage par un outil informatique de calcul probabiliste.

Le tableau suivant résume les résultats du test Khi carré pour chaque loi :

Tableau III.14 Résultats du test d'adéquation

Lois	χ^2_{cal}	$\chi^2_{thé}$
Gumbel	4	11.07

Log Normale	1.78	11.07
Normale	8.44	11.07

$$\chi^2 = \sum \frac{(X-Y)^2}{Y}$$

X : Valeur observée.

Y : Valeur théorique.

La valeur théorique du Khi carré ($\chi_{thé}^2$) est tirée à partir de la table de Khi carré pour une probabilité de 5% au non dépassement. (Annexe B)

- D'après les graphiques précédents on remarque que la série de pluies maximales journalières possède un ajustement adéquat avec la loi log Normale (Galton). Cependant, le test de Khi confirme le résultat du test d'ajustement.

En conséquence la loi log normale sera exploitée pour l'extrapolation des pluies annuelles pour des fréquences rares.

$q = F(x)$ (Probabilité au non dépassement)
$T = \frac{1}{(1-q)}$ (Période de retour)
Log normale (Maximum de vraisemblance)

Tableau III.15 Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.

GALTON (log normale)	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0.0	11 .20
Maximum	0.0	85.40
Moyenne	37.8	37.99
Écart-type	19.01	18.09
Médiane	33.76	35.05
Coefficient de variation (C_v)	0.503	0.4762
Coefficient d'asymétrie (C_s)	1.636	1.204
Coefficient d'aplatissement (C_k)	8.11	3.785

III.3.3. Pluies de courtes durées et leurs intensités à différentes fréquences

Pour la détermination des données pluviométriques des pluies de courtes durées (averses) qui sont caractérisées par leurs intensité – durée – fréquence (les courbes I.D.F) on procède par des formules générale exprimant la précipitation à une fréquence donnée en fonction du temps, tel que la formule de Montana :

$$P_{ct}\% = P_{\max j,\ p\%} \left(\frac{t}{24}\right)^b \quad \text{.....(III.34)}$$

P_{ct} % : Pluie d'une courte durée (t) pour une fréquence voulue (mm)
$P_{max\ j}$: Pluie maximale journalière pour une même fréquence (mm)
t : Durée de la pluie
b : Exposant climatique (pour notre région, il est de 0.38)

L'intensité de pluie est donnée par la formule :

$$I = \frac{P_{ct}}{t} \quad \text{(III.35)}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.16 Pluies maximales fréquentielles

Période	10000	1000	100	50	20	10
Fréquence(%)	0,01	0,1	1	2	5	10
$P_{j\ max}$ (mm)	197,5	146,5	102	89,57	73,76	62,06

Tableau III.17 Pluie de courte durées et l'intensité de différentes fréquences

Période	10000		1000		100		50		20		10	
Fréquence%	0,01		0,1		1		2		5		10	
Pj max (mm)	197,5		146,5		102		89,57		73,76		62,06	
Temps (h)	Pmax t	I	Pmax t	I	Pmax t	I	Pmax t	I	Pmax t	I	Pmax t	I
0,5	45,362338	90,724676	33,648519	67,297038	23,427638	46,855276	20,572682	41,145363	16,941398	33,882795	14,25411	28,50822
1	59,031909	59,031909	43,788226	43,788226	30,487366	30,487366	26,772092	26,772092	22,04655	22,04655	18,54947	18,54947
2	76,820694	38,410347	56,983452	28,491726	39,674485	19,837243	34,839643	17,419822	28,690098	14,345049	24,139201	12,069601
3	89,617517	29,872506	66,475778	22,158593	46,283477	15,427826	40,643245	13,547748	33,469306	11,156435	28,160319	9,3867731
4	99,969985	24,992496	74,154951	18,538738	51,630068	12,907517	45,338286	11,334572	37,335626	9,3339064	31,413353	7,8533383
5	108,81667	21,763334	80,717175	16,143435	56,198989	11,239798	49,350426	9,8700852	40,639583	8,1279165	34,193228	6,8386456
6	116,62303	19,437171	86,507712	14,417952	60,230626	10,038438	52,890756	8,8151261	43,555009	7,2591682	36,646202	6,1077004
7	123,65853	17,665504	91,726455	13,103779	63,864153	9,1234504	56,081492	8,0116417	46,182548	6,5975069	38,856954	5,5509934
8	130,09513	16,261891	96,500941	12,062618	67,188368	8,3985461	59,000609	7,3750762	48,586412	6,0733015	40,879511	5,1099389
9	136,05014	15,116682	100,9182	11,213134	70,263868	7,8070964	61,70132	6,8557022	50,810421	5,6456023	42,750742	4,7500824
10	141,60769	14,160769	105,04064	10,504064	73,134096	7,3134096	64,221775	6,4221775	52,88599	5,288599	44,497079	4,4497079
11	146,83042	13,34822	108,91472	9,901338	75,831408	6,8937644	66,590385	6,0536713	54,836516	4,9851378	46,138208	4,1943825
12	151,76642	12,647202	112,57611	9,3813423	78,380634	6,5317195	68,828955	5,7357462	56,679957	4,7233297	47,689237	3,9741031
13	156,45351	12,034885	116,05285	8,9271426	80,801305	6,215485	70,954636	5,4580489	58,430434	4,4946487	49,162049	3,7816961
14	160,92202	11,49443	119,36747	8,5262482	83,109095	5,9363639	72,981193	5,2129423	60,099283	4,2928059	50,566181	3,6118701
15	165,19675	11,013117	122,53835	8,1692234	85,316804	5,6877869	74,919864	4,9946576	61,695759	4,1130506	51,90942	3,460628
16	169,29823	10,581139	125,58071	7,8487946	87,435036	5,4646898	76,779963	4,7987477	63,227532	3,9517207	53,198219	3,3248887
17	173,24369	10,190805	128,50734	7,5592554	89,472689	5,2630994	78,569302	4,6217236	64,701035	3,8059432	54,437991	3,2022348
18	177,04774	9,8359854	131,32908	7,29606	91,437312	5,0798507	80,29451	4,4608061	66,121727	3,6734293	55,633329	3,0907405
19	180,7229	9,5117318	134,05522	7,0555378	93,335373	4,9123881	81,961268	4,313751	67,494286	3,5523308	56,788169	2,988851
20	184,28001	9,2140005	136,69378	6,834689	95,172461	4,758623	83,574483	4,1787242	68,822752	3,4411376	57,905911	2,8952955
21	187,72848	8,9394514	139,25176	6,6310361	96,953442	4,6168306	85,138429	4,0542109	70,110646	3,3386022	58,989516	2,8090246
22	191,07657	8,6852988	141,73528	6,4425128	98,682585	4,4855721	86,656855	3,9389479	71,361054	3,2436843	60,041581	2,7291628
23	194,33159	8,4491996	144,14976	6,267381	100,36366	4,3636373	88,133066	3,8318724	72,576699	3,1555087	61,064398	2,6549738
24	197,5	8,2291667	146,5	6,1041667	102	4,25	89,57	3,7320833	73,76	3,0733333	62,06	2,5858333

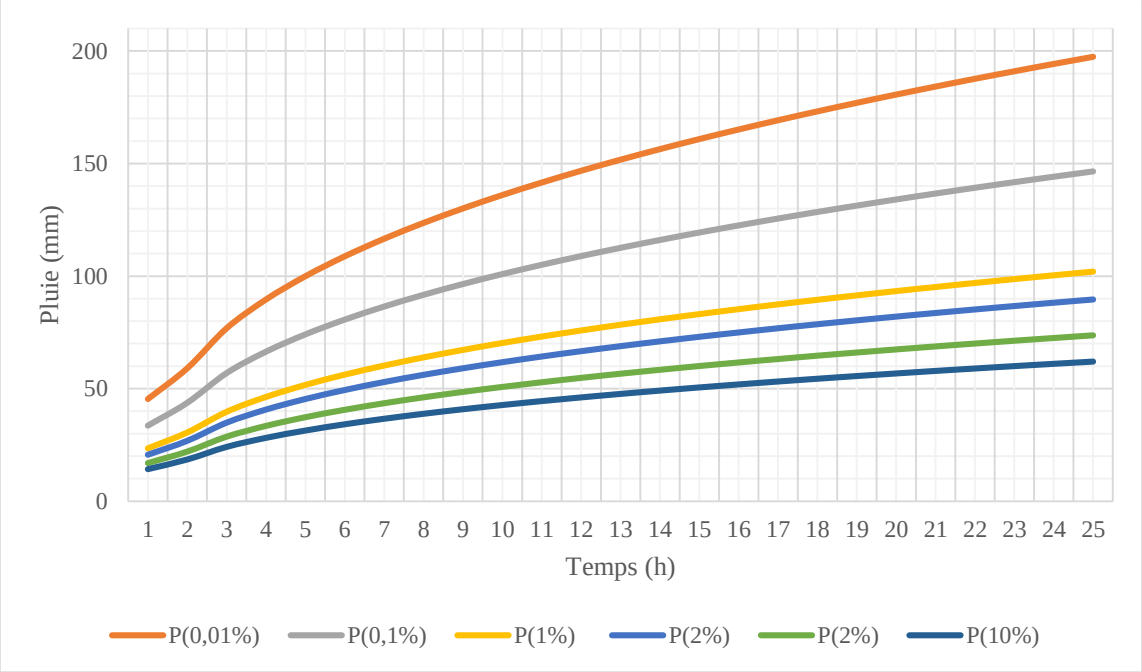


Figure III.11 Courbes des pluies de courte durée

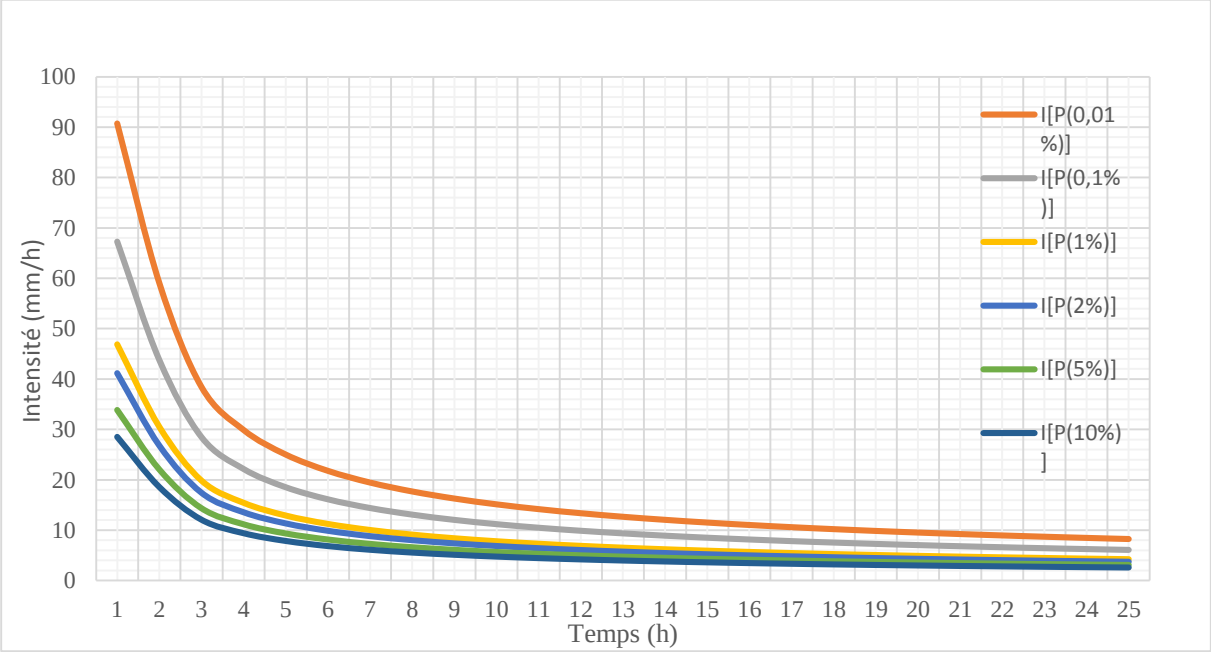


Figure III.12 Courbes des intensités fréquentielles.

III.3.4. Etude des apports

Le moyen le plus efficace pour la détermination des apports est celui des observations hydrométriques, lorsqu'on possède des stations de mesure au niveau du bassin versant en question d'étude, dans le cas contraire, on procède soit par analogie par rapport à un autre

bassin voisin qui sera bien sûr jaugé, ou encore par le biais des méthodes et des relations empiriques basées sur la pluviométrie, et dépendent des paramètres d'apport et de déficit.

III.3.4.1. Estimation de l'apport moyen annuel :

Etant donné que notre bassin ne soit pas jaugé, on opte alors à la méthode empirique ou la méthode d'analogie, en utilisant les observations de la station hydrométrique la plus proche de notre site qui est la station 05 13 06

- **Méthodes empiriques :**

a- Formule de l'ANRH :

$$A_0 = 0.915 \times P_{moy}^{2.684} \times S^{0.842} \quad \text{(III.36)}$$

Avec :

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (mm)
S : Surface du bassin versant (km²)

$$AN: A_0 = 0.915 \times 2.86^{2.684} \times 163.43^{0.842} \quad \text{(III.37)}$$

$$\boldsymbol{A_0 = 2.34\ Mm^3}$$

b- Formule de Medinguer :

$$A_0 = L_e \times S \quad \text{(III.38)}$$

$$L_e = 1024 \times \left(P_{moy} - 0.26\right)^2 \quad \text{(III.39)}$$

Avec :

L_e : Lame d'eau écoulée (mm)
S : Surface du bassin versant (km²)
P_{moy} : Pluie moyenne annuelles (m)

$$AN:\ L_e = 0.73\ mm$$

$$\boldsymbol{A_0 = 0.12\ Mm^3}$$

c- Formule de Samie :

$$A_0 = L_e \times S \quad \text{(III.40)}$$

$$L_e = P_{moy}^2\left(293 - 2.2\sqrt{S}\right) \quad \text{(III.41)}$$

Avec :

L_e : Lame d'eau écoulée (mm)
S : Surface du bassin versant (km^2)
P_{moy} : Pluie moyenne annuelles (m)

AN:

$L_e = 23.03\ mm$

$\boldsymbol{A_0 = 3.76470\ Mm^3}$

Tableau III.18 Récapitulatif des résultats d'estimation d'apport liquide par les méthodes empiriques

Formule	Apport moyen annuel A_0 (Mm^3)
Formule de l'ANRH	2,34
Formule de Medinguer	0,12
Formule de Samie	3,76

Remarque :

En vue de des fluctuations marquées dans les résultats de calcul de l'apport moyen annuel A_0, obtenues par le calcul empirique, il est donc clair que cette méthode n'est pas signifiante pour notre étude.

- **Méthode d'analogie**

Puisque notre bassin n'est pas jaugé, et que l'approche empirique n'est pas bonne à utiliser, pour évaluer les apports propres à ce bassin, on recourt donc à la méthode d'analogie en se basant sur les observations de la station 05 13 06 pour nos évaluations.

Tableau III.19 La répartition des apports moyen mensuel de la station d'Oued Barika N'Gaous (A.N.R.H)

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars.	Avr.	Mai	Juin	Juill.	Août	Total
A (Mm^3)	2,764	2,764	3,101	1,767	2,34	2,34	3,96	3,405	1,91	1,94	0,669	1,486	40,35
A (%)	9,715	9,715	10,80	6,21	8,22	8,23	13,94	11,97	6,71	6,81	2,35	5,22	100

Tableau III.20 La répartition des apports moyen annuels de la station d'Oued Barika N'Gaous

Années d'observation	Apport annuel (Mm^3)	Années d'observation	Apport annuel (Mm^3)
1975 – 1976	28,62	1994 – 1995	50,16
1976 – 1977	49,60	1995 – 1996	19,38
1977 – 1978	7,53	1996 – 1997	4,40
1978 – 1979	6,96	1997 – 1998	47,61
1979 – 1980	8,34	1998 – 1999	10,00
1980 – 1981	4,33	1999 – 2000	11,22
1981 – 1982	8,38	2000 – 2001	5,62
1982 – 1983	29,35	2001 – 2002	6,64
1983 – 1984	17,92	2002 – 2003	29,11
1984 – 1985	4,89	2003 – 2004	82,29
1985 – 1986	19,62	2004 – 2005	44,56
1986 – 1987	12,40	2005 – 2006	99,65
1987 – 1988	9,60	2006 – 2007	13,45
1988 – 1989	22,86	2007 – 2008	12,89
1989 – 1990	63,83	2008 – 2009	75,11
1990 – 1991	10,25	2009 – 2010	89,31
1991 – 1992	75,31	2010 – 2011	74,79
1992 – 1993	7,53	2011 – 2012	14,26
1993 – 1994	7,45	2012 – 2013	7,20

Apport interannuel = 40,35 Mm^3

Nombre d'année d'observation N = 38

Pour déterminer les apports de notre bassin versant on base sur l'analogie avec les observations de la station d'Oued Barika N'Gaous dans le bassin versant adjacent en utilisant cette expression :

$$A_{moy}^{Site} = \frac{S_{BV}^{Site}}{S_{BV}^{Station}} \times A_{moy}^{Station} \quad \text{.....(III.42)}$$

Avec :

A_{moy}^{Site} : Apport moyen estimé du site en (Mm^3)
$A_{moy}^{Station}$: Apport moyen mesuré de la station en (Mm^3)
S_{BV}^{Site} : Surface du bassin versant du site égal à 163.437472 (km^2)
$S_{BV}^{Station}$: Surface du bassin versant adjacent ou se trouve la station égal à 663 (km^2)

Tableau III.21 Répartition des apports moyens annuels du site Tabeggart

Années d'observation	Apport annuel (Mm^3)	Années d'observation	Apport annuel (Mm^3)
1975 – 1976	7,05	1994 – 1995	12,36
1976 – 1977	12,22	1995 – 1996	4,77
1977 – 1978	1,85	1996 – 1997	1,08
1978 – 1979	1,71	1997 – 1998	11,73
1979 – 1980	2,05	1998 – 1999	2,46
1980 – 1981	1,06	1999 – 2000	2,76
1981 – 1982	2,06	2000 – 2001	1,38
1982 – 1983	7,23	2001 – 2002	1,63
1983 – 1984	4,41	2002 – 2003	7,17
1984 – 1985	1,20	2003 – 2004	20,28
1985 – 1986	4,83	2004 – 2005	10,98
1986 – 1987	3,05	2005 – 2006	24,56
1987 – 1988	2,36	2006 – 2007	3,31
1988 – 1989	5,63	2007 – 2008	3,17
1989 – 1990	15,73	2008 – 2009	18,51
1990 – 1991	2,52	2009 – 2010	22,01
1991 – 1992	18,56	2010 – 2011	18,43
1992 – 1993	1,85	2011 – 2012	3,51
1993 – 1994	1.83	2012 – 2013	1.77

Apport interannuel = 9.95 Mm^3

Tableau III.22 La répartition des apports moyen mensuel estimé du site de Tabeggart :

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars.	Avr.	Mai	Juin	Juill.	Août	Total
A (Mm^3)	0,966	0,966	1,0746	0,6178	0,8179	0,8188	1,387	1,191	0,6676	0,6776	0,2338	0,5194	9,95
A (%)	9,715	9,715	10,80	6,21	8,22	8,23	13,94	11,97	6,71	6,81	2,35	5,22	100

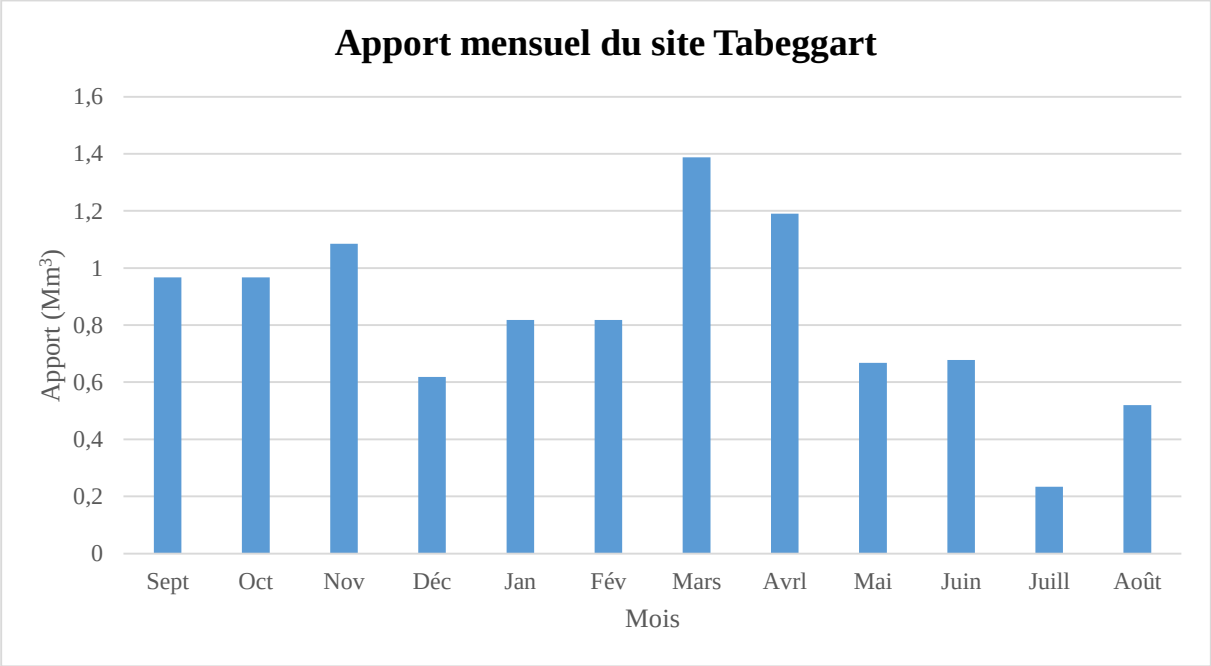


Figure III.13 Répartition mensuelle de l'apport moyen du site Tabeggart

III.3.4.2 Calcul des apports fréquentiels

Pour déterminer les apports fréquentiels, on opte à utiliser la loi de Pearson III, exprimée par l'expression suivante :

$$A_{80\%} = [F_{P\%} C_v + 1] A_0 \quad \text{(III.43)}$$

Avec :

A_0 : Apport moyen annuel en (Mm^3)
$A_{80\%}$: Apport annuel en (Mm^3) estimé à 80 % de probabilité
C_v : Coefficient de variation
$F_{P\%}$: La fonction de Rybkine-Foster pour une fréquence donnée tirée de la table

- **Caractéristiques de l'écoulement :**

a- Module de l'écoulement :

$$M_e = \frac{A_{moy\ annuel}}{T} \quad \text{(III.44)}$$

$$AN: M_e = \frac{9.95 \times 10^9}{(365 \times 24 \times 3600)}$$

$$\boldsymbol{M_e = 315.51\ l/s}$$

b- Module de l'écoulement relatif au bassin versant :

$$M_0 = \frac{M_e}{S_{BV}} \quad \text{(III.45)}$$

$$AN: M_0 = \frac{222.28}{163.437472}$$

$$\boldsymbol{M_0 = 1.93\ l/s/km^2}$$

c- La lame d'eau écoulée :

$$L_e = \frac{A_{moy\ annuel}}{S_{BV}} \quad \text{(III.46)}$$

$$AN: L_e = \frac{9.95}{163.437472} \times 10^3$$

$$\boldsymbol{L_e = 60.88\ mm}$$

Avec :

S_{BV}	:	Surface du bassin versant en km²	S_{BV} = 163.473472 km²
A_{moy}	:	Apport moyen annuel en Mm^3	A_{moy} = 9.95 Mm^3
T	:	Temps d'une année en secondes	T = 31536000 s

d- Coefficient de l'écoulement :

Ce coefficient est donné par la formule suivante :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \quad \text{(III.47)}$$

$$AN: C_e = \frac{60.88}{231.1}$$

$$\boldsymbol{C_e = 0.26}$$

- **Détermination de coefficient de variation Cv :**

Pour le faire on se base sur les différentes formules empiriques :

- Formule de Kristky-Menkel

$$C_V = \frac{0.83}{(S^{0.06} \times M_0^{0.27})} \quad \text{(III.48)}$$

$AN : C_V = 0.51$

M₀ : Module de l'écoulement spécifique en (l/s/km²)
S : Surface du bassin versant en (km²)

- Formule de Sokolovski

$$C_V = a - 0.063 log_{10}(S + 1) \quad \text{(III.49)}$$

$$a = 0.78 - 0.29 log_{10} M_0 \quad \text{(III.50)}$$

$AN : C_V = 0.56$

Avec :

M₀ : Module de l'écoulement spécifique en (l/s/km²)
S : Surface du bassin versant en (km²)

- Formule Algérienne de Padoun

$$C_V = \frac{0.93K}{M_0^{0.23}} \quad \text{(III.51)}$$

$AN: C_V = 0.64$

Avec :

M₀ : Module de l'écoulement spécifique en (l/s/km²)
K : Coefficient de réduction, compris entre (0.25 ; 1)
On le prend égal à 0.8

- Formule d'Antonov

$C_V = \frac{0.7}{(S+1000)^{0.097}}$ ……(III.52)

$AN: \ C_V = 0.35$

Tableau III.23 Récapitule les résultats des coefficients de variation de l'écoulement

Formule	Coefficient de variation C_V
Formule de Kristky-Menkel	0.51
Formule de Sokolovski	0.56
Formule Algérienne de Padoun	0.64
Formule d'Antonov	0.35
Moyenne des C_V	0.52

On prend la valeur moyenne entre ces quatre résultats qui est de 0.52

On détermine C_S le coefficient d'aplatissement :

$C_S = 2C_V$ ……(III.53)

$C_S = 1.04$

Ainsi par projection sur la table de Rybkine-Foster (Annexe …) pour une probabilité de 80 % on aura $F_{P\%} = -0.85$

D'après la loi de Pearson III

$A_{80\%} = [F_{P\%}C_v + 1]A_0$ ……(III.54)

$A_{80\%} = [-0.85 \times 0.55 + 1] \times 9.95$

$A_{80\%} = 5.3 \ Mm^3$

Tableau III.24 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juill.	Août
Apport en (%)	9,72	9,7	10,8	6,21	8,22	8,23	13,94	11,97	6,71	6,81	2,35	5,22

$A_{80\%}$ en (Mm^3)	0,52	0,52	0,6	0,33	0,44	0,44	0,739	0,634	0,36	0,36	0,13	0,28

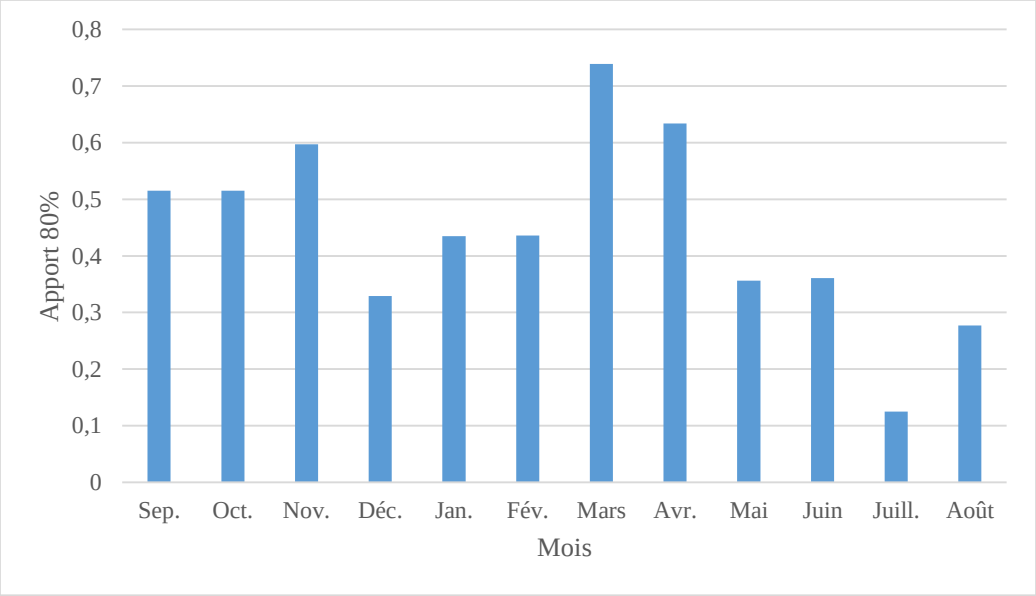


Figure III.14 Répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$

III.3.5 Transport solide et détermination du volume mort :

Dans le but de bien dimensionner un ouvrage hydrotechnique, il est primordial de passer par l'estimation des apports solides, ces derniers dépendent de la région, du climat (pluies et température), de l'étendue du relief du bassin, de la résistance du sol à l'érosion, liée aussi à la végétation et à la nature géologique des roches.

Le volume mort est une partie de l'écoulement solide dans un cours d'eau, les dépôts de sédiments au niveau du barrage maintiennent un certain régime d'équilibre écologique nécessaire pour la faune et la flore et se diminue au fur et au mesure dans le temps.

Pour estimer l'érosion au niveau de notre bassin versant on s'est basée sur les formules empiriques les plus utilisées, à cause de manque de données serviront pour l'estimation du transport solide, on note celle de Tixeront (1959) .

III.3.5.1 Formule de Tixeront

Cette formule tient en compte la répartition du bassin versant en fonction de sa perméabilité elle s'écrit comme suit :

$E_S = \alpha L_e^{0.15}$ ……(III.55)

Avec ;
E_S : L'érosion spécifique en (t/km².an)
L_e : La lame d'eau écoulée en (mm). L_e = 44.89 mm
α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, α =350 pour les bassins de moyenne à faible perméabilité.

Tableau III.25 Représente les valeurs de α en fonction de la perméabilité

Variation de perméabilité	**α**
Élevé	8.5
Moyenne	75
Faible à moyenne	350
Faible	1400
Imperméable	3200

$AN : E_S = 619.28\ t/km^2.an$

III.3.5.2 Formule de Fournier

$E_S = \frac{1}{36}\left(\frac{P_m^2}{P_a}\right)^{2.65}\left(\frac{h^2}{S}\right)^{0.46}$ ……...(III.56)

avec ;
P_m : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux (mm). P_m = 165.6 mm
P_a : Pluie moyenne mensuelle (mm). P_a = 231.1 mm
h : Altitude à 0.45× (H_{max} – H_{min}). h = 635.4 m
H_{max} : Altitude maximale égale à 2160 m
H_{min} : Altitude minimale égale à 748 m
S : Surface du bassin versant en km². S = 163.437472 km²

$AN : E_S = 317182.404\ t/km^2.an$

Remarque :

Vu l'écart du résultat entre les deux relations empirique dans l'estimation de l'érosion, on opte à choisir la formule de Tixeront, du faut que cette formule a été obtenue après études sur un ensemble des barrages du nord-africain (Algérie, Tunisie) ce qui est le cas de situation pour notre région d'étude.

III.3.5.3 Calcul du volume mort

Ce volume ne participe pas à la régularisation des débits, il existe plusieurs formules pour l'estimer :

a- Méthode liée à l'érosion spécifique :

$$V_m = \frac{E_S \times S \times T}{\gamma_s} \quad \text{(III.57)}$$

Avec :

E_s : Érosion spécifique en (t / km².an)
T : Durée de vie du barrage (T = 50 ans)
γ_s : Poids spécifique des sédiments = 1.3 t / m^3
S : Surface du bassin versant en (km^2)

Le poids spécifique des sédiments dans la zone sud des versants de monts du Hodna est estimé à 1.3 t /m^3.

$$AN : V_m = \frac{619.28 \times 163.437472 \times 50}{1.3}$$

$$V_m = 3.9\ Mm^3$$

b- Formule de Tixeront (1959)

Le volume mort est estimé comme suit :

$$V_m = (1.05 \div 1.1)\frac{Q_S}{\gamma_s} \times T \quad \text{(III.58)}$$

Avec :

Q_S : Débit solide en (t /an) ; $Q_S = E_S \times S$
T : Durée de vie du barrage (T = 50 ans)
γ_s : Poids spécifique des sédiments = 1.3 t / m^3
S : Surface du bassin versant en (km^2)

$$V_m = 1.1\frac{619.28 \times 163.437472}{1.3} \times 50$$

$$AN: \boldsymbol{V_m = 4.28\ Mm^3}$$

Remarque : on opte pour la formule de Tixeront, car comme cité précédemment c'est la formule la plus utilisée est la plus adaptée aux bassins de l'Algérie.

Ainsi le volume mort est : Vm = 4,28 Mm^3

III.4. ETUDE DES CRUES :

Les crues sont des phénomènes qui constituent un risque énorme pour les barrages, les statistiques ont montré que plus d'un tiers des accidents et catastrophes ayant affecté les barrages sont à cause principale des crues, dont l'estimation et la maitrise est nécessaire afin d'établir les plan d'aléas et de prévention contre la crue.

Pour la détermination des crues, plusieurs méthodes ont été établies, on cite parmi :

- **Méthodes statistiques :** consistent à ajuster les séries de données des débits maximal observés par les lois usuelles (GUMBEL – Log Normale ou Pearson III) et d'estimer les débits pour des fréquences données. Cette méthode requiert l'existence de stations hydrométriques, ce qui n'est pas le cas pour notre bassin, et donc cette approche ne peut être appliqué pour estimer notre crue de projet.

- **Méthodes pseudo-déterministe :** des méthodes récentes élaborées à partir de modèles pluies-débits déterministes dont les paramètres sont tirés d'averses observées sur plusieurs évènements pluvieux.

- **Méthodes analogiques :** ces méthodes qui utilisent les propriétés statistiques des sites jaugés, qu'on applique sur le site non-jaugé par analogie de quelques paramètres importants comme le rapport des surfaces et des précipitations.

- **Méthodes empiriques :** utilisent des paramètres hydrologiques propres aux bassins versants et aux précipitations, plusieurs relations sont à comparer pour donner une bonne estimation sur la crue du projet, cette méthode fera l'outil de l'estimation des crues pour notre cas :

a- Formule de Mallet- Gauthier :

Le débit de crue est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max P\%} = 2k \log\left(1 + A \times P_{moy}\right) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4logT - logS} \quad \text{.....(III.59)}$$

Avec :

k	:	Constante topographique varie entre 1 et 3 ; on prend k = 1
A	:	Constante topographique égale à 20
P_{moy}	:	Précipitation moyenne interannuelle égale à 231.1 mm
T	:	Période de retour en années
S	:	Surface du bassin versant (163.437472 km²)
$Q_{\max P\%}$	:	Débit maximum pour différentes périodes de retour en (m^3/s)
L	:	Longueur du talweg principal (6.26 km)

Tableau III.26 Représente les résultats des débits maximum pour différentes périodes de retour Données selon la formule de Mallet-Gauthier.

T (ans)	10	20	50	100	1000	10000
$Q_{\max P\%}$ (m^3/s)	799,26	956,49	1131,28	1247,33	1572,53	1841,16

b- Formule de Possenti :

$$Q_{\max p\%} = \frac{\mu \times P_{\max j\, p\%} \times S}{L} \quad \text{.....(III.59)}$$

Avec :

$P_{max\ j\ p\%}$: Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée (m)

S : Superficie du bassin versant (km²)

μ : Coefficient [700 < μ <800] ; on prend μ = 750

L : Longueur du cours d'eau principal (km).

Tableau III.27 Représente les résultats des débits maximum des crues pour différentes périodes de retour données par Possenti

T (ans)	10	20	50	100	1000	10000
Q max P% (m^3/s)	1215,20	1444,30	1753,88	1997,28	2868,64	3867,28

c- Formule de Turraza :

$$Q_{\max p\%} = \frac{C \times I_{tc} \times S}{3.6} \quad \text{.....(III.60)}$$

Avec :

S : Superficie du bassin versant (km²)

C : Coefficient de ruissellement en fonction de probabilité donnée

I_{tc} : Intensité des pluies pour une fréquence donnée (mm/h)

Tableau III.28 Représente les valeurs des débits maximum des crues pour différentes période de retour donnée par Turraza.

T (ans)	10	20	50	100	1000	10000
C	0,5	0,55	0,6	0,7	0,8	0,9
I_{tc}	3,48	4,14	5,03	5,73	8,22	11,09
Q max P% (m^3/s)	79,1	103,41	137	182	298,75	453,09

d- Formule de Sokolovski :

$$Q_{\max p\%} = \frac{0.28(P_{tc} - H_0)\alpha.F.S}{T_m} \quad \text{.....(III.61)}$$

P_{tc} : Précipitation de probabilité P% correspondant au temps de concentration (mm)

T_m : Temps de concentration

F : Coefficient de forme de la crue : $F = \frac{12}{(4+3.\gamma)}$

Pour S < 50 km² on a γ = 2
Pour un bassin boisé peu perméable 2 ≤ γ ≤ 2.5
Pour un bassin boisé 3 ≤ γ ≤ 4

e- On prend γ = 2 et donc F = 1.2

H_0 : Perte d'eau initiale, au nord algérien H_0 = 14 mm
S : Superficie du bassin versant (km²)
α : Coefficient de ruissellement de la crue pour une période de retour donnée

Tableau III.29 Représente les valeurs des débits maximums des crues pour différentes période de retour donnée par Sokolovski

T (an)	10	20	50	100	1000	10000
P_{tc}	51,69	61,44	74,62	84,97	122,04	164,52
α	0,5	0,55	0,6	0,7	0,8	0,9
Débit max (m^3/s)	69,75	96,56	134,58	183,84	319,54	501,31

Tableau III.30 Récapitulatif des valeurs des débits maximaux des crues pour différentes méthodes pour différentes périodes de retour.

Méthodes	Périodes de retour en année					
	10	20	50	100	1000	10000
Formule de Mallet-Gauthier	799,26	956,49	1131,28	1247,33	1572,53	1841,16
Formule de Possenti	1215,20	1444,30	1753,88	1997,28	2868,64	3867,28
Formule de Turraza	79,1	103,41	137	182	298,75	453,09
Formule de Sokolovski	69,75	96,56	134,84	183,84	399,54	501,31

Remarque :

Les résultats issus de la formule de Sokolovsky et celle de Turraza sont très faibles relativement à l'ampleur de notre barrage et on risque d'être dans un cas de sous-dimensionnement.

À partir du tableau précédent on peut constater que les deux formules empiriques de Mallet-Gauthier et de Possenti donnent des valeurs du même ordre dont l'estimation des débits de crue est plus au moins représentative à l'échelle de notre ouvrage, la formule de Mallet-Gauthier estime des débits importants relativement à la formule de Possenti, du coût en point de vue sécurité et économie on opte à prendre la moyenne de ces deux résultats.

Tableau III.31 Représente les valeurs du débit maximal de crue pour différentes fréquences

T (ans)	10	20	50	100	1000	10000
Q_{max} (m^3/s)	1007,27	1200,4	1442,58	1622,31	2220,85	2854,22

III.4.1 Construction de l'hydrogramme de crue par la méthode de Sokolovski :

La méthode de Sokolovski divise l'hydrogramme de crue en deux parties d'équations paraboliques dont l'une est pour la montée et la seconde pour la décrue.

Pour la montée de la crue :

$$Q_m = Q_{max}\left(\frac{t}{t_m}\right)^x \quad \text{.....(III.62)}$$

Pour la décrue :

$$Q_d = Q_{max}\left(\frac{t_d - t}{t_m}\right)^y \quad \text{.....(III.63)}$$

Q_m : Débit instantané de la monté (m^3/s)
Q_d : Débit instantané de la décrue (m^3/s)
t_m : Temps de la montée de la crue (h) ; $t_m = t_c = 14.84$ h
t_d : Temps de la décrue (h) ; $t_d = \gamma . t_m$
γ : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue. $\gamma = 2.5$ voir tableau***
Q_{max} : Débit maximum de la crue de fréquence (m^3/s)
x, y : Puissance des courbes ; x = 2 ; y = 3

Tableau III.32 Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue γ.

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

Les hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour sont donnés par le tableau suivant :

Tableau III.33 Représente les valeurs des débits constituant l'hydrogramme de crue

t (h)	Q max 10 %	Q max 5%	Q max 2%	Q max 1%	Q max 0,1%	Q max 0,01%

0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
1	4,574	5,451	6,550	7,367	10,084	12,960
2	18,295	21,803	26,202	29,466	40,338	51,842
3	41,164	49,057	58,954	66,299	90,760	116,644
4	73,181	87,212	104,807	117,865	161,351	207,367
5	114,345	136,269	163,762	184,165	252,111	324,011
6	164,657	196,228	235,817	265,197	363,040	466,576
7	224,117	267,088	320,973	360,963	494,137	635,061
8	292,724	348,850	419,230	471,461	645,404	829,468
9	370,479	441,513	530,588	596,693	816,839	1049,795
10	457,381	545,077	655,046	736,658	1008,443	1296,044
11	553,431	659,544	792,606	891,356	1220,216	1568,213
12	658,629	784,911	943,267	1060,788	1452,158	1866,303
13	772,974	921,181	1107,029	1244,952	1704,269	2190,314
14	896,467	1068,352	1283,891	1443,850	1976,549	2540,246
14,84	1007,270	1200,400	1442,580	1622,310	2220,850	2854,220
15	994,294	1184,936	1423,996	1601,411	2192,240	2817,451
16	915,711	1091,286	1311,452	1474,845	2018,979	2594,776
17	841,381	1002,704	1205,000	1355,130	1855,095	2384,155
18	771,187	919,051	1104,469	1242,074	1700,329	2185,251
19	705,009	840,185	1009,692	1135,489	1554,420	1997,729
20	642,730	765,965	920,498	1035,182	1417,106	1821,254
21	584,232	696,250	836,718	940,964	1288,126	1655,490
22	529,395	630,899	758,182	852,644	1167,220	1500,103
23	478,101	569,770	684,721	770,030	1054,127	1354,757
24	430,233	512,724	616,166	692,933	948,586	1219,116
25	385,671	459,618	552,346	621,162	850,335	1092,845
26	344,298	410,312	493,092	554,526	759,115	975,609
27	305,994	364,665	438,235	492,835	674,663	867,072
28	270,643	322,535	387,606	435,898	596,719	766,899
29	238,125	283,782	341,035	383,524	525,022	674,755
30	208,321	248,264	298,351	335,523	459,312	590,304
31	181,115	215,841	259,387	291,704	399,326	513,211
32	156,387	186,372	223,972	251,876	344,805	443,140
33	134,018	159,714	191,937	215,850	295,486	379,757
34	113,892	135,729	163,112	183,434	251,110	322,725
35	95,888	114,273	137,328	154,437	211,416	271,710
36	79,889	95,207	114,415	128,670	176,142	226,376
37	65,777	78,389	94,204	105,941	145,027	186,388
38	53,433	63,678	76,526	86,060	117,811	151,410
39	42,739	50,934	61,210	68,836	94,232	121,107
40	33,577	40,014	48,087	54,079	74,030	95,143
41	25,827	30,779	36,989	41,597	56,944	73,184
42	19,372	23,087	27,745	31,201	42,713	54,894
43	14,094	16,796	20,185	22,700	31,075	39,937
44	9,874	11,767	14,141	15,903	21,770	27,979

45	6,593	7,857	9,443	10,619	14,537	18,683
46	4,134	4,927	5,921	6,658	9,115	11,715
47	2,378	2,834	3,406	3,830	5,243	6,738
48	1,206	1,438	1,728	1,943	2,660	3,419
49	0,501	0,597	0,718	0,807	1,105	1,420
50	0,144	0,172	0,206	0,232	0,318	0,408
51	0,016	0,020	0,023	0,026	0,036	0,046
51,94	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

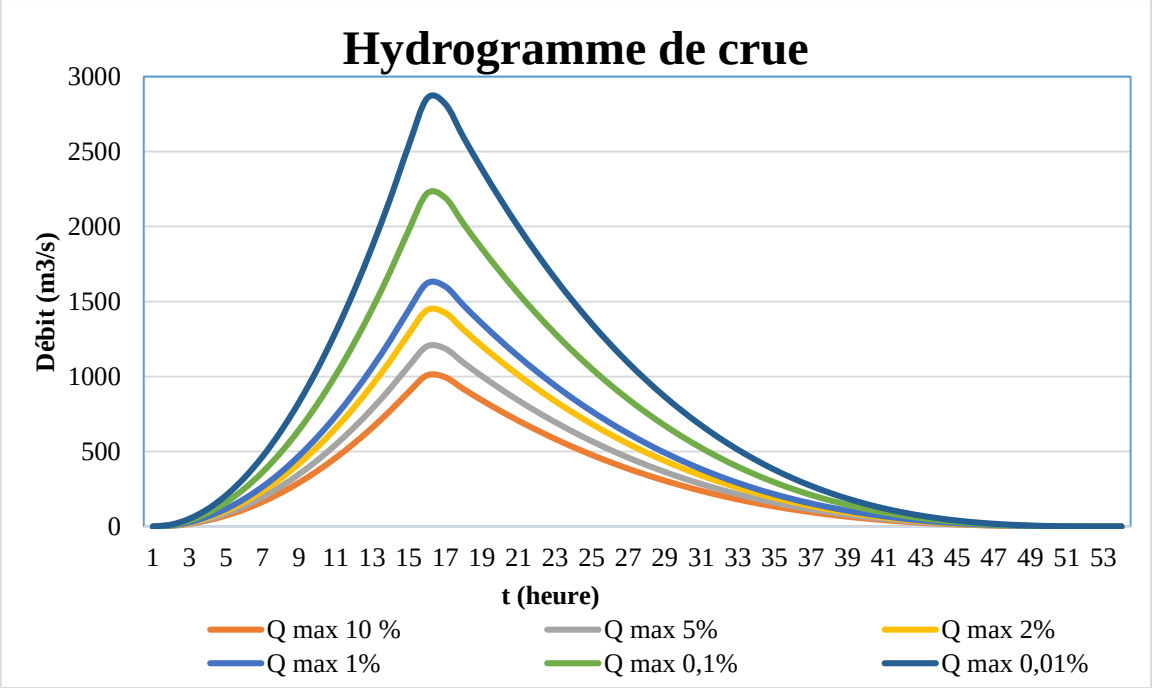


Figure III.15 : Hydrogramme de crue pour différentes périodes de retour

III.4.1.1Choix de la crue de projet

La crue de projet, c'est la crue maximale qu'un ouvrage est sensé l'évacuer sans le moindre risque. Le choix de cette crue prend en considération l'ampleur du barrage à réaliser, l'emplacement du barrage et aussi en fonction de ce qui se présente à son aval et bien sûr de tenir compte de l'aspect technico-économique et environnemental.

Ainsi le choix doit se porter sur la variante qui satisfera les exigences techniques du milieu en assurant la sécurité à l'aval et gardant à l'esprit l'aspect économique.

On se base sur les recommandations du Comité Australien des Grands Barrages.

Tableau III.34 Crue de projet recommandée par le Comité Australien des Grands Barrages (ANCOLD, 1986)

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

Pour le cas du barrage de Tabeggart on considère qu'il existe un risque moyen en aval vu la hauteur du barrage qui ne dépasse pas les 30 mètres, et sa capacité qui est de 6 millions de mètres cubes. On opte alors pour une crue centennale (100 ans) de probabilité 1%. Et donc un débit maximal de crue égal à 1622,31 m^3/s.

L'hydrogramme de crue qu'on travaille avec correspond à la période de retour 100 ans soit une fréquence de 1% issu des résultats de calcul de la méthode de Sokolovski.

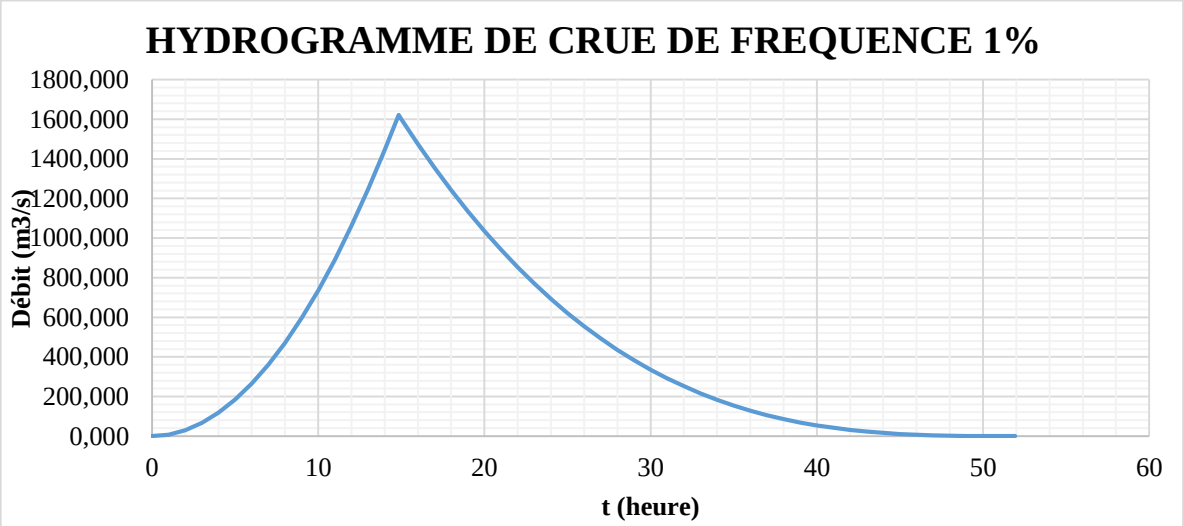


Figure III.16 Hydrogramme de la crue de projet.

III.4.2 Régularisation de l'écoulement :

La régularisation de l'écoulement au niveau d'un barrage revient à la répartition régulière et rationnelle de celui-ci dans le temps, afin de compenser les déficits de la demande, qui varie selon le type d'activité à la zone aval de l'ouvrage.

Il existe deux type de régularisation, la première est dite annuelle lorsque l'écoulement annuel couvre la demande en eau et les pertes d'eau du barrage durant toute l'année. Ce type de régularisation permet de déterminer une restitution en eau optimale qui est destinée à satisfaire des besoins limités.

Lorsque ce n'est pas le cas, c'est-à-dire que l'écoulement annuel est inférieur à la demande exigée et des pertes d'eau, il devient impératif à faire appel à la régularisation interannuelle, cela veut dire que pour satisfaire les besoins en eau d'une année donnée, il faut utiliser une partie de l'écoulement des années précédentes déjà stockées dans le barrage.

Pour un total de besoin annuel en irrigation estimé à 3.3 Mm^3 (source : ANBT, 2016), on a un écoulement annuel de 5.31 Mm^3, et donc la régularisation est de type annuelle.

Pour ce type de régularisation on utilise la méthode du bilan d'eau, dont on doit disposer des données telles que :

- La répartition mensuelle des apports, d'évaporation sur le barrage et les pertes par infiltration.
- La courbe (Hauteur-Capacité-Surface).
- Les besoins en eau des utilisateurs.

III.4.2.1 Courbes caractéristiques de la retenue

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

$$V_1 = \frac{2}{3} S_1 \Delta H \quad \text{(III.64)}$$

$$V_2 = V_1 + \Delta V_{1-2} \quad \text{(III.65)}$$

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H_{i,i+1} \quad \text{(III.66)}$$

Avec :

S_i : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i (m^2)
S_{i+1} : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{i+1} (m^2)
ΔH : Différence d'altitude entre deux courbes de niveau successives.
ΔV_i : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives (m^3).

Tableau III.35 Caractéristiques topographiques de la retenue.

Côte (NGA)	H (m)	ΔH (m)	Surface (ha)	Surface moy. (ha)	ΔV (Mm^3)	$V_{cumulé}$ (Mm^3)
745	0	1	0,68	0,9255	0,009255	0
746	1	1	1,171	1,439	0,01439	0,009255
747	2	1	1,707	2,024	0,02024	0,023645
748	3	1	2,341	2,716	0,02716	0,043885
749	4	1	3,091	3,618	0,03618	0,071045
750	5	1	4,145	4,737	0,04737	0,107225
751	6	1	5,329	6,2625	0,062625	0,154595
752	7	1	7,196	8,251	0,08251	0,21722
753	8	1	9,306	10,593	0,10593	0,29973
754	9	1	11,88			0,40566

Suite du tableau III.35

754	9	1	11,88	13,4635	0,134635	0,40566
755	10	1	15,047	16,804	0,16804	0,540295
765	11	1	18,561	20,499	0,20499	0,708335
757	12	1	22,437	24,605	0,24605	0,913325
758	13	1	26,773	28,9605	0,289605	1,159375
759	14	1	31,148	33,331	0,33331	1,44898
760	15	1	35,514	38,0425	0,380425	1,78229
761	16	1	40,571	43,138	0,43138	2,162715
762	17	1	45,705	48,272	0,48272	2,594095

763	18	1	50,839			3,076815
764	19	1	56,37	53,6045	0,536045	3,61286
765	20	1	62,671	59,5205	0,595205	4,208065
766	21	1	69,317	65,994	0,65994	4,868005
767	22	1	76,409	72,863	0,72863	5,596635

Suite du tableau III.35

767	22	1	76,409	80,323	0,80323	5,596635
768	23	1	84,237	88,493	0,88493	6,399865
769	24	1	92,749	97,443	0,97443	7,284795
770	25	1	102,137	106,9595	1,069595	8,259225
771	26	1	111,782	116,799	1,16799	9,32882
772	27	1	121,816	126,732	1,26732	10,49681
773	28	1	131,648	136,561	1,36561	11,76413
774	29	1	141,474	146,725	1,46725	13,12974
775	30	1	151,976			14,59699

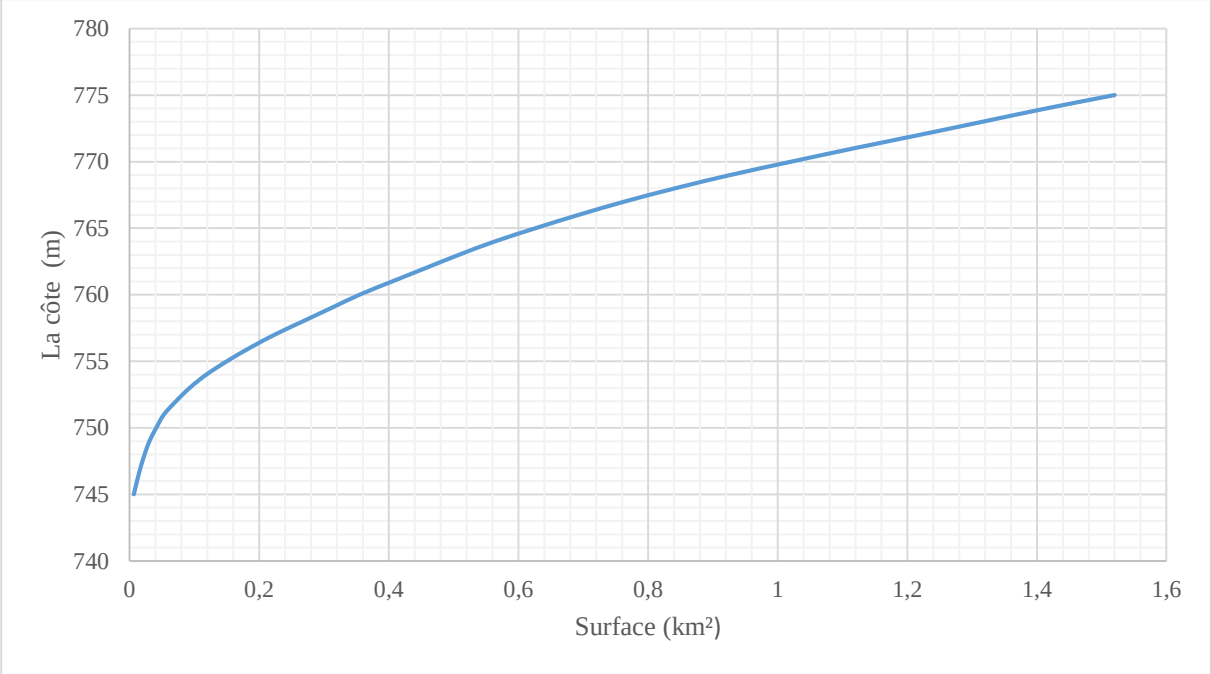


Figure III.17 : Courbe caractéristique Surface-Hauteur de la cuvette

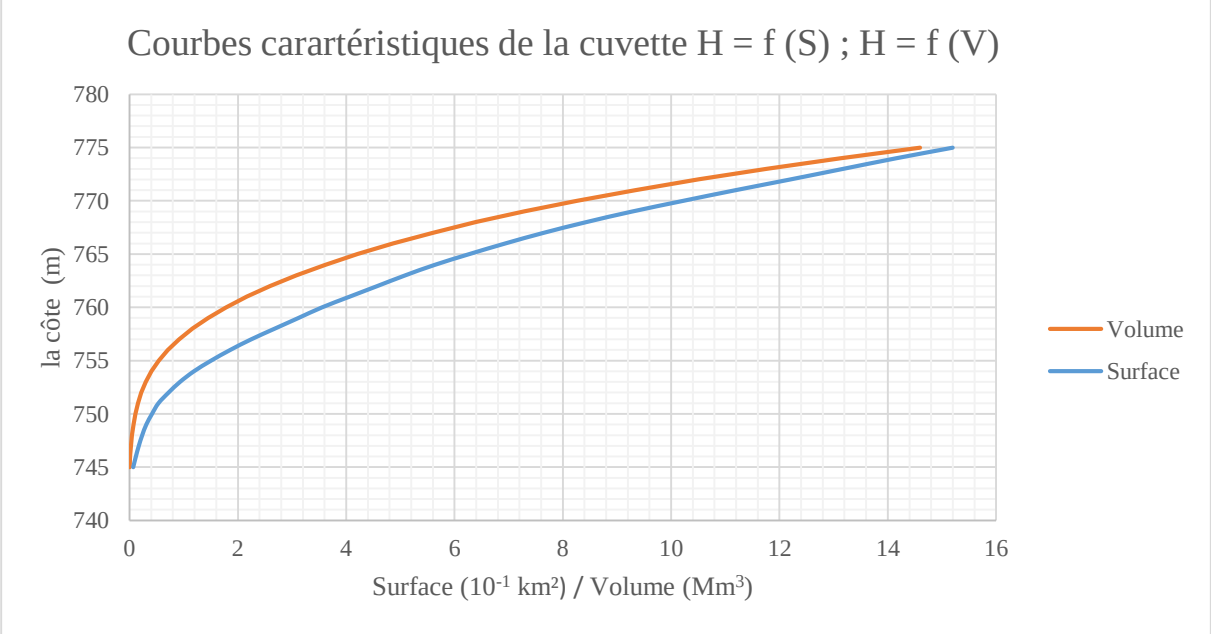


Figure III.18 : Courbes caractéristiques de la cuvette Capacité-Hauteur et Surface-Hauteur

III.4.2.2 Répartition des besoins

Le barrage de Tabeggart est construit afin de satisfaire les besoins en irrigation des périmètres de Tabeggart et Taghdir d'une superficie de 800 ha, qui ont pour besoin total annuel estimé par l'Agence Nationale des Barrages et Transferts (ANBT) à 3.3 million de mètre cube d'eau.

Les besoins sont répartis selon les mois et selon le type les cultures de la région.

Tableau III.36 Répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation au cours de l'année.

Mois	Répartition des besoins en eau en (Mm^3)	Répartition des besoins en eau en (%)
Septembre	0,396	12,0
Octobre	0,363	11,0
Novembre	0,0	0,0
Décembre	0,0	0,0
Janvier	0,0	0,0
Février	0,0	0,0
Mars	0,033	1,0
Avril	0,231	7,0
Mai	0,429	13,0
Juin	0,561	17,0
Juillet	0,693	21,0
Août	0,594	18,0
Total par an	3,3	100

III.4.2.3 Calcul du volume utile :

Pour le calcul du volume utile de la retenue on a besoin des données suivantes :

- L'apport annuel $A_{80\%}$
- La consommation $U_{80\%}$
- Le volume mort de la retenue V_m.

On procède par la méthode du bilan d'eau afin de déterminer le volume utile de la retenue, en suivant les étapes suivantes :

- Déterminer la période à bonne hydraulicité.
- Déterminer les périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.
- Calcul des volumes excédentaires et déficitaires V_s et V_d.
- Déterminer le type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.
- Déterminer le volume à évacuer.

Tableau III.37 Répartition des apports et de besoins mensuels :

Mois	$A_{80\%}$ (Mm^3)	$U_{80\%}$ (Mm^3)	A-U (Mm^3)

Septembre	0,515	0,396	0,119
Octobre	0,515	0,363	0,152
Novembre	0,597	0,0	0,597
Décembre	0,329	0,0	0,329
janvier	0,435	0,0	0,435
Février	0,436	0,0	0,436
Mars	0,739	0,033	0,706
Avril	0,634	0,231	0,403
Mai	0,356	0,429	-0,073
Juin	0,361	0,561	-0,2
Juillet	0,125	0,693	-0,568
Août	0,277	0,594	-0,317

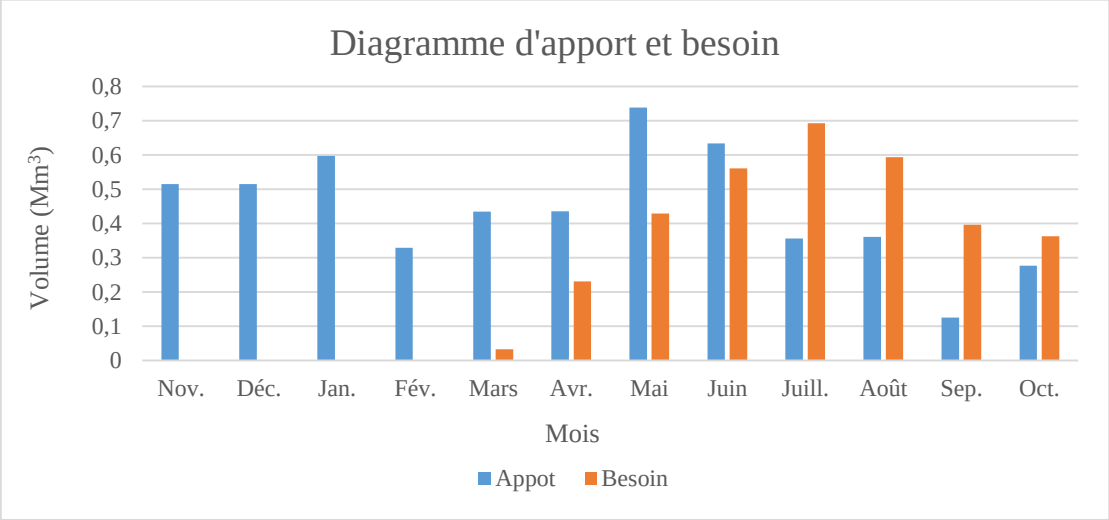


Figure III.19 Répartition mensuelle des apports et besoins

La période à bonne hydraulicité est celle entre le mois de Septembre et le mois d'Avril.

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

Tableau III.38 Résultat de la régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Mois	$A_{80\%}$ (Mm^3)	$U_{80\%}$ (Mm^3)	A-U (Mm^3)	V (Mm^3)
Septembre	0,515	0,396	0,119	
Octobre	0,515	0,363	0,152	
Novembre	0,597	0,0	0,597	
Décembre	0,329	0,0	0,329	3,177
Janvier	0,435	0,0	0,435	
Février	0,436	0,0	0,436	
Mars	0,739	0,033	0,706	
Avril	0,634	0,231	0,403	
Mai	0,356	0,429	-0,073	
Juin	0,361	0,561	-0,2	1,158
Juillet	0,125	0,693	-0,568	
Août	0,277	0,594	-0,317	

V_s = 3.177 Mm^3
V_d = 1.158 Mm^3
$V_s > V_d$ ➔ on a un fonctionnement à un seul temps, le volume utile est pris égal à V_d.

On a donc $V_u = V_d$ = 1.158 Mm^3.

Le volume normale de la retenue sera donc : $V_{NR} = V_u + V_d$ ……..(III.67)
V_{NR} = 1.158 + 4.28
V_{NR} = 5.438 Mm^3.

Le niveau de remplissage possible du barrage dans les conditions normales d'exploitation correspond au niveau normale de la retenue est déterminé par la capacité utile du réservoir.

L'alternance entre le remplissage et la restitution du réservoir est appelée temps de fonctionnement auquel on ajoute les deux consignes d'exploitation.

- Première consigne :

  Cette consigne consiste à remplir le barrage jusqu'au niveau normale de la retenue (NNR) lors des crues, et restituer par la suite en prenant en considération le niveau du volume mort. Le surplus d'eau sera évacué par l'évacuateur de surface.

- Deuxième consigne :

Elle consiste à évacuer l'excédent d'eau par l'évacuateur de fond.

a- Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Le niveau du volume mort correspond à un volume V_m = 4.28 Mm^3

Le volume au niveau normal de la retenue correspond à un volume
V_{NR} = 5.438 Mm^3.
$V_{rf} = V_{ri} + (A - U)$……...(III.68)

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

Tableau III.39 Récapitulatif des résultats de calcul de régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.

Mois	$A_{80\%}$	$U_{80\%}$	A-U	1ère consigne			2ème consigne		
				V_{ri}	V_{rf}	S	V_{ri}	V_{rf}	S
Septembre	0,515	0,396	0,119	4,28	4,28		4,28		

Octobre	0,515	0,363	0,152	4,399	4,399		4,161	4,28	0,119
Novembre	0,597	0,0	0,597	4,551	4,551		4,128	4,28	0,152
Décembre	0,329	0,0	0,329	5,148	5,148		3,683	4,28	0.597
Janvier	0,435	0,0	0,435	5,477	5,438	0.039	3,951	4,28	0.329
Février	0,436	0,0	0,436	5,873	5,438	0,435	3,845	4,28	0,435
Mars	0,739	0,033	0,706	5,874	5,438	0,436	3,893	4,28	0,387
Avril	0,634	0,231	0,403	6,144	5,438	0,706	4,329		
Mai	0,356	0,429	-0,073	5,841	5,438	0,403	5,035		
Juin	0,361	0,561	-0,2	5,365	5,365		5,438		
Juillet	0,125	0,693	-0,568	5,165	5,165		5,365		
Août	0,277	0,594	-0,317	4,597	4,597		5,165		
				4,28	4,28		4,597		
						2,019	4,28		2,019

b- Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :

En général, il existe deux types de pertes dans une retenue

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

Tableau III.40 Représente l'évaporation mensuelle sur le barrage de Tabeggart. (Source ANRH) (N'Gaous : 1979 -2014)

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juill.	Août	Annuelle
E (mm)	113	70	18	10	09	25	60	90	149	195	230	200	1169

- Calcul du volume d'évaporation :

$$V_{ép} = E_v . S_{moy} \text{.....(III.69)}$$

Avec :
$V_{ép}$: Volume d'évaporation.
E_v : Evaporation mensuelle.
S_{moy} : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen tirée de la courbe (capacité-hauteur).

- Pertes par infiltration :

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta . V_{moy}}{100} \text{.....(III.70)}$$

Avec :
δ : Coefficient dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette.

Les valeurs de ce coefficient sont données dans le tableau III.41

Tableau III.41 Valeurs du coefficient δ :

Conditions hydrogéologiques	Hauteur d'infiltration	% du volume moyen	
		Année	Mois
Sol à faible perméabilité	0 à 50	5 à 10	0,5 à 1,0
Sol à perméabilité moyenne	50 à 100	10 à 20	1 à 1,5
Sol à forte perméabilité	>100	>20	>1,5

On est dans le cas des formations peu perméables, alors on prend une valeur de δ égale à 0,5

Tableau III.42 Représentation des volumes des pertes de la retenue.

Mois	V_{moy} (Mm^3)	S_{moy} (km^2)	E_v (mm)	$V_{ép}$ (Mm^3)	V_{if} (Mm^3)	Perte Π (Mm^3)
Septembre	4,2665	0,635	113	0,085725	0,031998	0,103753
Octobre	4,2805	0,644	70	0,047012	0,032103	0,077183
Novembre	4,4815	0,66	18	0,01452	0,033611	0,045491

Décembre	4,799	0,7	10	0,007	0,03599	0,04299
Janvier	5,068	0,71	09	0,00781	0,03801	0,0444
Février	5,3745	0,735	25	0,02205	0,040308	0,058683
Mars	5,6665	0,78	60	0,05304	0,042498	0,089298
Avril	5,805	0,815	90	0,090465	0,04353	0,11688
Mai	5,7155	0,795	149	0,124815	0,042866	0,161321
Juin	5,4725	0,76	195	0,15884	0,041043	0,189243
Juillet	5,0165	0,71	230	0,17963	0,037623	0,200923
Août	4,5145	0,661	200	0,146081	0,033858	0,166058
Total	60,4605	8,605	1169	0,937	0,453453	1,296238

La régularisation saisonnière devient donc :

Tableau III.43 Résultat de la régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Mois	$A_{80\%}$ (Mm^3)	$U_{80\%}$ (Mm^3)	Π (Mm^3)	A-U- Π (Mm^3)	V (Mm^3)
Septembre	0,515	0,396	0,103753	0,015246	
Octobre	0,515	0,363	0,077183	0,074816	
Novembre	0,597	0,0	0,045491	0,551508	
Décembre	0,329	0,0	0,04299	0,28600	2,598
Janvier	0,435	0,0	0,0444	0,3906	
Février	0,436	0,0	0,058683	0,377316	
Mars	0,739	0,033	0,089298	0,616701	
Avril	0,634	0,231	0,11688	0,286112	
Mai	0,356	0,429	0,161321	-0,234321	
Juin	0,361	0,561	0,189243	-0,389243	1,875
Juillet	0,125	0,693	0,200923	-0,768923	
Août	0,277	0,594	0,166058	-0,483058	

$V_s = 2,598\ Mm^3$
$V_d = 1,875\ Mm^3$
$V_s > V_d$ ➔ on a un fonctionnement à un seul temps, le volume utile est pris égal à V_d.

On a donc $V_u = V_d = 1.875\ Mm^3$.

Le volume normale de la retenue sera donc : $V_{NR} = V_u + V_d$

$V_{NR} = 1.875 + 4.28$
$V_{NR} = 6.155\ Mm^3$.

Tableau III.44 Résultats de régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.

Mois	$A_{80\%}$	$U_{80\%}$	Π	A-U-Π	1ère consigne			2ème consigne		
					V_{ri}	V_{rf}	S	V_{ri}	V_{rf}	S
Septembre	0,515	0,396	0.1037	0,0152	4,28 4,295	4,28 4,295		4,28 4,264	4,28	0,015

Octobre	0,515	0,363	0.0771	0,0748						
Novembre	0,597	0,0	0.0455	0,5515	4,37	4,37		4,205	4,28	0,074
Décembre	0,329	0,0	0.0429	0,2860	4,921	4,921		3,728	4,28	0,551
Janvier	0,435	0,0	0.0444	0,3906	5,207	5,207		4,198	4,28	0,081
Février	0,436	0,0	0.0586	0,3773	5,598	5,598		4,485		
Mars	0,739	0,033	0.0893	0,6167	5,975	5,975		4,875		
Avril	0,634	0,231	0.1168	0,2861	6,592	6,155	0,359	5,253		
Mai	0,356	0,429	0.1613	-0,234	6,441	6,155	0,269	5,869		
Juin	0,361	0,561	0.1892	-0,389	5,920	5,920		6,155		
Juillet	0,125	0,693	0.2009	-0,769	5,531	5,531		5,920		
Août	0,277	0,594	0.1666	-0,483	4,763	4,763		5,531		
					4,28	4,28		4,763		
							0,723	4,28		0,723

$$\zeta = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \times 100 \text{.....(III.71)}$$

$$\zeta = \frac{1.87 - 1.158}{1.158} \times 100 = 62.5\%$$

$$\zeta > 2\%$$

On doit alors faire une deuxième approximation afin que l'erreur soit inférieure à 2%.
Dans la deuxième approximation le V_{ri} de la 1ère approximation sera utilisé pour calculer le volume moyen : V''_{moy}

$$V''_{moy} = \frac{V_{ri} - V_{r\,i+1}}{2} \text{.....(III.72)}$$

Tableau III.45 Volumes des pertes dans la retenue (2ème approximation)

Mois	V_{moy} (Mm^3)	S_{moy} (km^2)	E_v (mm)	$V_{ép}$ (Mm^3)	V_{if} (Mm^3)	Perte Π (Mm^3)
Septembre	6,43524	0,84	113	0,09492	0,048264	0,143184
Octobre	4,33265	0,635	70	0,04445	0,032494	0,076944
Novembre	4,64581	0,64	18	0,01152	0,034843	0,046363
Décembre	5,06457	0,66	10	0,0066	0,037984	0,044584
Janvier	5,40287	0,72	09	0,00648	0,040521	0,047001
Février	5,78683	0,78	25	0,0195	0,043401	0,062901
Mars	6,28384	0,84	60	0,0504	0,047128	0,097528
Avril	6,51665	0,85	90	0,0765	0,048874	0,125374
Mai	6,18089	0,725	149	0,108025	0,046356	0,154381
Juin	5,72605	0,78	195	0,1521	0,042945	0,195045
Juillet	5,14697	0,718	230	0,16514	0,038602	0,203742
Août	4,52098	0,636	200	0,1272	0,033907	0,161107
Total	66,0434	8,824	1169	0,86283	0,4953	1,358

Ainsi la régularisation est :

Tableau III.46 Récapitulatif des résultats de la régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (2ème approximation)

Mois	$A_{80\%}$ (Mm^3)	$U_{80\%}$ (Mm^3)	Π (Mm^3)	A-U- Π (Mm^3)	V (Mm^3)
Octobre	0,515	0,363	0,076944	0,075055	
Novembre	0,597	0,0	0,046363	0,550636	
Décembre	0,329	0,0	0,044584	0,284415	
Janvier	0,435	0,0	0,047001	0,387998	2,279
Février	0,436	0,0	0,062901	0,373098	
Mars	0,739	0,033	0,097528	0,608471	
Avril	0,634	0,231	0,125374	0,277625	
Mai	0,356	0,429	0,154381	-0,227381	
Juin	0,361	0,561	0,195045	-0,395045	1,895
Juillet	0,125	0,693	0,203742	-0,771742	

Août	0,277	0,594	0,161107	-0,478107
Septembre	0,515	0,396	0,143184	-0,024184

La période à bonne hydraulicité est celle entre le mois de Novembre et Avril.

$V_s = 2{,}279\ Mm^3$
$V_d = 1{,}895\ Mm^3$

$V_s > V_d$ ➔ on a un fonctionnement à un seul temps, le volume utile est pris égal à V_d.

On a donc $V_u = V_d = 1.895\ Mm^3$.

Le volume normale de la retenue sera donc : $V_{NR} = V_u + V_d$
$V_{NR} = 1.895 + 4.28$
$V_{NR} = 6.175\ Mm^3$.

Tableau III.47 Récapitulatif des résultats de calcul de la régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (2ème approximation)

Mois	$A_{80\%}$	$U_{80\%}$	Π	A-U-Π	1ère consigne			2ème consigne		
					V_{ri}	V_{rf}	S	V_{ri}	V_{rf}	S
Octobre	0,515	0,363	0,0769	0,075	4,28	4,28		4,28		
Novembre	0,597	0,0	0,0463	0,055	4,355	4,355		4,205	4,28	0,075
Décembre	0,329	0,0	0,0445	0,2844	4,905	4,905		3,729	4,28	0,055
Janvier	0,435	0,0	0,0470	0,3879	5,190	5,190		3,244	4,28	0,035
Février	0,436	0,0	0,0629	0,3731	5,578	5,578		4,529	4,28	
Mars	0,739	0,033	0,0975	0,6084	5,951	5,951		4,917		
					6,559	5,175	0,384	5,29		

Avril	0,634	0,231	0,1253	0,2776					
Mai	0,356	0,429	0,1544	-0,227	6,452	6,175	0,277	5,898	
Juin	0,361	0,561	0,1950	-0,395	5,947	5,947		6,175	
Juillet	0,125	0,693	0,2037	-0,771	5,552	5,552		6,949	
Août	0,277	0,594	0,1611	-0,478	4,781	4,781		5,554	
Septembre	0,515	0,396	0,1432	-0,024	4,302	4,302		4,782	
					4,28	4,28		4,304	
							0,661	4,28	0,661

$$\zeta = \frac{V''_u - V'_u}{V'_u} \times 100$$

$$\zeta = \frac{1.895 - 1.875}{1.875} \times 100$$

$$\zeta = 1.06\ \%$$

Après la deuxième approximation l'erreur est inférieure à 2%, on prend donc un volume utile de 1.875 Mm^3 ce qui donne un volume normale de 6.175 M m^3 et donc une côte normale de 768 NGA.

Graphiques d'exploitation :

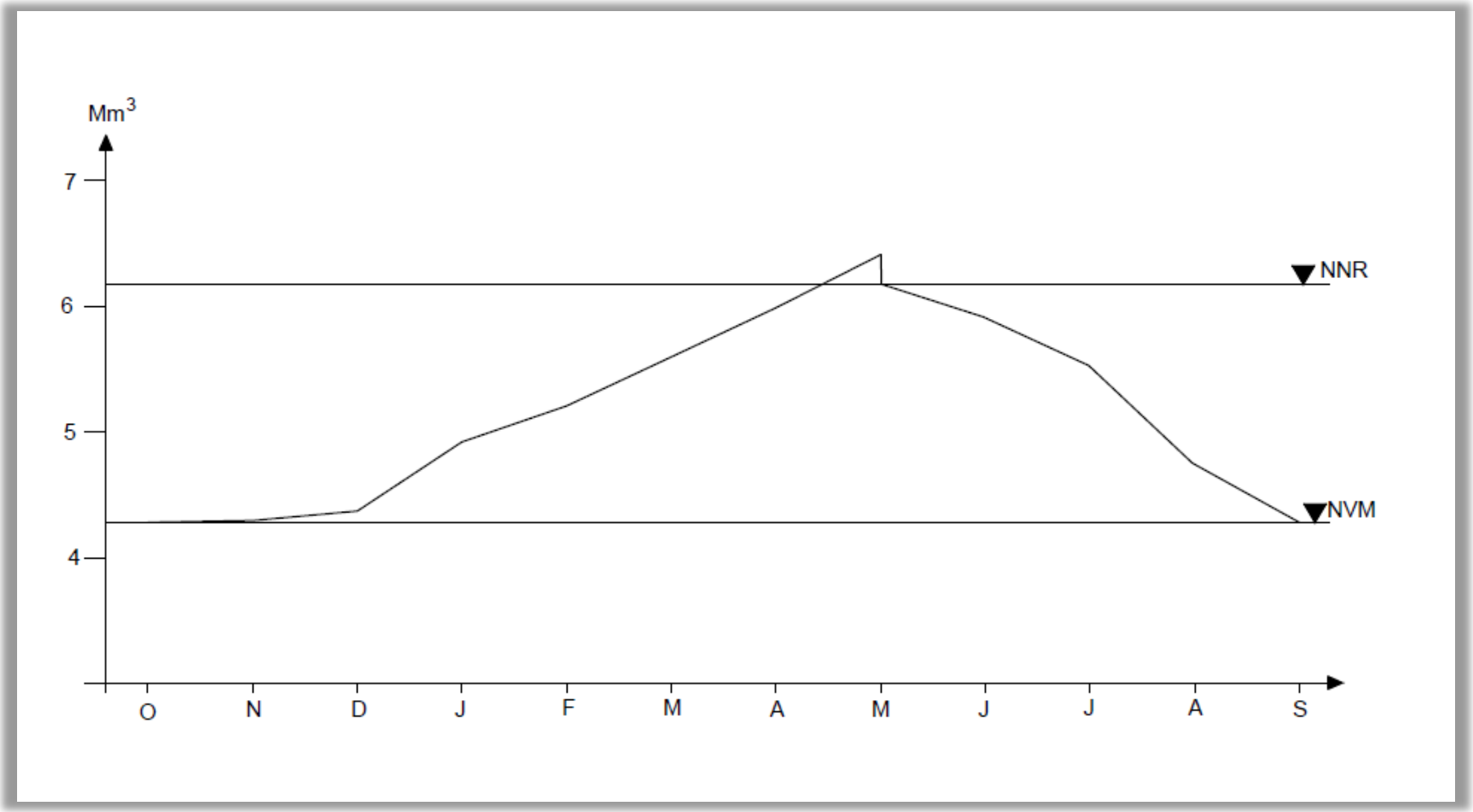


Figure III.20 1ère consigne d'exploitation

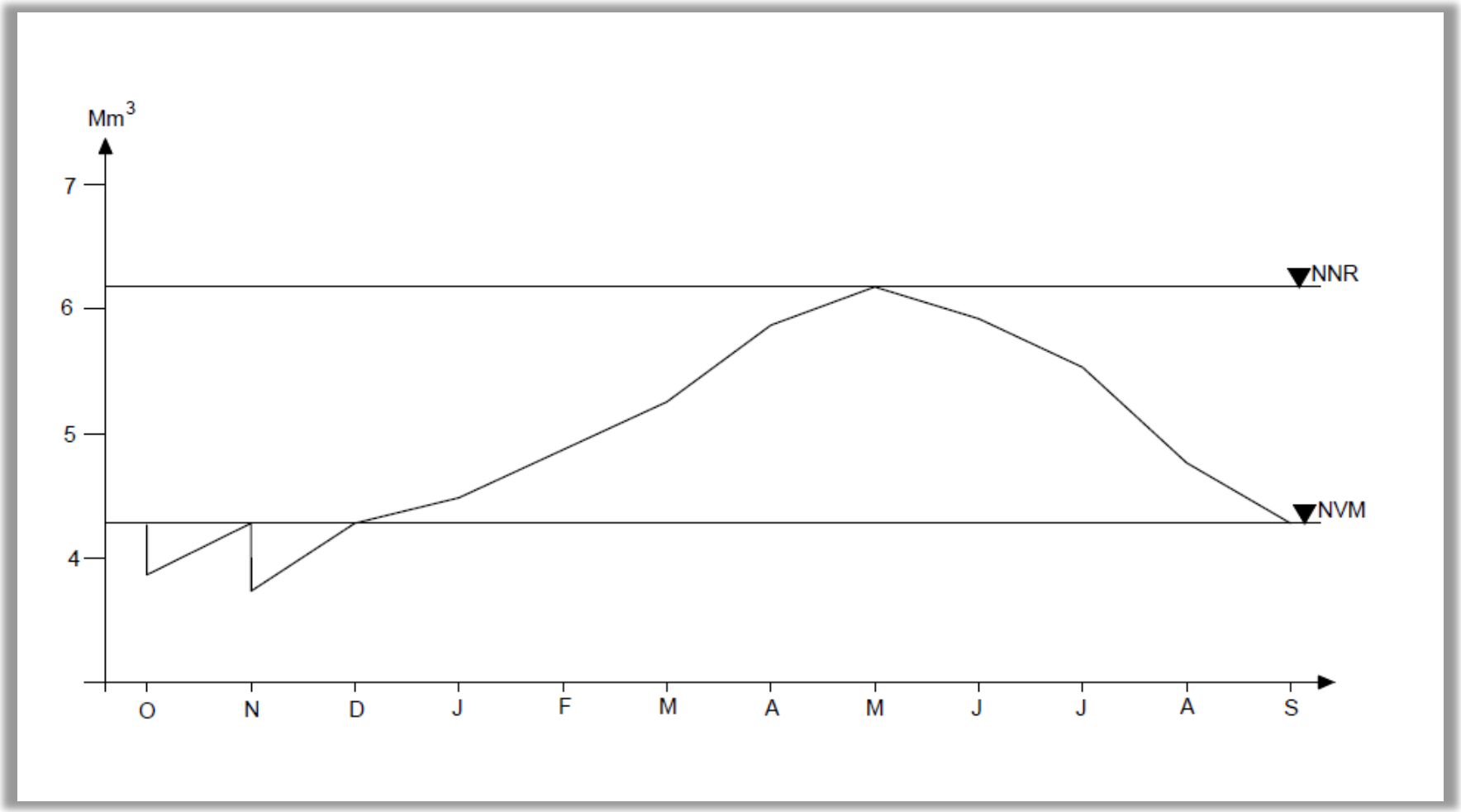


Figure III.21 2ème consigne d'exploitation

III.5 LAMINAGE DES CRUES

Introduction

Dans le but de déterminer la côte maximale du plan d'eau dans la cuvette, ainsi que pour dimensionner l'ouvrage d'évacuation de surface d'une façon optimale, en se basant sur les hauteurs laminées, et sans mettre en jeu la sécurité de l'aménagement.

➢ **Principe de calcul :**

a- Calcul de la hauteur déversante :

$$H_d = NPHE - NNR \quad \text{(III.73)}$$

Avec :

H_d : Hauteur déversante
NPHE : Niveau des plus hautes eaux
NNR : Niveau normal de la retenue

Le NPHE et le NNR sont extraits de la courbe Hauteur-Capacité par projection des volumes respectivement V_{PHE} et V_{NR}, sachant que le volume normal est de 6.175 Mm^3, alors que le volume des plus hautes eaux est égale à :

$$V_{PHE} = V_{NR} + V_f \quad \text{(III.74)}$$

Avec :

$$V_f = (0.05 \div 0.2)V_{cp\%} \quad \text{(III.75)}$$

On Prend $V_f = 0.05\ V_{cp\%}$

$V_{cp\%}$: c'est l'aire sous l'hydrogramme de crue représenté par $Q_{p\%} \times t$ Mm^3).

Après avoir calculé l'aire sous l'hydrogramme de crue de fréquence 1% de période de retour de 100 ans, on obtient :
$V_{cp\%} = 72$ Mm^3.
$V_f = 3.6$ Mm^3.

$V_{PHE} = 6.175 + 3{,}6 = 9{,}775\ Mm^3$
Par projection sur la courbe caractéristique Hauteur-Capacité on trouve la côte NPHE égale à 773 NGA, ainsi que le niveau normal égal à 768 NGA.

b- Calcul du débit maximal déversé :

$$Q_{\max p\%} = 0.85 \times Q_{p\,max}\left(1 - \frac{V_f}{V_{cp\%}}\right) \quad \text{(III.76)}$$

Pour une valeur de $Q_{p\,max}$ égale à 1622,31 m^3/s

$$Q_{\max p\%} = 0.85 \times 1622{,}31\left(1 - \frac{3{,}6}{72}\right)$$

$$Q_{\max p\%} = 1379{,}77\ m^3/s$$

III.5.1 Méthode de Muskingum

Cette méthode est basée sur l'équation de Barrie et Saint-Venant et l'équation de continuité. La formule simplifiée de cette base exprime la relation entre le débit entrant et celui à évacuer ainsi que le volume stocké.

$$I - O = \frac{dS}{dt} \quad \text{(III.77)}$$

Avec :

I : Débit d'entrée tiré à partir de l'hydrogramme d'entrée
O : Débit de sortie à déterminer (débit laminé)
S : Volume d'eau emmagasiné à déterminer

Pour un temps $\Delta t = t2 - t1$; le volume d'eau à emmagasiner est :

$$\Delta S = S2 - S1 = \left(\frac{I_1+I_2}{2}\right) - \left(\frac{O_1+O_2}{2}\right)\Delta t \quad \Leftrightarrow$$

$$\frac{2S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + \frac{2S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1 \quad \text{(III.78)}$$

- Pour un débit d'entré I connu pour des pas de temps déterminés
- Pour chaque largeur du déversoir on détermine la hauteur déversante maximale.

$$H_{d\,max} = \left[\frac{I_{max}}{m.B.\sqrt{2g}}\right]^{2/3} \quad \text{(III.79)}$$

Avec :

$H_{d\,max}$: Hauteur maximale déversante
I_{max} Débit maximal d'entrée
m Coefficient tient compte de la vitesse d'approche et la forme du déversoir, on le prend égal à 0,49
B Largeur du déversoir

- On détermine la hauteur et le volume d'eau initiaux correspondent au débit de sortie initial O_1

$$H_1 = \left[\frac{O_1}{m.B.\sqrt{2g}}\right]^{2/3} \quad \text{(III.80)}$$

$$S_1 = H_1 \times A_1 \quad \text{(III.81)}$$

A_1 : surface du plan d'eau correspond à la côte H_1.

- On fait varier la hauteur déversante de la côte normale de la retenue jusqu'à la cote du NPHE.
- On détermine alors le débit de sortie (O_i) pour chaque valeur de largeur B et de hauteur déversante H_i.

$$O_i = m.B.\sqrt{2g}.H_i^{3/2} \quad \text{(III.82)}$$

- On calcule le volume de sortie :

$$\frac{2S_i}{\Delta t} + O_i \quad \text{(III.83)}$$

- On trace la courbe caractéristique du réservoir :

$$\frac{2S_i}{\Delta t} + O_i = f(O_i) \quad \text{(III.84)}$$

- On détermine les valeurs du débit laminé en fonction du temps et donc on trace l'hydrogramme de sortie selon l'équation (III.78).

Tableau III.48 Représente les valeurs du débit entrant

t (h)	Q max 1%	t (h)	Q max 1%	t (h)	Q max 1%	t (h)	Q max 1%
0	0,0	15	1601.41	31	291.704	47	3.83
1	7.367	16	1474.845	32	251.876	48	1.943
2	29.466	17	1355.13	33	215.85	49	0.807
3	66.299	18	1242.07	34	183.434	50	0.232
4	117.865	19	1135.49	35	154.437	51	0.026
5	184.165	20	1035.182	36	128.67	51.94	0.000
6	265.197	21	940.964	37	105.941		
7	360,963	22	852.644	38	86.06		
8	471,461	23	770.030	39	68.836		
9	596,693	24	692.933	40	54.079		
10	736,658	25	621.162	41	41.597		
11	891,356	26	554.526	42	31.201		
12	1060,788	27	492.835	43	22.700		
13	1244,952	28	435.898	44	15.903		

14	1443.850	29	383.524	45	10.619
14.84	1622.31	30	335.523	46	6.658

Tableau III.49 Représente les côtes, les volumes et les surfaces correspondantes

Côtes	Volume (m^3)	Surface (m^2)
768	6175000	842370
769	7284795	927490
770	8259225	1021370
771	9328820	1117820
772	10496810	1218160
773	11764130	1316480

La courbe hauteur-surface soit modélisé par l'équation linéaire (Fig.III.23), avec un coefficient de corrélation 0,9994 à partir de la côte normale de la retenue jusqu'à la côte 775 m.

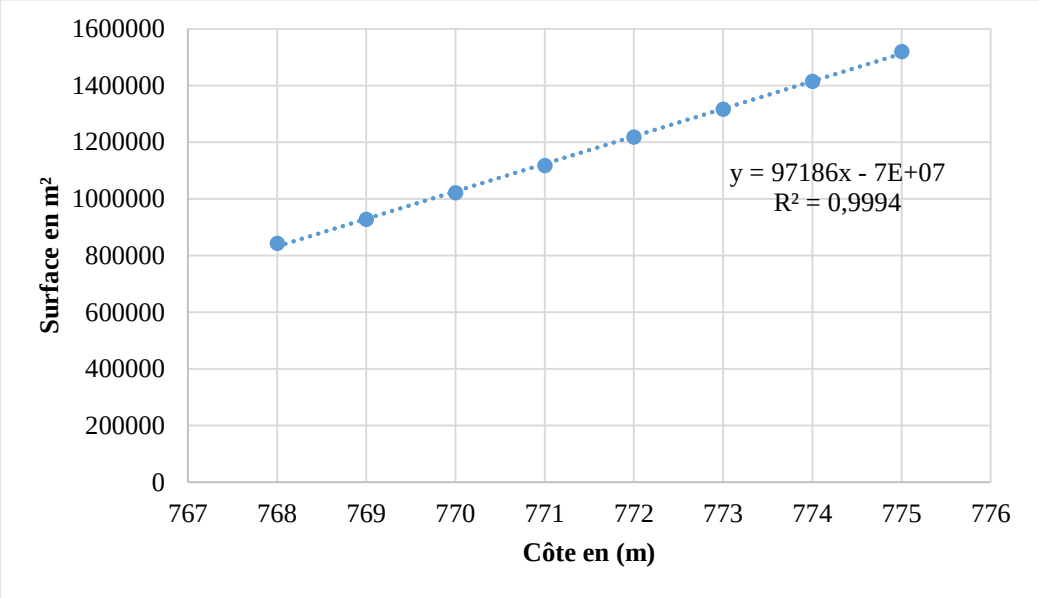


Figure III.22 Modélisation de la courbe Hauteur-Surface

On applique la méthode pour la largeur de 50 m.

$O = 108{,}52 \times H^{(3/2)}$ ……(III.85)

Détermination de la courbe caractéristique de la cuvette :

O=($2S/\Delta t+O$)

Tableau III.50 Caractéristiques de la retenue

côte (m)	surface (m^2),	H (m)	S (m3)	O (m^3/s)	2S/Δt+ O (m^3/s)
0	768	4638848	0	0	0
0,5	768,5	4687441	2343720,5	38,3681264	689,401599

1	769	4736034	4736034	108,521449	1424,08645
1,5	769,5	4784627	7176940,5	199,366633	2192,96122
2	770	4833220	9666440	306,945011	2992,06723
2,5	770,5	4881813	12204532,5	428,968694	3819,11661
3	771	4930406	14791218	563,893993	4672,56566
3,5	771,5	4978999	17426496,5	710,587645	5551,28112
4	772	5027592	20110368	868,171596	6454,38493
4,5	772,5	5076185	22842832,5	1035,93941	7381,17066
5	773	5124778	25623890	1213,30669	8331,05391
5,5	773,5	5173371	28453540,5	1399,77947	9303,54072

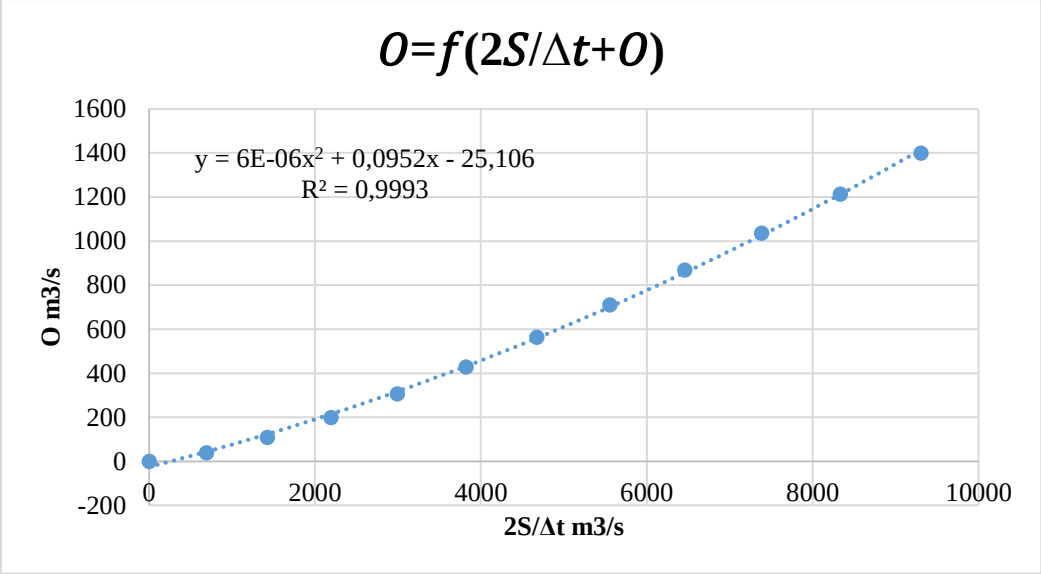


Figure III.23 : Courbe caractéristique de la cuvette b = 50 m.

Tableau III.51 Résultat des débits laminés pour une largeur de déversoir de 50 m

t (h)	I m^3/s	I_1+I_2 (m^3/s)	$(\frac{2S}{\Delta t}+O)$ (m^3/s)	$\left(\frac{2S}{\Delta t}+O\right)-2O$ (m3/s)	O (m^3/s)
0	0	0	0	0	0
2	29,466	29,466	29,466	23,8556736	2,8051632
4	117,865	147,331	171,186674	138,592731	16,2969713
6	265,197	383,062	521,654731	422,33167	49,6615304
8	471,461	736,658	1158,98967	938,318037	110,335817
10	736,658	1208,119	2146,43704	1737,75543	204,340806
12	1060,788	1797,446	3535,20143	2862,09907	336,551176

Suite du tableau III.51

14	1443,85	2504,638	5366,73707	4344,91033	510,913369
16	1601,411	3045,261	7390,17133	5983,08271	703,544311

18	1355,13	2956,541	8939,62371	7237,51936	851,052177
20	1135,489	2490,619	9728,13836	7875,90081	926,118772
22	940,964	2076,453	9952,35381	8057,42565	947,464083
24	770,03	1710,994	9768,41965	7908,51255	929,953551
26	621,162	1391,192	9299,70455	7529,0408	885,331873
28	492,835	1113,997	8643,0378	6997,4034	822,817199
30	383,524	876,359	7873,7624	6374,59804	749,582181
32	291,704	675,228	7049,82604	5707,53916	671,143439
34	215,85	507,554	6215,09316	5031,73943	591,676869
36	154,437	370,287	5402,02643	4373,48059	514,272916
38	105,941	260,378	4633,85859	3751,57192	441,143338
40	68,836	174,777	3926,34892	3178,77208	373,788417
42	41,597	110,433	3289,20508	2662,94044	313,132324
44	22,7	64,297	2727,23744	2207,97143	259,633004
46	10,619	33,319	2241,29043	1814,54873	213,370849
48	3,83	14,449	1828,99773	1480,75656	174,120584
50	0,807	4,637	1485,39356	1202,57463	141,409467
52	0,232	1,039	1203,61363	974,445593	114,584017
54	0	0,232	974,677593	789,09898	92,7893069
56	0	0	789,09898	638,854534	75,1222229
58	0	0	638,854534	517,216631	60,8189516
60	0	0	517,216631	418,738584	49,2390232
62	0	0	418,738584	339,010758	39,8639132
64	0	0	339,010758	274,463109	32,2738241
66	0	0	274,463109	222,205333	26,128888
68	0	0	222,205333	179,897438	21,1539477
70	0	0	179,897438	145,644966	17,1262361
72	0	0	145,644966	117,914164	13,8654007
74	0	0	117,914164	95,4633074	11,2254284
76	0	0	95,4633074	77,2870937	9,08810687
78	0	0	77,2870937	62,571631	7,35773132
80	0	0	62,571631	50,6579925	5,95681928
82	0	0	50,6579925	41,0127107	4,82264089
84	0	0	41,0127107	33,2038906	3,90441006
86	0	0	33,2038906	26,8818698	3,16101039
88	0	0	26,8818698	21,7635618	2,55915401
90	0	0	21,7635618	17,6197796	2,07189108
92	0	0	17,6197796	14,2649736	1,67740302
94	0	0	14,2649736	11,5489226	1,35802549

Suite du tableau III.51

96	0	0	11,5489226	9,35000776	1,09945743
98	0	0	9,35000776	7,56976628	0,89012074
100	0	0	7,56976628	6,12848278	0,72064175
102	0	0	6,12848278	4,96161966	0,58343156
104	0	0	4,96161966	4,01692728	0,47234619

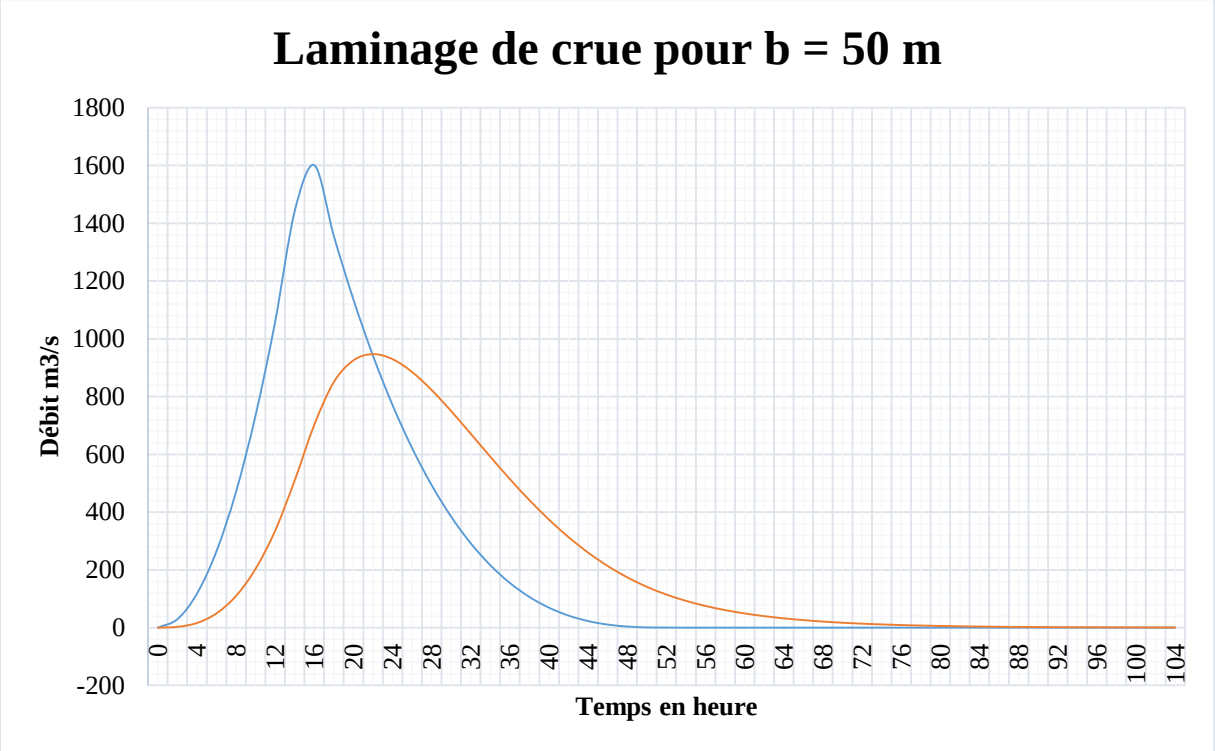


Figure III.24 Hydrogramme d'entré et de sortie pour une largeur de (b=50 m) du déversoir

On refait le calcul précédant par la méthode de Muskingum pour différentes largeurs déversantes.

Tableau III.52 Laminage de crue pour différentes largeurs déversantes.

Hydrogramme d'entré			**Hydrogramme de sortie**							
			h=4,23	h=3,7	h=3,69	h=3,6	h=3,5	h=3,35	h=3,2	H=2,77
Temps (h)	**I (m^3/s)**	**I + I (m^3/s)**	**B=50 (m)**	**B=60 (m)**	**B=67 (m)**	**B=70 (m)**	**B=75 (m)**	**B=80 (m)**	**B=90 (m)**	**B=120 (m)**
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	29,466	29,466	2,805	2,661	3,442	3,459	3,689	3,68	4,108	4,98
4	117,865	147,33	16,3	15,48	19,85	19,94	21,21	21,16	23,5	83,48
6	265,197	383,06	49,66	47,28	59,95	60,23	63,86	63,72	70,35	179,88
8	471,461	736,66	110,3	105,3	132	132,6	140,1	139,8	153,4	323,42
10	736,658	1208,1	204,3	195,3	242,3	243,3	256,3	255,8	279,1	518,1
12	1060,79	1797,4	336,6	322,4	395,6	397,2	417,1	416,4	451,8	766,56
14	1443,85	2504,6	510,9	490,3	595,7	598	626,3	625,2	675	1022,41

Suite tableau III.52

16	1601,41	3045,3	703,5	676,8	812,3	815,1	850,7	849,4	911,3	1176,67
18	1355,13	2956,5	851,1	821,5	967,8	970,8	1008	1006	1069	1199,9
20	1135,49	2490,6	926,1	898	1033	1035	1067	1066	1118	1145,19
22	940,964	2076,5	947,5	923,4	1034	1036	1060	1059	1096	1047,15
24	770,03	1711	930	911,1	992,3	993,6	1009	1008	1029	928,19
26	621,162	1391,2	885,3	872,2	923	923,6	930,4	930,2	936	802,58
28	492,835	1114	822,8	815,3	837,5	837,5	836,9	837	830,4	679,27
30	383,524	876,36	749,6	747,2	744,2	743,8	737,1	737,3	721	563,65
32	291,704	675,23	671,1	673,2	649,2	648,4	637	637,5	614,1	448,79
34	215,85	507,55	591,7	597,5	556,8	555,7	541,1	541,6	513,7	366,19
36	154,437	370,29	514,3	523	470	468,7	451,9	452,6	422,1	286,33
38	105,941	260,38	441,1	452	390,6	389,2	371,4	372,1	340,7	219
40	68,836	174,78	373,8	386,2	319,8	318,4	300,3	300,9	270,1	163,6
42	41,597	110,43	313,1	326,4	258	256,6	238,9	239,6	210,2	119,1
44	22,7	64,297	259,6	273,3	205,2	203,9	187,1	187,7	160,5	84,43
46	10,619	33,319	213,4	226,9	161,2	159,9	144,4	145	120,4	58,3
48	3,83	14,449	174,1	187,2	125,2	124,1	110,1	110,6	88,86	39,36
50	0,807	4,637	141,4	153,9	96,51	95,48	83,1	83,55	64,74	26,21
52	0,232	1,039	114,6	126,2	74,09	73,18	62,42	62,81	46,83	17,38
54	0	0,232	92,79	103,4	56,81	56,03	46,82	47,15	33,81	11,5
56	0	0	75,12	84,72	43,54	42,87	35,1	35,37	24,38	7,6
58	0	0	60,82	69,42	33,37	32,81	26,31	26,53	17,58	5,03
60	0	0	49,24	56,88	25,57	25,1	19,72	19,91	12,68	3,33
62	0	0	39,86	46,61	19,6	19,21	14,78	14,93	9,146	2,2
64	0	0	32,27	38,19	15,02	14,7	11,08	11,2	6,596	1,46
66	0	0	26,13	31,3	11,51	11,25	8,307	8,404	4,757	0,96
68	0	0	21,15	25,64	8,822	8,607	6,227	6,305	3,431	0,42
70	0	0	17,13	21,01	6,761	6,586	0	4,73	2,474	0,27
72	0	0	13,87	17,22	5,182	5,039	0	3,548	1,785	0,18
74	0	0	11,23	14,11	3,971	3,856	0	2,662	1,287	0,12
76	0	0	9,088	11,56	3,044	2,951	0	1,997	0,928	0,08
78	0	0	7,358	9,472	2,333	2,258	0	1,498	0,669	0,05
80	0	0	5,957	7,762	1,788	1,728	0	1,124	0,483	0,035
82	0	0	4,823	6,36	1,37	1,322	0	0,843	0,348	0,023
84	0	0	3,904	5,211	1,05	1,012	0	0,633	0,251	0,015
86	0	0	3,161	4,27	0,805	0,774	0	0,475	0,181	0,01
88	0	0	2,559	3,499	0,617	0	0	0,356	0	0
90	0	0	2,072	2,867	0,473	0	0	0,267	0	0
92	0	0	1,677	2,349	0,362	0	0	0,2	0	0
94	0	0	1,358	1,925	0,278	0	0	0,15	0	0
96	0	0	1,099	1,577	0,213	0	0	0,113	0	0
98	0	0	0,89	1,292	0,163	0	0	0,085	0	0
100	0	0	0,721	1,059	0,125	0	0	0,063	0	0
102	0	0	0,583	0,868	0,096	0	0	0,048	0	0
104	0	0	0,472	0,711	0,073	0	0	0,036	0	0

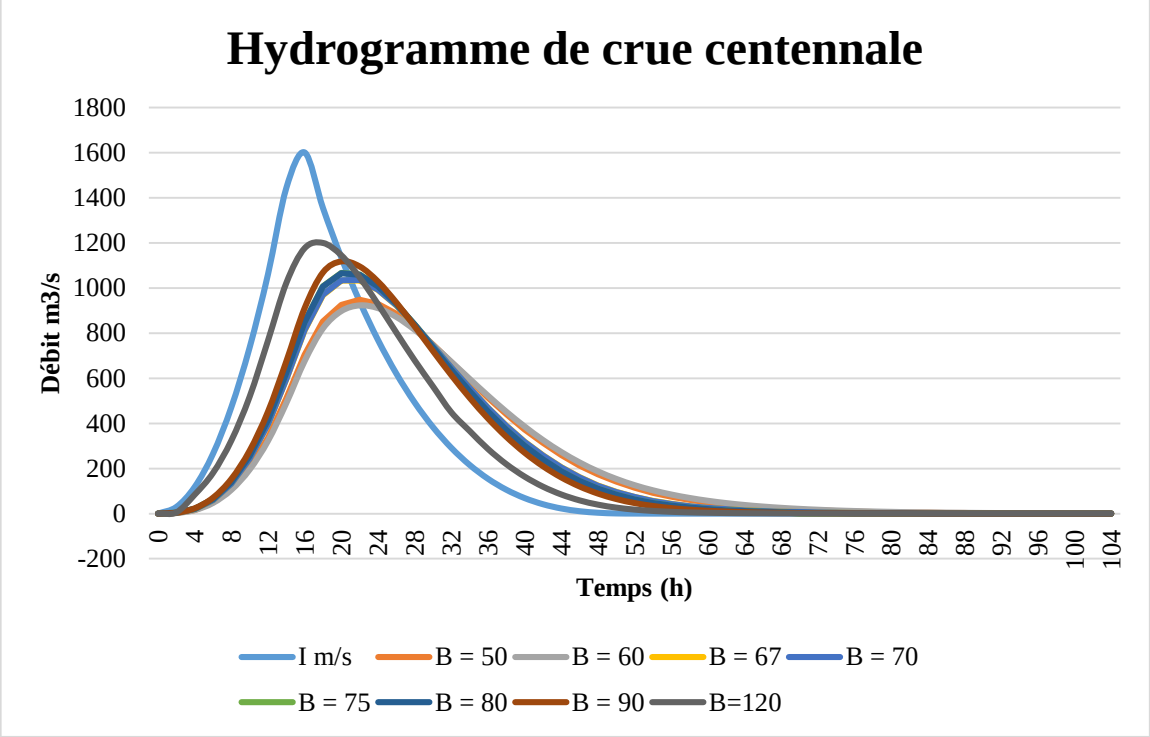


Figure III.25 Hydrogramme de crue pour toutes les largeurs

Tableau III.53 Récapitulatif des résultats de calcul du laminage

Débit max entrant I (m^3/s)	Débit max sortant O (m^3/s)	Largeur du déversoir B (m)	Hauteur déversante H_d (m)	NPHE (m)	Volume Forcé m^3
1622,31	947,46	50	4,23	772,23	1,49
1622,31	923,36	60	3,7	771,7	1,44
1622,31	1033,36	67	3,69	771,69	1,41
1622,31	1035,94	70	3,6	771,6	1,4
1622,31	1067,31	75	3,5	771,5	1,39
1622,31	1066,13	80	3,35	771,35	1,38
1622,31	1118,43	90	3,2	771,2	1,35
1622,31	1130,96	120	2,77	770,77	1,26

III.6 CALCUL D'OPTIMISATION

Le but de l'étude d'optimisation est de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue correspondante à la hauteur optimale de la digue, afin d'obtenir le devis le plus économique de l'aménagement. Le calcul consiste à évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs déversantes correspondantes aux différentes hauteurs de la digue.

III.6.1 Revanche

C'est la tranche au-dessus de la côte des plus hautes eaux, elle est déterminée en fonction de la hauteur des vagues H_v, la vitesse du vent U et de la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue. La revanche est calculée comme suit :

Calcul de la revanche :

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a) Formules de Setvenson Gaillard :

$R = 0{,}75H_V + \frac{V^2}{2g}$ ……(Formule de Gaillard) (III.86)

$H_V = 0{,}75 + 0{,}34\sqrt{F} - 0{,}26\sqrt[4]{F}$……...……(Formule de Stevenson) (III.87)

$V = 1{,}5 + 2H_V$……..(III.88)

avec :

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

F : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et la direction du barrage appelée Fetch qui doit être inférieure à 18 km. [F = 14,5km].

H_V = 1.53 m
V = 4.57 m/s

Donc **R = 2.2 m**

b) Formule de Mallet Pacquant :

$R = H_V + \frac{V^2}{2g} + S$……..……....……(III.89)

$H_V = 0.5 + 0.33\sqrt{F}$……..(III.90)

$V = 1.5 + \frac{2}{3}H_V$……..……(III.91)

S : marge de sécurité, on la prend égale à 0.5 m

AN :

H_V = 1.76 m
V = 2.67 m/s
S = 0.5 m

Donc **R = 2.62 m**

c) Formule simplifiée :

$R = 1 + 0.3\sqrt{F}$……..(III.92)

AN :

R = 2.14 m

- On prend une valeur de revanche R égale à 2,2 m.

III.6.2 CALCUL DU TASSEMENT :

Le tassement est calculé grâce aux formules suivantes :

$T = 0.015\ H_b$……..……..... (III.93)

$T = 0.001\ H_b^{3/2}$ ……..…… (III.94)

T : Tassement de la crête du barrage.

H_b : Hauteur du barrage.

Les tassements sont estimés à 0,45 m.

III.6.3 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 évaluéeà l'aide des formules suivantes :

Knappen : $B=1.65h_b^{0.5}$……..……..…….. (III.95)

Preece : $B=1.1h_b^{0.5}+1$……...……..……..……..…… (III.96)

Simplifiée : $B=3.6h_b^{1/3}-3$……...……..…… (III.97)

Pratique : $b = 5/3\sqrt{H_b}$……..……..…. (III.98)

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

$H_b = C_{NNR} - C_{fond} + H_{dév} + R + T$……...……...…….(III.99)

Tableau III.54 Variation de la hauteur du barrage

B (m)	H (m)	R (m)	T (m)	Cote de la crête (m)	Hb (m)
50	4,23	2,2	0,45	774.88	29,88
60	3,7	2,2	0,45	774.35	29,35
67	3,69	2,2	0,45	774.34	29.34
70	3,6	2,2	0,45	774.25	29.25
75	3,5	2,2	0,45	774.15	29.15
80	3,35	2,2	0,45	774	29
90	3,2	2,2	0,45	773.85	28,85
120	3	2,2	0,45	773.65	28.65

Tableau III.55 Résultats des largeurs en crête obtenues par les formules précédentes

Formules utilisées	B = 50 (m)	B = 60 (m)	B = 67 (m)	B = 70 (m)	B = 75 (m)	B = 80 (m)	B = 90 (m)	B = 120 (m)
T. KNAPPEN	9,02	8,94	8,93	8,92	8,9	8,88	8,86	8,83
E.F. PREECE	7,01	6,96	6,95	6,94	6,93	6,92	6,9	6,88
SIMPLIFIEE	8,17	8,1	8,1	8,09	8,08	8,06	8,04	8,015
Pratique	9,11	9,03	9,02	9,01	8,99	8,97	8,95	8,92

On opte pour une largeur en crête de 8 m.

III.6.4 Calcul des coûts :

III.6.4.1 Estimation du coût de la digue

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage, on calcul les volumes de la digue correspondantes aux différentes largeurs déversantes, en utilisant les formules suivantes :

$$V_b = \sum V_i \quad \text{(III.100)}$$

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} L \quad \text{(III.101)}$$

Avec :

V_i : Volume du barrage à la côte i

L_i : Distance entre deux coupes voisines

S_i : Section transversale correspondante à la coupe i

$$S_i = \frac{B_i + SB_{i+1}}{2} H_i \quad \text{(III.102)}$$

B_i : Largeur de base donnée par :

$$B_i = (m_1 + m_2) H_i + b_{cr} \quad \text{(III.103)}$$

m_1, m_2 : Les fruits de talus. $m_1 = 1{,}8$; $m_2 = 2$

H_i : Hauteur de la tranche au point i

b_{cr} : Largeur en crête $b_{cr} = 8$ m

Tableau III. 56 Volume des terres pour une largeur déversante de 50 m.

section	C_f (m)	Distance Li (m)	Hi (m)	Bi (m)	Si (m^2)	Vi (m^3)
0	765	0	9,88	45,544	825,41472	108234,113
1	745	49,5125	29,88	121,544	3546,57672	220476,939
2	746,5	62,7875	28,38	115,844	3476,37972	449740,765
3	743	123,375	31,88	129,144	3814,25072	266523,644
4	748	80,5	26,88	110,144	2807,45472	243935,324
5	751	96,1375	23,88	98,744	2267,26272	353383,59
6	753	171,7125	21,88	91,144	1848,72872	227947,543
7	756,5	158,4125	18,38	77,844	1029,16972	65852,1116
8	768	114,8625	6,88	34,144	117,45536	50347,2401
						1986441,27

Tableau III.57 Coût de la digue pour différentes largeurs déversantes :

Largeur déversante B (m)	Volume Vi (m^3)	Coût (DA)
50	1986441,27	993220635
60	1900287.58	950143790
67	1898683.44	949341720
70	1898462.71	949231355
75	1868355.36	934177680
80	1844614.25	922307125
90	1821051.49	910525745
120	1789911.88	894955940

III.6.4.2 Coût de l'évacuateur de crues

Pour ce calcul, on tient compte des coûts du déversoir et du coursier, vu que le chenal d'écoulement et le bassin de dissipation gardent leur profil pour les différentes largeurs du déversoir.

III.6.4.3 Coût du déversoir

On opte à réaliser un déversoir type Creager, ce dernier s'adapte mieux à l'écoulement de la lame d'eau pour diminuer les dangers des phénomènes hydraulique qui peuvent engendrer des dégâts importants et provoquer la stabilité de l'ouvrage.

La section transversale du déversoir est obtenue en schématisant le profil du déversoir pour la charge déversante à l'aide de l'équation du profil donnée par :

$$\frac{Y}{H} = 0.47\left(\frac{X}{Y}\right)^{1.8} \quad \text{.....(III.104)}$$

Avec :
H : Charge sur le seuil (m)
Y : Ordonnée du profil (m)

Le volume du déversoir sera :

$V_d = S \times B$

Avec :
S : Section transversale (m^3)
B : Largeur du déversoir (m)

Tableau III.58 Coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes

Largeur (m)	$H_{dév}$ (m)	$S_{transversale}$ (m^2)	$V_{déversoir}$ (m^3)	Coût (DA)
50	4,23	7,5	375	937500
60	3,7	6,8	408	1020000
67	3,69	6,6	442,2	1105500
70	3,6	6,4	448	11200000
75	3,5	6,3	472,5	11812500
80	3,35	5,9	472	11800000
90	3,2	5,79	521,1	13027500
120	3	5,76	691,2	17280000

- Le prix du mètre cube du béton est estimé à 25000 DA

III.6.4.4 Estimation du coût du coursier

Nous optons pour un coursier de section rectangulaire afin d'assurer les bonnes conditions de l'écoulement. La longueur approximative du coursier est de 128 mètres (selon le plan topographique).

III.6.4.5 Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{béton} = S_{béton} \times L_{Coursier} \quad \text{.....(III.105)}$$

L'épaisseur du radier et des murs bajoyers est prise égale à 0.5 m.
On estime que la largeur du coursier est égale à la largeur du déversoir.

Tableau III.59 Coût du coursier pour différentes largeurs déversantes.

Largeur du coursier (m)	$H_{déversante}$ (m)	Surface (m^2)	Volume (m^3)	Coût (DA)
50	4,23	25	3200	80000000
60	3,7	30	3840	96000000
67	3,69	33,5	4288	107200000
70	3,6	35	4480	112000000
75	3,5	37,5	4800	120000000
80	3,35	40	5120	128000000
90	3,2	45	5760	144000000
120	2,77	60	7680	192000000

III.6.4.6 Estimation du coût total

Tableau III.60 Le coût total est donné par l'addition des coûts de la digue, du déversoir et du coursier.

Largeur (m)	H_d (m)	Coût de la digue en Millions de (DA)	Coût de l'évacuateur de crue en Millions de (DA)	Coût total en Millions de (DA)
50	4,23	993,220635	80,937500	1074,158135
60	3,7	950,143790	97,020000	1047,163790
67	3,69	949,341720	108,305500	1057,647220
70	3,6	949,231355	123,200000	1072,431355
75	3,5	934,177680	131,812500	1065,990180
80	3,35	922,307125	139,800000	1062,107125
90	3,2	910,525745	157,027500	1067,553245
120	3	894,955940	209,280000	1104,235940

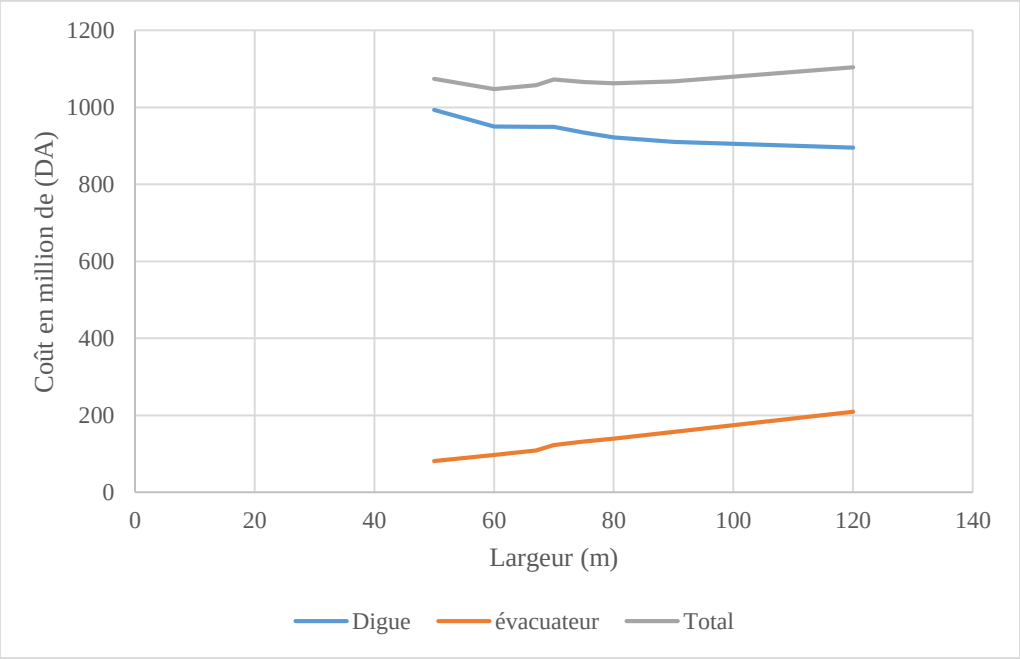


Figure III.26 Courbe d'optimisation des coûts en fonction de la largeur du déversoir.

Conclusion

L'objectif principal de l'étude hydrologique est de faire face aux problèmes majeurs menaçant les barrages, ces dangers sont les crues et le transport solide traduit par le volume mort déstabilisant toute la structure de l'ouvrage.

L'analyse basée sur des formules expérimentales nous a permis d'étudier les apports de la cuvette Tabeggart afin de quantifiés les volumes stockés dans la retenue.

A la fin de ce chapitre on a peut arrêter le profil générale de la digue ainsi que les caractéristiques du bassin versant. L'ensemble des dimensionnes de la digue font l'objet du chapitre V.

Tableau III.61 Tableau récapitulatif de l'étude de régularisation et du laminage.

Désignation	**Unités**	**Valeurs**
Volume mort	Mm^3	4,28
Volume utile	Mm^3	1,895
Volume au NNR	Mm^3	6,175
Côte du fond	m NGA	443
Côte NVM	m NGA	765
Côte NNR	m NGA	768
Largeur du déversoir	m	60

CHAPITRE IV : ETUDE DES VARIANTES DE L'EVACUATEUR DE CRUE

Introduction

L'analyse des variantes possibles des types d'évacuateurs de crue pour le barrage de Tabeggart, prend en considération les conditions géologiques et géotechniques de la zone d'étude à savoir les facteurs : topographiques, morphologie du terrain, l'aspect sismique, ainsi que la disponibilité des matériaux de construction, des technologies et coûts de réalisation.

La variante optimale à réaliser est celle qui répond au mieux aux exigences préalablement suscitées.

IV.1 CLASSIFICATION DES EVACUATEURS DE CRUE

L'évacuateur de crue est un élément essentiel pour la sécurité du barrage, il est conçu pour évacuer le débit de crue de dimensionnement de l'ouvrage, sans influencer la stabilité de ce dernier. On peut notamment classer les évacuateurs de crue selon différentes critères :

a- Selon le fonctionnement hydraulique
- Evacuateur de surface :
  - ✓ Central découvert
  - ✓ Evacuateur latéral :
    - ➢ A entonnement frontal
    - ➢ A entonnement latéral.
    - ➢ En puits.
- Evacuateur en charge :
  - ✓ Evacuateur habituel incorporé dans le corps d'un barrage en béton.
  - ✓ Evacuateur siphon
  - ✓ Evacuateur vidange combiné avec la vidange de fond.

b- Selon l'emplacement de l'évacuateur par rapport à la digue :
- Evacuateur central
- Evacuateur latéral.

IV.2 PRE-SELECTION DU TYPE D'EVACUATEUR

Le choix de l'évacuateur de crue dépend essentiellement des paramètres cités préalablement dans l'introduction de ce chapitre, d'autres facteurs considérables rentrent en jeu dans le choix de l'évacuateur telle que :

- Type du barrage
- La qualité des prévisions des crues.
- La séismicité de la zone de l'ouvrage.
- Les conditions d'exploitation.

Les résultats de calcul de laminage des crues sont :

- Débit déversant $Q_{1\%}$ = 923,4 m^3/s
- Hauteur déversante : H_d = 3,7 m
- Largeur déversante B = 60 m
- Côte NNR = 768 NGA.

- Type du barrage : barrage en matériaux alluvionnaires à noyau argileux.
- Relief du versant gauche normal à sommet aplati et à col érosif droite
- Les roches des versants de la vallée sont des marnes schisteuses à intercalation gréseuse

- En tenant compte des facteurs précédents on va exclure les variantes des évacuateurs en charge, vu l'importance du débit à évacuer qui risque la saturation de l'évacuateur, ainsi qu'il est impossible de le réajuster, aussi on élimine la variante puits qu'on ne peut pas la projeter pour ce cas de fondation.

IV.2.1 Choix de l'emplacement de l'évacuateur de crue

Tenant compte des conditions géologiques et géotechniques dans la zone du site de barrage, les avantages et les inconvénients de l'emplacement de l'évacuateur de crue sur le flanc gauche et sur le flanc droite du barrage. L'analyse comparative de l'emplacement de l'évacuateur est donnée selon l'aspect géotechnique.

Tableau IV.1 Comparatif des données géotechniques entre rive gauche et rive droite. (ANBT,2016)

Paramètres de l'évaluation / Position de l'évacuateur de crue		Lithologie de la fondation	Fissuration et altération	Relief	Distance du cours d'eau	Condition de formation	Note totale
Rive gauche	Description	Marne partiellement schisteuses à intercalations gréseuses	Jusqu'à 25m moyennement Fissurées, RQD entre 25 et 50% et un peu altérée	Versant Normal à sommet aplati	300 m	Profondeur 10 à 15m avec consolidation de faible profondeur des fondations	favorable
	Note	±	+	+	+	+	+
Rive droite	Description	Marne schisteuses friables à intercalations gréseuses	Jusqu'à 25m très altérées et tectonisées RQD entre 0 et 70 %	Col à forte érosion	1000 m	Profondeur 12 à 15 m avec une consolidation plus profonde des fondations	Moins favorable
	Note	±	-	-	-	-	-

Sur la base du tableau IV.1, l'emplacement de l'évacuateur de crue sur la rive droite est moins avantageux pour les raisons suivantes :

- Zones tectoniques
- Fissuration et altération élevée
- Eloignement du cours d'eau

Ainsi on propose que l'évacuateur de crue soit implanté sur la rive gauche.

IV.2 Analyse des variantes de l'évacuateur de crue

D'après la pré-sélection du type de l'évacuateur, il nous reste les variantes du type

- Evacuateur libre frontal.
- Evacuateur libre latéral à entonnement frontal.
- Evacuateur libre latéral à entonnement latéral.

IV.2.1 Variantes d'évacuateurs susceptibles à être projetées sur notre barrage :

IV.2.1.1 Evacuateur libre frontal :

L'évacuateur de crue libre frontal à seuil disposé face à la rivière, l'écoulement ne change pas de direction, le déversoir commence à débiter lorsque le niveau d'eau atteint le niveau normal de la retenue. Ce type est généralement utilisé dans les barrages en béton, dont on dispose de bonne fondation, et là où la vallée est étroite et la longueur du déversoir est limitée par la configuration des ouvrages porteurs et les formes topographiques, car dans le cas contraire le coût de cette variante devient prohibitif.

IV.2.1.2 Evacuateur libre latéral à entonnement frontal :

L'évacuateur de crue libre latéral à entonnement frontal, toujours le seuil est face à la rivière, et l'écoulement est perpendiculaire à l'axe du barrage. Ce type est utilisé généralement dans le cas des vallées larges, pour les barrages en matériaux locaux, pour l'évacuation des débits importants, et lorsque la projection d'un évacuateur frontal devient très coûteuse ou bien les conditions topographiques ne le permettent pas d'y projeter.

IV.2.1.3 Evacuateur libre latéral à entonnement latéral

Dans le cas d'un évacuateur latéral à entonnement latéral, l'écoulement change de direction de 90° et devient parallèle à l'axe du barrage. On opte à ce type lorsque le débit à évacuer est très important ce qui nécessite un seuil déversant plus long.

IV.3 Estimation des coûts des évacuateurs

IV.3.1 Calcul du volume des matériaux pour les évacuateurs

- **Evacuateur libre frontal**

D'après les conditions topographiques de la zone d'étude pour cet aménagement et les résultats de l'étude hydrologique précédente, la côte du fond est de 745 NGA, la côte du niveau normal est de 768 NGA

On procède de la manière suivante :
- On trace le profil longitudinal de la variante.
- On détermine la longueur du coursier
- On détermine la hauteur de l'évacuateur.

$H_{évacuateur} = C_{NR} - C_{pied}$ .....(IV.1)

$H_{évacuateur} = 768 - 745 = 25m.$

C_{NR} : Côte du niveau normal (m).

C_{pied} : Côte du pied du barrage dans (m).

D'après le plan d'aménagement et le tracé du profil longitudinal on a une longueur de coursier égale à 120 m environ, et une longueur du pied amont égale à 64 m, ainsi qu'une largeur déversante de 60 m.

- **Evacuateur libre latéral à entonnement frontal**

D'après le plan d'aménagement l'évacuateur possède une longueur de 130 m à la base, on estime une hauteur de radier de 6 m, et une largeur déversante de 60 m.

- **Evacuateur libre latéral à entonnement latéral**

Pour ce type on a une longueur du coursier de 252.8 m et une largeur d'auge de réception de 30 m, ainsi qu'une largeur déversante de 60 m.

Tableau IV.2 Devis quantitatif et estimatif des variantes de l'évacuateur de crue :

Variantes	Matériaux	Quantités (m^3)	Prix unitaire (DA)	Coût (DA)	Montant Total (DA)
Libre frontal	Béton	2500	25000	62500000	1242500000
	BCR	147500	8000	1180000000	
Latéral à entonnement frontal	Béton	561	25000	14025000	278817000
	BCR	33099	8000	264792000	
Latéral à entonnement latéral	Béton	1368	25000	34200000	351576000
	BCR	39672	8000	317376000	

Remarque : Dans le tableau IV.2 les frais du béton uniquement qui ont été pris en compte, les détails du remblai et déblai ne sont pas pris en considération par manque d'estimation des volumes de ce type de travaux.

IV.4 ETUDE COMPARATIVE

Les facteurs coût, délai de réalisation, complexité des travaux et la disponibilité des matériaux influent sur le choix de la variante optimale à opter pour.

- Tenant compte des volumes de travaux estimés pour la réalisation de l'évacuateur de crue, on constate que la variante frontal nécessite un volume important de matériaux, ainsi que le temps de réalisation, aussi en point de vue complexité elle est plus au moins complexe car elle nécessite un bon compactage et consolidation de l'assise du barrage, et dépond du taux d'avancement de la réalisation de la digue.

- En point de vu délai de réalisation, on constate que la variante de l'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal pourra être achevé dans un délai restreint par rapport aux deux variantes qui restent, puisqu'elle possède un volume de travaux moins important vu les dimensions des composantes de l'évacuateur de cette variante, ainsi qu'elle est plus économique.

Tableau IV.3 Etude comparative des variantes de l'évacuateur de crue suivant une grille d'évaluation,

Type d'évacuateur	Coût de la variante	Délai de réalisation	Complexité des travaux	Disponibilité des matériaux	Total
Latéral à entonnement frontal	1	2	1	1	5
Latéral à entonnement latéral	2	1	2	1	6
Libre frontal	3	3	3	1	10

Grille d'évaluation : 1 : très favorable ; 2 : assez favorable ; 3 : peu favorable

D'après l'étude comparative entre ces variantes, on constate que la variante latérale à entonnement frontal répond mieux aux critères de comparaison par rapport aux deux autres variantes

Conclusion

D'après l'étude des variantes qui est basée sur des critères de choix techniques et économiques et à partir d'élimination des variantes, en partant des critères géologiques, géotechniques, topographiques, aussi en question de réalisation technique et surtout économique, on opte pour le choix d'un évacuateur latéral à entonnement latéral pour le barrage de Tabeggart.

Chapitre V : ETUDE DE LA VARIANTE CHOISIE DE L'EVACUATEUR DE CRUE

Introduction

L'évacuateur de crue est un ouvrage primordial et vital, qui protège le barrage notamment en remblai des risques des crues dont il est exposé, par l'évacuation du débit de crue vers la rivière d'une façon sécurisé, sûr et économique.

V.1 DIMENSIONNEMENT DE L'EVACUATEUR DE CRUE

L'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal comporte les éléments suivants :

- Un Canal d'amenée.
- Un déversoir.
- Le Chenal d'écoulement.
- Un Convergent.
- Un coursier.
- Un bassin de dissipation.

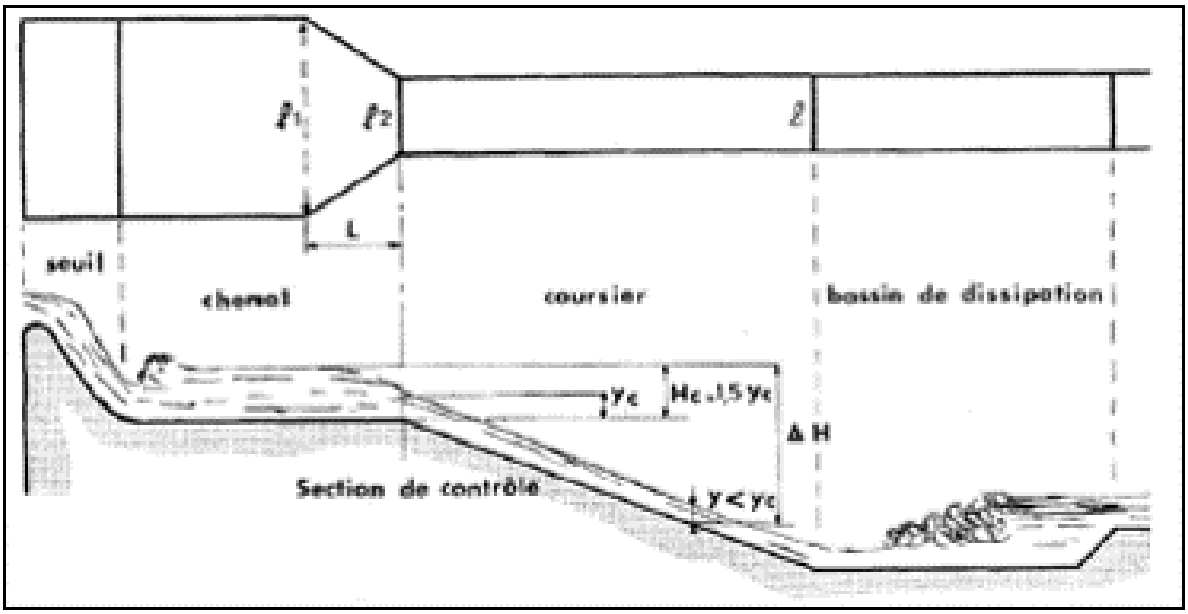


Figure V.1 Schéma général d'un évacuateur latéral à entonnement frontal.

V.1.1 Canal d'approche

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider calmement la crue vers le seuil déversant, généralement l'écoulement est calme avec une vitesse faible.

La vitesse d'approche (V_{adm}) doit être calculée pour vérifier l'influence de l'écoulement sur le canal d'approche.

- **Vitesse d'approche :**

La vitesse dans le canal d'approche est estimée par la formule suivante :

$V = \frac{Q}{S}$ ……..….(V.1)

Avec :

Q : Débit maximum à évacuer en (m^3/s)

S : Section mouillée (section rectangulaire en m^2)

$S = (P + H) \times B$ ……...(V.2)

H : Charge déversante égale à 3.7 m

B : Largeur de déversoir.

P : Hauteur de pelle. $0,4 < \frac{P}{H} \leq 1,6$

On prend $\frac{P}{H}$ = 0,54 ➔ P = 2 m

$$P = 2\ m$$

Ainsi la vitesse d'approche est : $V = \frac{Q}{S} = \frac{923.4}{(2+3.7)\times 60} = 2,7 m/s$

$$V = 2,7\ m/s$$

V > V_{adm} =1.65 m/s ➔ le risque d'érosion est présent, pour l'éviter on conçoit une plateforme en béton avec une pente très faible et une plateforme.

- **Pente du canal d'approche**

La pente du talus est en fonction du type de matériau du sol. Dans notre cas, le canal est rectangulaire en béton.

Le talus est supposé égal à 1 (c'est un talus temporaire).

$$m = 1$$

- **Hauteur du mur du canal d'approche (H_m)**

La revanche du canal est calculée d'après la formule suivante

$Re = 0{,}6 + 0{,}05V\ (H)^{1/3}$ ..... (V.3)

$Re = 0{,}6 + 0{,}05 \times 2{,}7(3{,}7)^{1/3} = 0{,}8\ m$

D'où la hauteur de mur est

$H_m = H + P + Re$ ..... (V.4)

$H_m = 3{,}7 + 2 + 0{,}8 = 6{,}5\ m.$

$$H_m = 6{,}5\ m$$

- **Longueur du canal d'approche**

La longueur du canal est déterminée d'après les considérations topographiques du terrain, elle est de 10 m

$$L = 10\ m$$

V.1.2 Déversoir du canal latéral à entonnement frontal

Afin d'éviter le phénomène de cavitation, on a opté à réaliser un déversoir à paroi mince du type Creager, dont il s'adapte mieux aux écoulements.

- **Quadrant aval :**

Les coordonnées du profil déversoir sont déterminées à l'aide de l'expression suivante :

$\frac{Y}{H} = 0.47\left(\frac{X}{H}\right)^{1.85}$ .....(V.5)

Tableau V.1 Coordonnées du quadrant aval du déversoir.

X/H	Y/H	Y'/H
0,000	0,466	-3,075
0,370	0,133	-2,971
0,740	0,026	-2,856
1,110	0,000	-2,738
1,480	0,026	-2,597
2,220	0,222	-2,294
2,960	0,544	-1,891
3,700	0,947	-1,406
4,440	1,454	-0,810
5,180	2,091	-0,111
6,290	3,230	1,129
7,400	4,570	2,564
9,250	7,252	5,550
11,100	10,449	9,250
12,950	14,127	13,542

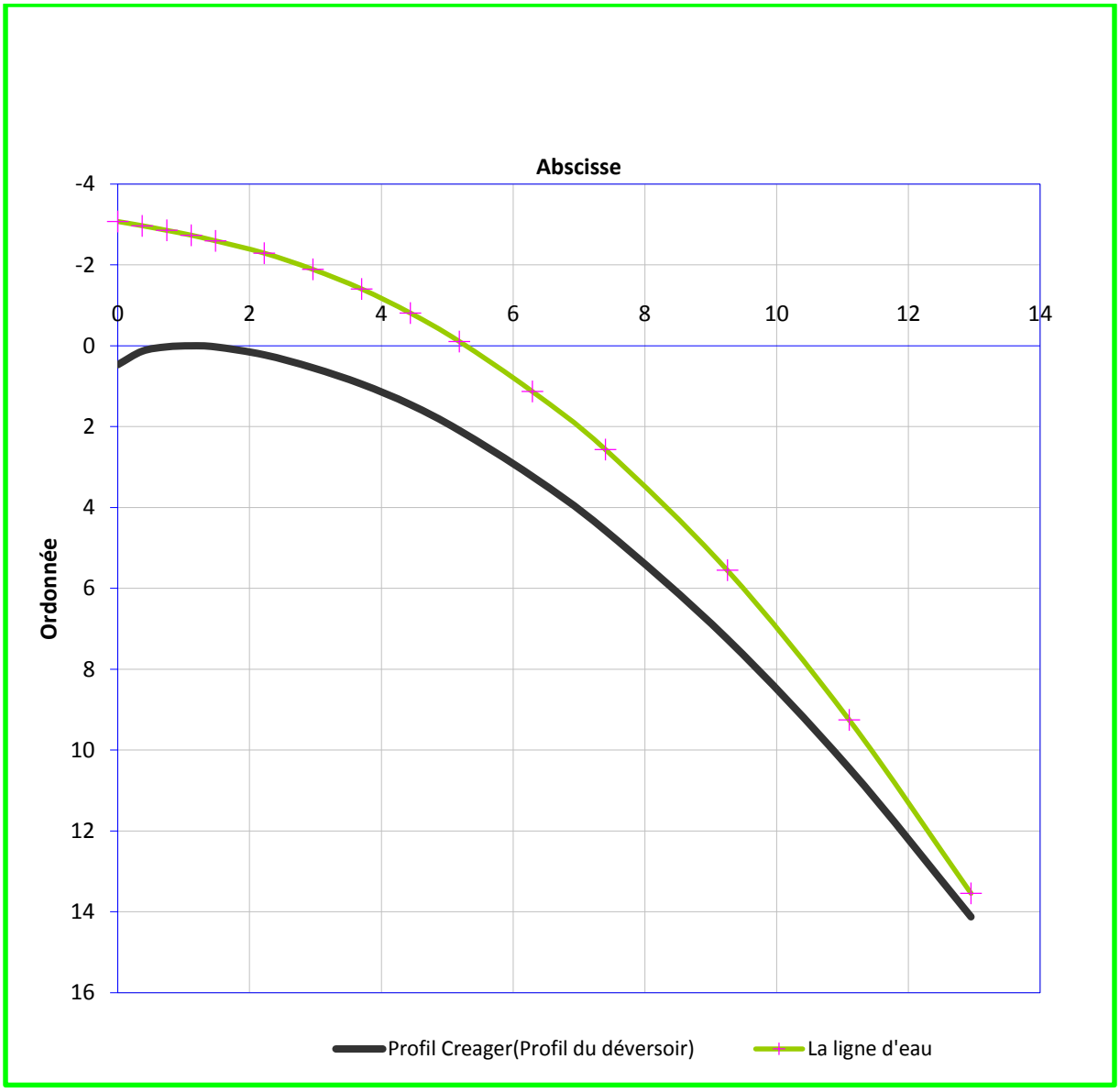


Figure V.2 Profil déversoir type Creager (H=3,7 m)

- **Quadrant amont**

La figure suivante présente la proposition pour le parement amont du l'USCE *(United States Army Corps of Engineers)*, préconisée en 1958. La courbe de la crête se compose de trois arcs circulaires.

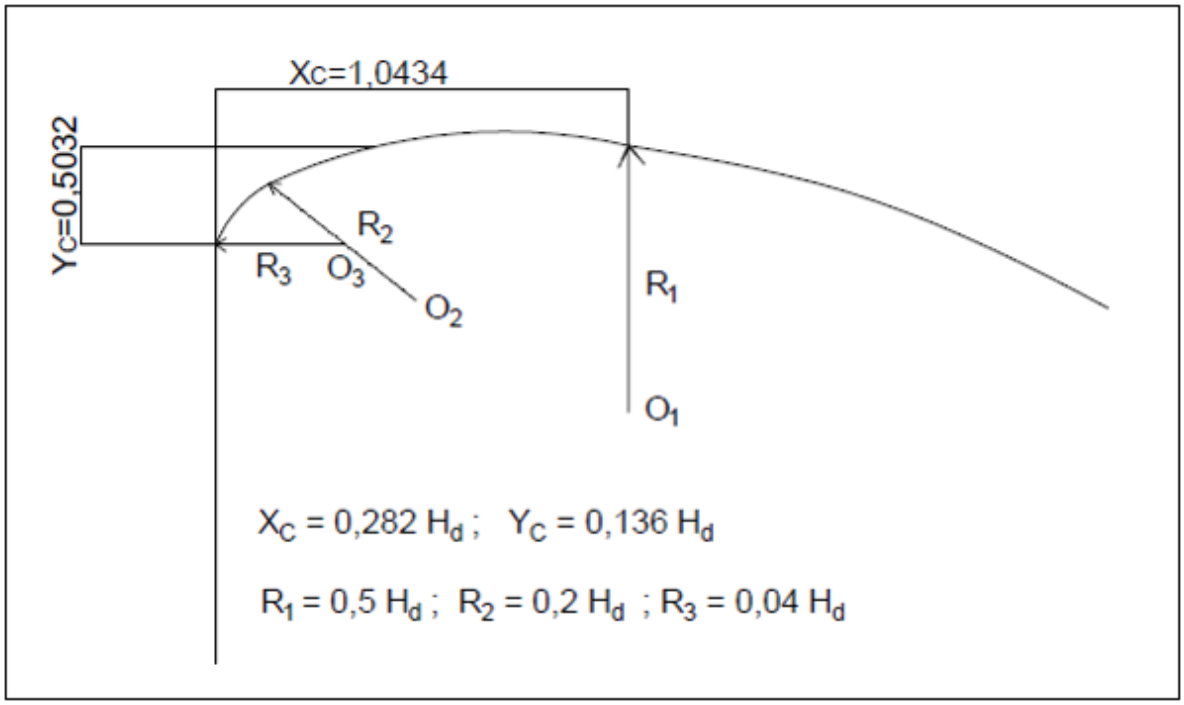


Figure V.3 Schéma du détail du quadrant amont du déversoir

Tableau V.2 les origines O, rayons de courbure R_i

i	Oi	Ri
1	(-0,895 ; -1,85)	1,85
2	(-0,374 ; -0,524)	0,74
3	(-0,148 ; 0)	0,148

$X_C = 1{,}0434\ m$; $Y_C = 0{,}5032\ \ m$; Avec H_d = 3,7 m

Selon l'USCE les recommandations pour le déversoir à parement amont surplombant sont :

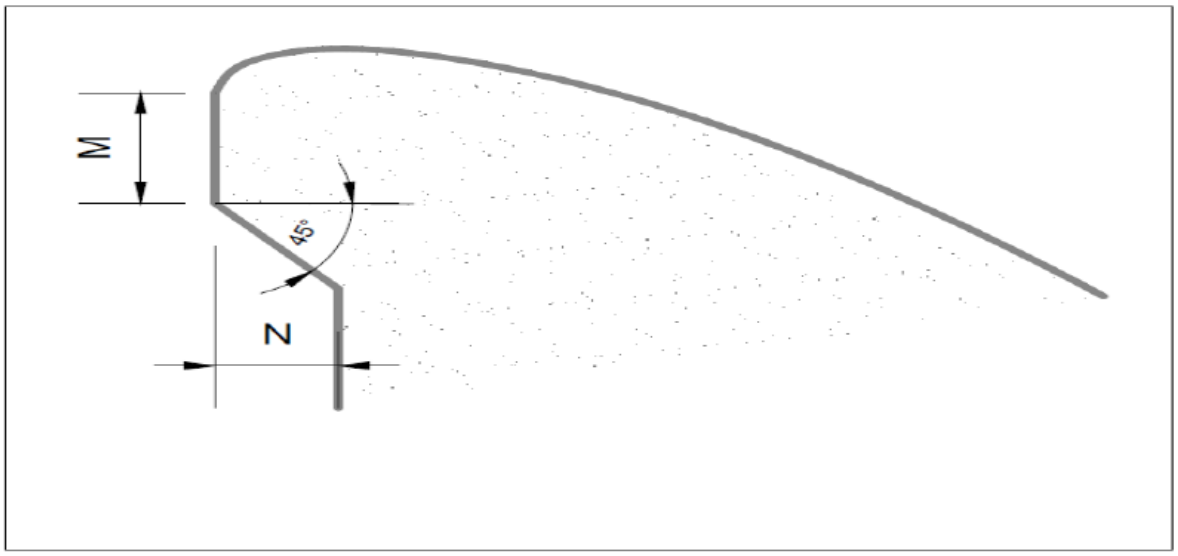


Figure V.4 Schéma du déversoir à parement amont surplombant (source Small Dams)

$\frac{M}{N} = 0{,}5$ et $\frac{M}{H_d} > 0{,}6$

On prend M = 2,5 et N = 5 m ➔ alors $\frac{M}{H_d} > 0{,}6$

- **Rayon de raccordement du déversoir**

Dans le cas où P < 10 on prend R = 0.5× P.
On a P = 2 m < 10 m
D'où R = 0.5 × 2 ➔ R = 1 m.

- On applique le théorème de Bernoulli entre les deux extrémités du déversoir, pour déterminer la hauteur au pied du déversoir.

$$P + H = y_1 + \frac{V_1^2}{2g} \quad \text{.....(V.5)}$$

$$P + H = y_1 + \frac{q^2}{{y_1}^{2\times}2g}$$

Avec :
P : Hauteur de pelle
H : Lame d'eau déversante
y_1 : Lame d'eau au pied du déversoir
q : Débit par unité de largeur
V : Vitesse d'écoulement

AN : $y_1 = 1{,}74\ m$

La hauteur d'eau au pied du déversoir est de : $y_1 = 1{,}74\ m$

V.1.3 Chenal d'écoulement

- **Détermination de la ligne d'eau**

- **Profondeur critique :**

La profondeur critique pour une section rectangulaire est calculée par la formule suivante :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q_{max}^2}{g.b^2}} \quad \text{.....(V.6)}$$

Avec :
Qmax : Débit max évacué (m^3/s)
b : Largeur du déversoir (m)

$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{923.4^2}{9.81\times60^2}}$ ➔ $h_{cr} = 2{,}89\ m$

➢ **Pente critique**

La pente critique est donnée par la formule suivante :

$$I_{cr} = \left(\frac{Q_{max}(b+2h_c)^{2/3}}{K(b\times h_c)^{5/3}}\right)^2 \quad \text{.....(V.7)}$$

$$I_{cr} = \left(\frac{923.4(60+2\times 2.89)^{2/3}}{76(60\times 2.89)^{5/3}}\right)^2 = 0{,}001348 \ \rightarrow$$

➢ **Profondeur normale :**

Pour un écoulement uniforme normal est déduite par la formule de Chézy :

$$Q = S.C.\sqrt{R.I} \quad \text{.....(V.8)}$$

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

$$h_n = \left(\frac{n\times Q_{max}(b+2h_n)^{2/3}}{\sqrt{I}(b)^{5/3}}\right)^{3/5}$$

$$h_n = \left(\frac{0.013\times 923.4(60+2h_n)^{2/3}}{\sqrt{0.001}(60)^{5/3}}\right)^{3/5}$$

Par calcul itératif on trouve :

➢ **Détermination de la hauteur des murs bajoyers**

A l'amont du chenal on adapte une hauteur des murs bajoyers qui atteint le niveau de la crête de la digue (Niveau de crête = 775 m) soit donc une hauteur de 7 m.

A l'aval la hauteur est déterminée par :

$$H_{baj} = Y_{avl} + R \quad \text{.....(V.9)}$$

Avec : $R = 0{,}06 + 0{,}05\, V_{avl} \times Y_{avl}^{1/3}$

$Y_{avl} = 2{,}89\ m$
$V_{avl} = 5{,}33\ m/s$

⇨ $R = 0{,}44\ m$
⇨ $H_{baj} = 2{,}89 + 0{,}44$ ➔

- On prend une hauteur des murs à l'aval égale à 3,5 m

V.1.4 Convergent

Pour passer du chenal d'écoulement au coursier on passe par le convergent afin d'augmenter un peu la lame d'eau et la garder dans le coursier, à travers lequel la lame d'eau vas se baisser à cause de l'effet important de la pente.

$$\theta = Arctg\ [\frac{1}{2Fr_1}\left(\frac{b_1}{b_2} - 1\right)] \quad \text{(V.10)}$$

$$\frac{Fr_2}{Fr_1} = \frac{1}{2}(1 + \frac{b_2}{b_1}) \quad \text{(V.11)}$$

Avec :
b_1 et b_2 sont respectivement les largeurs du début et fin du convergent.

On prend une largeur b_2 égale à 45 m, et on détermine l'angle θ de convergence.

$$Fr_1 = \frac{Q}{S\sqrt{g.h}} \quad \text{(V.12)}$$

$$Fr_1 = \frac{923.4}{(60\times2.89)\sqrt{9.81\times2.89}} = 1{,}00$$

⇨ $\theta = Arctg\ \left[\frac{1}{2\times1}\left(\frac{60}{45} - 1\right)\right] = 9°$

⇨ $Fr_2 = 0{,}875$

Ainsi la hauteur à l'aval du convergent est donnée par :

$$h_2 = \left(\frac{Q}{Fr_2\times b_2\sqrt{g}}\right)^{2/3} \quad \text{(V.13)}$$

$$h_2 = \left(\frac{923.4}{0.875\times45\sqrt{9.81}}\right)^{2/3} = 3{,}82\ m$$

$$L_{conv} = \frac{(b_1 - b_2)}{2} / \tan\theta$$

⇨ La longueur du convergent est donc égale à 45 m

V.1.5 Coursier

Le passage du chenal d'écoulement au coursier se fait avec une rupture de pente afin de passer d'un écoulement fluvial à un écoulement torrentiel dans le coursier.

On continue à partir du convergent

La largeur du coursier est de 45 m avec une longueur de 206 m et une pente de 11%

➢ **Profondeur critique :**

La profondeur critique pour la section rectangulaire est donnée comme suit :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q_{max}^2}{g.b^2}} \quad \text{.....(V.14)}$$

Avec :
Qmax : Débit max évacué (m^3/s)
b : Largeur du coursier (m)

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{923.4^2}{9.81 \times 45^2}} \rightarrow h_c = 3{,}5\ m$$

➢ **Pente critique** :

La pente critique est donnée par la formule suivante :

$$I_{cr} = \left(\frac{n \times Q_{max}(b+2h_c)^{2/3}}{(b \times h_c)^{5/3}}\right)^2 \quad \text{.....(V.15)}$$

$$I_{cr} = \left(\frac{0.013 \times 923.4(45+2\times3.5)^{2/3}}{(45\times3.5)^{5/3}}\right)^2 = 1{,}32 \times 10^{-3}$$

➢ **Profondeur normale :**

Pour un écoulement uniforme normal est déduite par la formule :

$$Q = S.C.\sqrt{R.I} \quad \text{.....(V.16)}$$

$$h_n = \left(\frac{n \times Q_{max}(b+2h_n)^{2/3}}{\sqrt{I}(b)^{5/3}}\right)^{3/5}$$

$$h_n = \left(\frac{0.013 \times 923.4(45+2h_n)^{3/2}}{\sqrt{0.11}(45)^{5/3}}\right)^{3/5}$$

Par itérations successives on trouve :

➢ **Calcul de la ligne d'eau :**

Les paramètres hydrauliques calculés à la fin du convergent sont considérés comme donnés pour le dimensionnement et le calcul de la ligne d'eau dans le coursier

$b_2 = b_{coursier} = 45$ m ; $h_n = 3.82$ m ; pente I du coursier égale à 11%

➢ **Méthode d'intégration indirecte :**

Cette méthode est la solution de l'équation différentielle du mouvement pour les canaux prismatiques, l'équation à résoudre considère qu'il y pas de variation de débit le long du canal : $\frac{dQ}{dX} = 0$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{(S_0 - S_f)}{(1 - Fr^2)} \quad \text{(V.17)}$$

Avec :
S_0 : Pente du fond
S_f : Pente de la ligne d'énergie

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 différence finies :

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_0 - (n^2 Q^2)/(A^2 R^{4/3})}{1 - (Q^2 B)/(gA^3)} \quad \text{(V18)}$$

On choisit des pas de variations arbitraires pour y et on calcul la distance Δx correspondante aux profondeurs y_i, et on calcul la profondeur moyenne : $y_{moy} = \frac{y_i + y_{i+1}}{2}$
A partir de la profondeur moyenne on calcul la section mouillée et le rayon hydraulique moyen, on calcul Δx à chaque valeur de y_i, et l'ajoute à Δx cumulés jusqu'à trouver la somme des Δx égale à la longueur L du coursier.

Avec :
y : Profondeur d'eau dans le coursier
A : Section mouillée
P : Périmètre mouillé
R : Rayon hydraulique
S_0 : Pente moyenne du coursier
Q : Débit maximum à évacuer
B : Largeur du coursier
n : Coefficient de Manning pris égal à 0,013

Tableau V.3 la ligne d'eau du coursier par la méthode d'intégration indirecte :

y (m)	y_{moy} (m)	A_{moy} (m^2)	P_{moy} (m)	R_{moy} (m)	Fr^2	$1-Fr^2$	$n^2Q^2/A^2R^{4/3}$	$S_0-(1-Fr^2)$	Δx (m)	L (m)
3,82										
3,72	3,77	169,65	52,54	3,22896841	0,80105374	0,19894626	0,00104908	0,1089509	0,1826017	0
3,62	3,67	165,15	52,34	3,15533053	0,86833541	0,13166459	0,00114161	0,10885839	0,12095033	0
3,52	3,57	160,65	52,14	3,08112773	0,94336782	0,05663218	0,00124535	0,10875465	0,05207334	0
3,42	3,47	156,15	51,94	3,00635348	1,02729998	-0,0272999	0,00136206	0,10863794	-0,0251293	0
3,32	3,37	151,65	51,74	2,93100116	1,12149154	-0,1214915	0,0014938	0,1085062	-0,1119674	0
3,22	3,27	147,15	51,54	2,85506403	1,22755921	-0,2275592	0,00164308	0,10835692	-0,2100089	0
3,12	3,17	142,65	51,34	2,77853526	1,34743529	-0,3474352	0,00181288	0,10818712	-0,3211429	1
3,02	3,07	138,15	51,14	2,7014079	1,48344203	-0,4834420	0,00200683	0,10799317	-0,4476598	1
2,92	2,97	133,65	50,94	2,62367491	1,63838649	-0,6383864	0,00222937	0,10777063	-0,5923566	2
2,82	2,87	129,15	50,74	2,54532913	1,81568295	-0,8156829	0,00248591	0,10751409	-0,7586754	2
2,72	2,77	124,65	50,54	2,46636328	2,01951181	-1,0195118	0,00278317	0,10721683	-0,9508878	3
2,62	2,67	120,15	50,34	2,38676996	2,25502791	-1,2550279	0,00312947	0,10687053	-1,1743443	5
2,52	2,57	115,65	50,14	2,30654168	2,52863611	-1,5286361	0,0035353	0,1064647	-1,435815	6
2,42	2,47	111,15	49,94	2,2256708	2,84835979	-1,8483597	0,0040139	0,1059861	-1,7439643	8
2,32	2,37	106,65	49,74	2,14414958	3,22433879	-2,2243387	0,00458217	0,10541783	-2,1100214	10
2,22	2,27	102,15	49,54	2,06197013	3,66951049	-2,6695104	0,00526195	0,10473805	-2,5487494	12
2,12	2,17	97,65	49,34	1,97912444	4,20055334	-3,2005533	0,00608169	0,10391831	-3,0798744	16
2,02	2,07	93,15	49,14	1,8956044	4,83921223	-3,8392122	0,00707898	0,10292102	-3,7302507	19
1,92	1,97	88,65	48,94	1,81140172	5,61418898	-4,6141889	0,00830404	0,10169596	-4,5372391	24
1,82	1,87	84,15	48,74	1,726508	6,56388383	-5,5638838	0,00982502	0,10017498	-5,5541651	29
1,72	1,77	79,65	48,54	1,64091471	7,7404446	-6,7404446	0,01173582	0,09826418	-6,8595136	36
1,62	1,67	75,15	48,34	1,55461316	9,21586898	-8,2158689	0,01416811	0,09583189	-8,5732101	45
1,52	1,57	70,65	48,14	1,46759452	11,0914097	-10,091409	0,01731014	0,09268986	-10,887286	56

Suite tableau V.3

1,42	1,47	66,15	47,94	1,37984981	13,5124376	-12,512437	0,02143702	0,08856298	-14,128293	70
1,32	1,37	61,65	47,74	1,29136992	16,6926007	-15,692600	0,0269608	0,0830392	-18,897822	89
1,22	1,27	57,15	47,54	1,20214556	20,9543668	-19,954366	0,03451633	0,07548367	-26,435341	115
1,12	1,17	52,65	47,34	1,1121673	26,7995882	-25,799588	0,04511381	0,06488619	-39,761295	155
1,118	1,119	50,355	47,238	1,06598501	30,6334172	-29,633417	0,0521891	0,0578109	-51,259218	206

Figure V.5 Profil de la ligne d'eau du coursier

➢ **Détermination de la hauteur des murs bajoyers**

Les hauteurs des murs bajoyers sont déterminées selon la relation suivante :

$$H_{baj} = H + R \quad \text{(V.19)}$$

Avec :
R : Revanche (m)
R = $0.06 + 0.05\ V \times H^{1/3}$

Selon la ligne d'eau les hauteurs des murs bajoyers varient dans chaque tronçon de coursier en fonction de la profondeur d'eau et la vitesse d'écoulement.
Le calcul des hauteurs des murs sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau V.4 Hauteur des murs bajoyers dans le coursier.

L (m)	h (m)	V (m/s)	R (m)	H_{baj}
0	3,22	6,373	0,5305186	3,7505186
1	3,02	6,794	0,5510692	3,5710692
10	2,32	8,845	0,6454485	2,9654485
19	2,02	10,16	0,7020662	2,7220662
36	1,72	11,93	0,7747076	2,4947076
56	1,52	13,50	0,8361011	2,3561011
89	1,32	15,54	0,9126381	2,2326381
115	1,22	16,82	0,958616	2,1786160
155	1,12	18,32	1,0113391	2,1313391
206	1,118	18,35	1,0124733	2,1304733

➢ **Dimensionnement des marches du coursier**

Le coursier en marches d'escalier est l'un des types du coursier conçus pour l'évacuation du flot lorsqu'il s'agit des terrains à forte dénivelée afin de diminuer le maximum d'énergie du flux évacué pour être reçu dans le bassin de dissipation.

- Pour une première approche on attribue des valeurs arbitraires relatives aux grandeurs du barrage qui sont la hauteur de chute, la longueur du coursier ainsi que sa dénivelée.
- On choisit à donner les dimensions suivantes qui serviront comme données initiales pour le calcul hydraulique afin de vérifier la création du ressaut au niveau des marches, c'est la condition nécessaire et suffisante sur laquelle on se base pour attribuer les dimensions finales à notre coursier.

Tableau V.5 Pré dimensionnement des marches du coursier

Hauteur totale de chute (m)	Hauteur estimée pour la marche (m)	Longueur de la marche (m)	Longueur totale du coursier (m)	Nombre de marches
23	2	18,5	206	11

On vérifie alors si il y a eu lieu la formation du ressaut hydraulique, par les relations suivantes *« lower limits of step heiht for nappe flow occurrence »* établi par Rand (1955) ; Yasuda *et al*. (2001).

Avec,
h_c : Hauteur critique égale à 3,5 m
h : Hauteur de la marche initialement prie égale à 2 m
l : Longueur de la marche initialement prie égale à 18.5 m
h_{min} : Hauteur minimale de la marche nécessaire pour la création du ressaut en (m)

Tableau V.6 Vérification du ressaut dans les marches du coursier.

Condition	Expression correspondante pour déterminer h_{min}	Résultats	Remarques
$0{,}2 \leq \frac{h}{l} \leq 0{,}6$	$\frac{h_c}{h_{min}} \leq 0{,}0916\left(\frac{h}{l}\right)^{-1.276}$	$\frac{h}{l} = 0.108$	➔ Non vérifiée
$0{,}1 \leq h/l \leq 0{,}6$ et $0 \leq h/h_c \leq 1{,}37$	$\frac{h_{min}}{h_c} = 0{,}57\left(\frac{h}{l}\right)^3 + 1{,}3$	$h/l = 0{,}108$ et $h/h_c = 0{,}57$	➔ Vérifiée

Ainsi on détermine la hauteur minimale de la marche par l'expression

$$\frac{h_{min}}{h_c} = 0{,}57\left(\frac{h}{l}\right)^3 + 1{,}3 \quad \text{(V.20)}$$

⇨ On trouve une hauteur de marche égale à 4,55 m, on prend alors h_{marche} égale à 4,6 m

Et pour cela on a donc un nombre de marche réduit à 5, et une longueur de marche de 41 m.

h_{marche} (m)	Longueur de la marche (m)	Nombre de marches
4,6	41	5

Figure V.6 Schéma illustratif du coursier en marches d'escalier

✓ **Calcul de l'énergie cinétique dissipée dans le coursier**

$$\frac{\Delta E}{E_0} = 1 - \frac{\left[(1-\alpha)\left[1+1.5\times\left(\frac{h_c}{h}\right)\right]+\sum_{i=1}^{N-1}(1-\alpha)^i\right]}{N+1.5\times\left(\frac{h_c}{h}\right)} \quad \text{(V.21)}$$

Avec :
$\Delta E/E_0$: Taux d'énergie cinétique dissipée
α : Taux d'énergie moyenne égarée par marche donnée par la relation suivante
$\alpha = -0.746 \times log(h_c/h) - 0.5481 \times log(h/l) - 0.0455$ ……..…..(V.22)
h_c : Hauteur critique dans le coursier égal à 3,5 m
h : Hauteur de la marche égale à 4,6 m
N : Nombre de marches (N=5)

$\frac{\Delta E}{E_0} = 75{,}32\ \%$ ➔ Environ 75 % d'énergie cinétique de l'eau est dissipée dans le coursier à travers les marches.

- **Vérification des phénomènes d'aération et les vagues roulantes le long du coursier**

- **Aération du coursier**

Du fait de l'importance de la pente dans le coursier, on est dans des régimes d'écoulement à grandes vitesses, cela présente des risques d'érosion du fond élevés suite à la cavitation, le phénomène d'aération commence à partir d'une section V> V_{cr}

V_{cr} est donnée par la formule de Voinitch Syanogensky

$$V_{cr} = 6.63\sqrt{gR.cos\theta}\sqrt{1+\frac{0.0011}{R^2}}\left(1+\frac{8.71\,n}{R^{1/6}}\right) \text{ ……..(V.23)}$$

Avec ,
V_{cr} : Vitesse critique en (m/s)
θ : Angle d'inclinaison du radier du coursier en (°)
R : Rayon hydraulique en (m)
n : Coefficient de rugosité pris égal à 0,013

Tableau V.7 Vitesses critiques pour différentes sections dans le coursier

Section	h (m)	R_h	V_{cr} (m/s)	V (m/s)	V_{cr} > V
1	3,22	2,81687403	38,1756882	6,37267081	vérifiée
2	3,02	2,66261755	37,1464473	6,79470199	vérifiée
3	2,32	2,10314263	33,1316236	8,84482759	vérifiée
4	2,02	1,85358891	31,1652048	10,1584158	vérifiée

5	1,72	1,59785301	29,0043447	11,9302326	vérifiée
6	1,52	1,42381349	27,4311272	13,5	vérifiée
7	1,32	1,24685139	25,7274159	15,5454545	vérifiée
8	1,22	1,15725126	24,8176979	16,8196721	vérifiée
9	1,12	1,06689246	23,8631957	18,3214286	vérifiée
10	1,118	1,06507748	23,8436101	18,3542039	vérifiée

V.1.6 Bassin de dissipation

La vitesse de l'écoulement dans le coursier atteint des valeurs très élevées au niveau du pied du barrage, comme il est déjà mentionné dans le tableau V.5. Cet écoulement peut endommager par son importante énergie cinétique le lit naturel de la rivière, pour cela on a recourt à concevoir un bassin de dissipation qui sert à contrôler la vitesse de l'écoulement et de dissiper une partie de cette énergie cinétique, afin d'avoir un régime fluviale à l'entrée du lit de la rivière.

D'après les tests réalisés par l'USBR, le type du bassin de dissipation à projeter soit en fonction du type de ressaut.

Tableau V.8 Type du bassin de dissipation selon l'USBR

Intervalle de nombre de Froude	Type de ressaut hydraulique	Type du bassin de dissipation selon l'USBR
$1 \leq Fr \leq 1,7$	Ressaut ondulé	Bassin type I
$1,7 \leq Fr \leq 2,5$	Ressaut faible de petites apparitions en surface	Bassin type I
$2,5 \leq Fr \leq 4,5$	Ressaut oscillant	Bassin type II
$4,5 \leq Fr \leq 9$	Ressaut stable	Bassin type III
$Fr > 9$	Ressaut fort	Bassin type III

⇨ Pour notre cas on a une vitesse de 18,35 m/s au pied du coursier avec une lame d'eau de 1,118 m. Le nombre de Froude est calculé comme suit :

$F_r = \frac{V}{\sqrt{g.y}} = \frac{18.35}{\sqrt{9,81 \times 1,118}} = 5.54$

5,54 > 4,5, on est en présence d'un ressaut stable, on projette donc un bassin de dissipation USBR type III.

Figure V.7 Bassin de dissipation USBR type III

D'après les abaques (Annexe V) on a : $\frac{d_2}{d_1} = \frac{1}{2}\left(\sqrt{1 + 8F_r^2} - 1\right)$

$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2}\left(\sqrt{1 + 8 \times 5.54^2} - 1\right) = 7,35$ ➔ $d_2 = 8,21$

$\frac{L}{h_2} = 3,98$ ⇨ $L = 32,70\ m$ .On prend L = 33 m

avec ,
h_1 : Tirant d'eau avant le ressaut égal à 1.118 m
h_2 : Tirant d'eau après le ressaut
L : Longueur de bassin de dissipation

- **Dimensionnement des blocs de chutes :**

On a : $d_1 = S_1 = W_1 = h_1 = 1.12\,m$

Avec :
W_1 : L'épaisseur du bloc de chute
S_1 : L'espacement entre deux blocs de chutes successives
d_1 : La hauteur du bloc de chute

Ainsi le nombre de blocs de chute est de 20 blocs de 1.12 m d'épaisseur

$N = b/(2 * W_1) \Rightarrow N = 45/(2 * 1.12) = 20$

- **Dimensionnement des blocs de chicane :**

On a : $S_2 = W_2 = 0{,}75\,h_3$ $Avec : h_3 / d_1 = 1{,}5 \Rightarrow h_3 = 1{,}68\,m$

Avec :
W_2 : L'épaisseur du bloc de chicane
S_2 : L'espacement entre deux blocs de chicanes successives
h_3 : La hauteur du bloc de chicane

Alors $S_2 = W_2 = 1{,}26\,m$

Ainsi le nombre de blocs de chicane est de 20 blocs de 1.26 m d'épaisseur

$N = b/(2 * W_2) \Rightarrow N = 45/(2 * 1.26) = 18$

- **Hauteur du seuil terminal**

On a $\frac{h_4}{d_1} = 1{,}2 \Rightarrow h_4 = 1{,}35\,m$

V.1.7 Canal de fuite

Le canal de fuite vient suite au bassin de dissipation pour guider l'écoulement jusqu'au cours d'eau naturel.

Le canal de fuite proposé est de section rectangulaire de largeur 40 m, un fruit de talus m=2 et une pente I= 1%

➢ **Profondeur critique**

$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0{,}015 \times {\sigma^2}_{cr}\right) \times K$ ……(V.24)

Avec :

$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \times b^2}} = \sqrt[3]{\frac{923.4^2}{9{,}81 \times 40^2}} = 3{,}88$

$\sigma_{cr} = \frac{K \times m}{b} = \frac{3{,}88 \times 2}{40} = 0{,}19$

⇨

➢ **Pente critique**

$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \times C_{cr}^2 \times R_{cr}}$ ……..……..(V.25)

Avec :

S_{cr} : Section mouillée : $S_{cr} = b \times h_{cr}$; $S_{cr} = 40 \times 3{,}55 = \mathbf{142\ m^2}$

R_{cr} : Rayon hydraulique critique : $R_{cr} = S_{cr}/P_{cr}$; $R_{cr} = 40/47{,}1 = \mathbf{3{,}01\ m}$

C_{cr} : Coefficient de Chézy : $C_{cr} = \frac{1}{n} \times {R_{cr}}^{1/6}$; $C_{cr} = \frac{1}{0{,}013} \times 3{,}01^{1/6} =$ **92,43**

Ainsi :

➢ **Profondeur normale**

$Q = \frac{1}{n} S \sqrt{RI}$ ……(V.26)

⇨ $Q = \frac{1}{n} \frac{(b \times h_n)^{5/3}}{(b+2h_n)^{2/3}} \sqrt{I}$

Avec : n : Coefficient de Manning égal à 0,013

Par itérations successives on obtient une profondeur normale de 2m

- **Vitesse dans le canal**

$V = Q/S = 6{,}5\ m/s$

V.2 ETUDE GENIE CIVIL

Introduction :

L'étude génie civil de l'évacuateur de crues comme tout ouvrage en génie civil, elle se comporte sur le calcul de stabilité et le ferraillage de ses éléments, afin qu'il résiste aux différentes charges qui lui seront appliquées à savoir la poussée des terres, la poussée hydrodynamique de l'eau, le poids propre de la structure.

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 jouent le rôle de fluidifiant retardataire de prise et accélérateurs de prise (accélération de durcissement du béton).

V.2.1 Etude de stabilité

Le calcul de stabilité se vise à vérifier la résistance des éléments de l'évacuateur de crues vis-à-vis le renversement, le glissement et le poinçonnement. Afin de connaitre les dimensions de ces éléments.

V.2.1.1 Stabilité du déversoir

Pour le calcul de stabilité du déversoir on se met dans le cas le plus défavorable, là où la charge déversante est maximale H_d = 3,7 m

Figure V.8 Répartition des forces agissantes sur le déversoir

- Pré-dimensionnement de l'ouvrage

Avant de calculer les forces qui agissent sur le déversoir, on doit dimensionner le radier de ce dernier et vérifier les infiltrations au-dessous de cet ouvrage par la méthode de Bligh.

✓ Avant radier :

- Longueur : $L_{ar} = (0 \div 2)h_1 \Rightarrow L_{ar} = 1 \times h_1 \Rightarrow L_{ar} = 5{,}7\ m$
- Epaisseur : $T_{ar1} = (0{,}4 \div 0{,}6)m \Rightarrow T_{ar1} = 0{,}5\ m$

$$T_{ar2} = 0{,}75 + 0{,}05\ h_1 \Rightarrow T_{ar2} = 1\ m$$

✓ Radier

- Longueur : $L_r = (1{,}25 \div 2{,}5)h_1 \Rightarrow L_r = 2 \times h_1 \Rightarrow L_r = 11{,}4\ m$
- Epaisseur : $T_{r1} = (0{,}25 \div 0{,}3)h_1 \Rightarrow T_{r1} = 0{,}3 \times h_1 \Rightarrow T_{r1} = 1{,}71\ m$

$$T_{r2} = (0{,}13 \div 0{,}15)h_1 \Rightarrow T_{r2} = 0{,}15 \times h_1 \Rightarrow T_{r2} = 0{,}86\ m \approx (1\ m)$$

- Longueur de la parafouille : $S_1 = (2 \div 7)m \Rightarrow S_1 = 2\ m$

$$S_2 = T_{r2} \Rightarrow S_2 = 0{,}86\ m$$

Figure V.9 Schéma de pré-dimensionnement du radier du déversoir

✓ **Méthode du contour linéaire (Méthode de Bligh)**

Cette méthode de calcul considère une variation linéaire des sous-pressions, et a pour but de vérifie le pré-dimensionnement préalablement fait en comparant la longueur du contour déployé (LCD) qui doit être supérieur à la longueur du contour théorique de Bligh ($LC_{théorique}$).

Avec : $LC_{théorique} = \Delta H \times C$

C : Coefficient de proportionnalité dépend du type de sol égal à 2,5 pour les marnes

ΔH : différence de charge entre l'amont et l'aval du déversoir

$\Delta H = H_1 - H_2 = 5{,}7 - 1{,}74 = 3{,}96\ m$

$LC_{théorique} = 3{,}96 \times 2{,}5 = 10\ m \Rightarrow \boldsymbol{LC_{théorique} = 10\ m}$

$LCD = 0{,}5 + 5{,}72 + 0{,}71 + 2 + 0{,}7 + 7{,}57 + 0{,}7 + 0{,}86 + 0{,}86 = 16{,}6\ m$

$\Rightarrow \boldsymbol{LCD = 19{,}62\ m}$

LCD > $LC_{théorique}$. Alors la condition de Bligh est vérifiée.

Après avoir calculé les épaisseurs dans chaque tronçon du radier, on doit les corrigées avec les épaisseurs de Bligh en procédant comme suit :

$$h_x = \frac{\Delta H}{L_{LCD}} \times l_x \quad \text{.....(V.27)}$$

$$h_x = \frac{3{,}96}{19{,}62} \times l_x$$

$$t_x = n \times \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_b - \gamma_w}\right) \times h_x$$

Avec :
t_x : Epaisseur de radié (m) (épaisseur de Bligh)
γ_w : Poids spécifique de l'eau (10 kN / m^3)
γ_b : Poids spécifique du béton (24 kN / m^3)
n : Coefficient de sécurité varie entre (0,85 ÷ 1,25). On prend n =1
h_x : Sous-pression au point considéré du radié

Tableau V.9 Epaisseurs du radié selon la méthode de Bligh

Point	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
l_x (m)	0	0,86	1,72	2,42	9,99	10,69	12,69	13,4	19,12	19,62
h_x (m)	0	0,17	0,35	0,49	2.02	2,16	2,56	2,7	3,86	3,96
t_x (m)	0	0,12	0,25	0,35	1,44	1,54	1,83	1,93	2,76	2,83
$t_{pré}$ (m)	0	0,86	0,86	0,35	1,21	1,71	1,71	1	0,5	0
t_d (m)	0	0,5	0.5	0.35	1.3	1,6	1,6	1.2	1.2	0

➢ **Calcul des forces**

a) Forces verticales

- **Sous pressions dynamiques**

$$F_{sp}^{d} = \gamma_w \times S_{sp}^{d} \times l$$

Avec :
S_{sp}^{d} : Epure des sous-pressions dynamiques (S_{sp}^{d} = 3,96×17,1 /2 = 33,858 m²)
l : Largeur de déversoir (l = 1mL)
γ_w : 1 t / m^3

⇨ $\boldsymbol{F_{sp}^{d} = 33,858\ t}$

- **Sous-pressions statiques**

$F_{sp}^{S} = \gamma_w \times S_{sp}^{s} \times l$

Avec :
S_{sp}^{S} : Epure des sous-pressions statiques (S_{sp}^{S} = 1,74×17,1 = 29,754 m²)
l : Largeur de déversoir (l = 1mL)
γ_w : 1 t / m^3

⇨ $\boldsymbol{F_{sp}^{S} = 29,754\ t}$

- **Poids de rideau**

$P_r = \gamma_b \times S_r \times l$ ⇨ $P_r = 2,4 \times 5 \times 1$
S_r : $surface\ su\ rideau$. (Section de déversoir de hauteur de pelle de 2 m tirée du profil Creager « Figure V.2 »)
$\boldsymbol{P_r = 12\ t}$

- **Poids de la semelle**

$P_s = \gamma_b \times S_s \times l$ ⇨ $P_r = 2,4 \times 15,33 \times 1$
S_r : $surface\ de\ la\ semelle$.
$\boldsymbol{P_s = 36,79\ t}$

- **Poids de l'eau amont**

$P_w^a = \gamma_w \times S_w \times l$ ⇨ $P_w^a = 1 \times 32,49 \times l$
S_w : $surface\ de\ l'eau\ en\ amont\ du\ déversoir$. ($S_w = L_{av} \times h_1 = 5,7 \times 5,7$)
$\boldsymbol{P_w = 32,49\ t}$

- **Poids de l'eau en aval**

$P_w^{av} = \gamma_w \times S_w^{av} \times l$ ⇨ $P_w^{av} = 1 \times 11,14 \times 1$
S_w^{av} : $surface\ de\ l'eau\ en\ aval\ du\ déversoir$.
($S_w^{av} = (L_r - L_{dévrsoir}) \times h_1 = (11,4 - 5) \times 1,74$)
$\boldsymbol{P_w^{av} = 11,14\ t}$

b) Forces horizontales

- **Poussée de l'eau amont**

$F_w = \gamma_w \times S_w \times l$ ⇨ $F_w = 1 \times 16.25 \times 1$
$S_w\ Epure\ de\ pression\ hydrostatique\ en\ amont$.
$\boldsymbol{F_w = 16,25\ t}$

- **Poussée de l'eau aval**

$F'_w = \gamma_w \times S'_w \times l$ ⇨ $F_w = 1 \times 5,57 \times 1$

S'_w *Epure de pression hydrostatique en aval.*
$\boldsymbol{F'_w = 5,57\ t}$

- **Stabilité au renversement**

La stabilité au renversement consiste à vérifier l'aptitude de l'ouvrage à ne pas pivoter sous l'effet des différentes charges horizontales et verticales autour de l'axe A.

Figure V.10 Représentation des points d'application des forces suivant le repère (XOY)

Pour que la stabilité au renversement soit vérifiée, on doit satisfaire la condition suivante :

$\frac{M_s}{M_r} > (1 \div 3)$: Les moments des forces stabilisatrices doit être supérieur au moment des forces déstabilisatrices.

$M_{S/A} = P_r \times 10,33 + P_s \times 8,55 + P_w^a \times 14,25 + P_w^{av} \times 3,2 + F'_w \times 0,58 = 940,38\ t.m$
$M_{r/A} = F_{sp}^d \times 11,4 + F_{sp}^s \times 8,55 + F_w \times 1,9 = 671,25\ t.m$

$\frac{M_s}{M_r} = 1,4$ ⇨ La condition de stabilité au renversement est vérifiée.

- **Stabilité au glissement**

On doit ainsi vérifier que notre ouvrage ne subit pas des glissements et résiste face aux forces qui lui seront appliquées. Et pour cela on doit satisfaire la condition suivante :

$\frac{tan\theta.\sum Forces\ verticales + C.S}{\sum Forces\ horizontales} \geq 1,2 \Rightarrow \frac{tan\theta.\sum Fv + C.S}{\sum Fh} \geq 1,2$

Avec :
θ : Angle de frottement (θ =30°)
C : Cohésion (C =50 kN / m²)
S : Largeur de déversoir égale à 60 m
$\sum F_v$: Somme des forces verticales ($\sum F_v$ =156,032 t =1560,32 kN)
$\sum F_h$: Somme des forces horizontales ($\sum F_h$ =21,82 t = 218,2 kN)

$\frac{tan30 \times 1560,32 + 50 \times 60}{218,2} = 17,88 > 1,2$

Alors la stabilité au glissement est vérifiée.

- **Stabilité au poinçonnement**

Un ouvrage est stable au poinçonnement si la contrainte transmise par le radier de ce dernier est inférieure à la contrainte du sol (σ_{sol} = 1,5 bar).

Contrainte maximales et minimales du radié :

$$\sigma_1 = \frac{N}{100\beta} + \frac{6M_G}{100\beta^2} \quad ; \quad \sigma_2 = \frac{N}{100\beta} - \frac{6M_G}{100\beta^2}$$

N = ∑ F_v : Somme des forces verticales ⇨N = 156,032 t
M_G : Somme des moments par rapport au centre de gravité du radié.
β : Longueur du radié de déversoir (β = 17.1m)

$$M_G = P_r \times 1{,}78 + P_w^a \times 5{,}7 + F'_w \times 0{,}58 - P_w^{av} \times 5{,}35 - F_{sp}^d \times 2{,}85 - F_w \times 1{,}9$$
$$M_G = 22{,}81\ t.m$$

⇨ $\sigma_1 = 0{,}959\ bar$
Et ⇨ contraintes transmise par le radié sont inférieures à celle du sol.
$\sigma_2 = 0{,}866\ bar$

La stabilité au poinçonnement est vérifiée.

V.2.1.2 Stabilité des murs bajoyers

➢ **Calcul des forces**

✓ **Forces verticales**

- Poids de radié : $P_{ra} = \gamma_b \times S_{ra} \times l$ ⇨ $P_{ra} = 2{,}4 \times 11{,}2 \times 1$ ⇨ $P_{ra} = 26{,}88\ t$
- Poids de rideau : $P_r = \gamma_b \times S_r \times l$ ⇨ $P_r = 2{,}4 \times 3{,}25 \times 1$ ⇨ $P_r = 7{,}8\ t$
- Poids de l'eau : $P_w = \gamma_w \times S_w \times l$ ⇨ $P_w = 1 \times 15{,}66 \times 1$ ⇨ $P_w = 15{,}66\ t$
- Poids des terres : $P_t = \gamma_t \times S_r \times l$ ⇨ $P_t = 1{,}25 \times 42{,}25 \times 1$ ⇨ $P_t = 52{,}81\ t$

✓ **Forces horizontales**

- Poussée de l'eau : $F_w = \gamma_w \times S_w \times l$ ⇨ $F_w = 1 \times 7{,}30 \times 1$ ⇨ $P_w = 7{,}30\ t$
- Poussée des terres : $F_t = A_p \times \gamma_t \times S_t \times l$ ⇨ $F_t = 0{,}333 \times 1{,}25 \times 21{,}13 \times 1$
  ⇨ $F_t = 8{,}79\ t$

Avec : $A_p = tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) =$ 0,333 et (φ = 30°).

➢ **Stabilité au renversement**

$M_s = P_{ra} \times 8 + P_r \times 9{,}25 = 287{,}19\ t.m$
$M_r = F_t \times 2{,}16 = 19{,}05\ t.m$

$\frac{M_s}{M_r} = 15{,}07 > 3$ ⇨ La stabilité au renversement est vérifiée.

- **Stabilité au glissement**

$\sum F_h = 16{,}09t$; $\sum F_v = 103{,}07\ t$

$\frac{tan\theta.\sum Forces\ verticales + C.S}{\sum Forces\ horizontales} \geq 1{,}2 \Rightarrow \frac{tan\theta.\sum Fv + C.S}{\sum Fh} \geq 1{,}2$

$\frac{tan30 \times 1030{,}7 + 50 \times 15}{160{,}9} = 8{,}36 > 1{,}2$

D'où la vérification de la stabilité face au glissement.

- **Stabilité au poinçonnement**

Contrainte maximales et minimales du radié :

$$\sigma_1 = \frac{N}{100\beta} + \frac{6M_G}{100\beta^2}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{100\beta} - \frac{6M_G}{100\beta^2}$$

N = $\sum F_v$: Somme des forces verticales ⇨N = 103,07 t
M_G : Somme des moments par rapport au centre de gravité du radié.
β : Longueur du radié de déversoir (β = 16 m)

$M_G = P_r \times 1{,}25 + P_t \times 4{,}75 - P_w \times 3{,}5 - F_t \times 2{,}16 + F_w \times 1{,}27$
$M_G = 196{,}07\ t.m$

⇨ $\sigma_1 = 1{,}1\ bar$
Et ⇨ contraintes transmise par le radié sont inférieures à celle du sol.
$\sigma_2 = 0{,}185\ bar$

La stabilité du mur bajoyer au poinçonnement est vérifiée.

V.2.2 Ferraillage

V.2.2.1 Ferraillage du rideau de coursier

Figure V.11 Forces déterminantes pour le calcul du ferraillage du rideau du coursier

A- Calcul des moments

Le calcul des aciers pour le ferraillage de rideau se fait à l'encastrement et à la mi-hauteur.

- **A l'encastrement :**

- Poussée de l'eau : $M_w = 1{,}35 \times F_w \times \frac{h_w}{3} = 1{,}35 \times 7{,}3 \times \frac{4}{3}$

$$\boldsymbol{M_w = 13{,}14\ t.m}$$

- Poussée des terres : $M_t = 1{,}35 \times A_P \times F_t \times \frac{h_t}{3} = 1{,}35 \times 0{,}333 \times 8{,}79 \times \frac{5}{3}$

$$\boldsymbol{M_t = 6{,}59\ t.m}$$

- Le moment à l'encastrement : $M_e = 1{,}35 \times F_w \times \frac{h_w}{3} - A_P \times\ 1{,}35 \times F_t \times \frac{h_t}{3} = 8{,}53\ t.m$

$$\boldsymbol{M_e = 6{,}55\ t.m}$$

(1,35 : coefficient de pondération pour les charges permanentes).

- **A mi-hauteur :**

- Poussée de l'eau : $M_w = 1{,}35 \times F'_w \times \frac{h_w}{6} = 1{,}35 \times 1{,}83 \times \frac{4}{6}$

$$\boldsymbol{M_w = 1{,}64\ t.m}$$

- Poussée des terres : $M_t = 1{,}35 \times A_P \times F'_t \times \frac{h_t}{3} = 1{,}35 \times 0{,}333 \times 2{,}2 \times \frac{5}{6}$

$$\boldsymbol{M_t = 0{,}82.m}$$

- Le moment à la mi-hauteur est : $M_{h/2} = 1{,}35 \times F_w \times \frac{h_w}{3} - A_P \times\ 1{,}35 \times F_t \times \frac{h_t}{3} = 0{,}82\ t.m$

$$\boldsymbol{M_{h/2} = 0{,}82\ t.m}$$

B- Calcul des aciers

$$\mu = \frac{M_\mu}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} \quad \text{.....(V.28)}$$

Avec :

σ_{bc} : Contrainte admissible du béton (σ_{bc} = 150 bar)
b : Largeur de la section à ferrailler (b = 100 cm)
d : Hauteur de la section à ferrailler (d = 45 cm)
e : Enrobage e = 5 cm
A_s : Section des aciers (cm²)

- **Calcul à l'encastrement :**

$$\mu = \frac{M_\mu}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{6{,}59 \times 10^5}{142 \times 100 \times 45^2} = 0{,}023$$

Vérification de l'existence des aciers comprimés :

$$\mu_l = 0{,}8\alpha_l - 0{,}32\alpha_l^2$$

$$\alpha_l = \frac{3{,}5}{1000\varepsilon_l + 3{,}5} = 0{,}668 \qquad \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = 0{,}0017$$

E_s = $2{,}1 \times 10^6$ bar
γ_s = 1,15 coefficient de sécurité pour les aciers

Figure V.12 Schéma de la section à ferrailler

Donc : $\mu_l = 0{,}396$

$\mu < \mu_l$ ⇨ pas d'aciers comprimés.

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Avec :

σ_s = $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 3478{,}26\ bar$ (contrainte maximale de l'allongement de l'acier)

α = $\frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0{,}8} = 0{,}029$

β = $1 - 0{,}4\,\alpha = 0{,}988$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6{,}59 \times 10^5}{0{,}988 \times 45 \times 3478{,}26} = 4{,}26\ cm^2 \Rightarrow A_s = 4{,}26\ cm^2$$

- **Calcul à mi-hauteur :**

$$\mu = \frac{M_\mu}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{0{,}82 \times 10^5}{142 \times 100 \times 45^2} = 0{,}0029$$

$\mu < \mu_l$ ⇨ pas d'aciers comprimés.

$$A'_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A'_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0{,}82 \times 10^5}{0{,}99 \times 45 \times 3478{,}26} = 0{,}524\ cm^2 \Rightarrow A'_s = 0{,}524\ cm^2$$

V.2.2.2 Ferraillage de la semelle du coursier

La semelle est soumise aux charges dues au poids des terres, poids du radier, ainsi qu'à son poids propre et équilibrée par la réaction du sol.

Nous divisons la semelle en deux parties QP et NM des consoles encastrent respectivement aux points P et N.

Figure V.13 Différentes contraintes agissantes sur la semelle

- **Contrainte du radier**

$$\sigma_s = \frac{1{,}35 \times P_s}{100 \times QM} = \frac{1{,}35 \times 15960}{100 \times 950} = 0{,}226 bar$$

Avec : $P_s = \gamma_b \times S_s \times l = 2{,}4 \times 9{,}5 \times 0{,}7 \times 1 \times 10^3 = 15960\ daN$

QM : *Langueur de la base en cm* ($QM = 950\ cm$)

- **Contraintes de rideau et des terres**

$$\sigma_{t,r} = \frac{1{,}35 \times (P_t + P_r)}{100 \times NM} = \frac{1{,}35 \times (15{,}62 + 7{,}8) \times 1000}{100 \times 250} = 1{,}26\ bar$$

Avec : $P_r = \gamma_b \times S_r \times l = 2{,}4 \times 6.5 \times 0{,}5 \times 1 \times 10^3 = 7800\ daN$

$P_t = \gamma_t \times S_s \times l = 1{,}25 \times 5 \times 2{,}5 \times 1 \times 10^3 = 15625\ daN$

NM : *Langueur de l'avantradier en cm* ($NM = 250\ cm$)

- **Contraintes du sol**

$$\sigma_1 = \frac{N}{100\beta} - \frac{6M_G}{100\beta^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{100\beta} + \frac{6M_G}{100\beta^2}$$

N = $\sum F_v$: Somme des forces verticales ⇨N = 69,025 t

M_G : Somme des moments par rapport au centre de gravité du radié.

β : Longueur du radié du coursier (β = 9,5 m)

$M_G = P_r \times 2 + P_t \times 3{,}5$ ⇨ $\boldsymbol{M_G = 70{,}29\ t.m}$

Alors : $\sigma_1 = 0{,}259\ bar$; $\sigma_2 = 1{,}19\ bar$

- Au point Q : $\sigma_Q = \sigma_s - \sigma_1 = 0{,}226 - 0{,}259 = -0{,}033\ bar$
- Au point P : $\sigma_P = \sigma_s - \sigma'_P = 0{,}226 - 0{,}896 = -0{,}67\ bar$
- Au point N : $\sigma_N = \sigma_{t,r} + \sigma_s - \sigma'_N = 1{,}26 + 0{,}226 - 0{,}945 = 0{,}541\ bar$
- Au point M : $\sigma_M = \sigma_{t,r} + \sigma_s - \sigma_2 = 1{,}26 + 0{,}226 - 1{,}19 = 0{,}296\ bar$

Figure V.14 Diagrammes des contraintes exerçant sur la radier

- **Partie NM :**

$$M_N = \sigma_M \times MN \times l \times \frac{MN}{2} + (\sigma_N - \sigma_M) \times MN \times l \times \frac{MN}{3}$$
$$M_N = [0{,}296 \times 250 \times 100 \times \frac{250}{2} + (0{,}541 - 0{,}296) \times 250 \times 100 \times \frac{250}{3}] \times 10^{-5}$$
$$\boldsymbol{M_N = 14{,}35416\ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_\mu}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{M_N}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{14{,}35 \times 10^5}{142 \times 100 \times 65^2} = 0{,}024$$

$\mu < \mu_l$ ⇨ pas d'aciers comprimés.

$$A_s = \frac{M_N}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Avec :

σ_s = $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 3478{,}26\ bar$ (contrainte maximale de l'allongement de l'acier)

α = $\frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0{,}8} = 0{,}03$

β = $1 - 0{,}4\,\alpha = 0{,}988$

$$A_s = \frac{M_N}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{14{,}35 \times 10^5}{0{,}988 \times 65 \times 3478{,}26} = 6{,}43\ cm^2 \Rightarrow A_s = 6{,}43\ cm^2$$

- **Partie PQ :**

$$M_P = [0{,}033 \times 650 \times 100 \times \frac{650}{2} + (0{,}67 - 0{,}033) \times 650 \times 100 \times \frac{650}{3}] \times 10^{-5}$$
$$\boldsymbol{M_P = 96{,}68\ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_\mu}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{M_P}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{96{,}68 \times 10^5}{142 \times 100 \times 65^2} = 0{,}161$$

$\mu < \mu_l$ ⇨ pas d'aciers comprimés.

$$A_s = \frac{M_P}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Avec :

σ_s = $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 3478{,}26\ bar$ (contrainte maximale de l'allongement de l'acier)

α = $\frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0{,}8} = 0{,}22$

β = $1 - 0{,}4\ \alpha = 0{,}91$

$$A_s = \frac{M_P}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{96{,}68 \times 10^5}{0{,}91 \times 65 \times 3478{,}26} = 46{,}9\ cm^2 \Rightarrow A_s = 46{,}9 cm^2$$

- **Choix des aciers**

Le choix des aciers pour chaque section calculée du rideau et radier

Tableau V.10 : Récapitulative des valeurs aux différents aciers du rideau et radier

Acier	Aire (cm²)	Rideau				Semelle			
		Encastrement		Mi-hauteur		Partie NM		Partie PQ	
		n	esp (cm)	n	esp (cm)	n	esp (cm)	n	esp (cm)
Φ_{30}	7,07	-	-	-	-	-	-	7	14,28
Φ_{24}	4,52	-	-	-	-	2	50	10	10
Φ_{20}	3,14	2	50	-	-	3	33,33	15	6,66
Φ_{16}	2,01	3	33,33	-	-	4	25	23	4,34
Φ_{14}	1,54	3	33,33	-	-	5	20	31	3,22
Φ_{12}	1,13	4	25	-	-	6	16,66	42	2,38
Φ_{10}	0,78	6	16,66	-	-	9	11,11	60	1,66
Φ_8	0,50	9	11,11	2	50	13	7,7	94	1,06

Remarque : la réalisation du coursier et du chenal d'écoulement se fait par bloc de 20 m, les radiers des murs bajoyers sont liés entre eux pas des joints (water stop). En tenant compte aussi des dispositifs de drainage afin d'évacuer les eaux d'infiltrations des fondations afin de réduire l'effet des sous-pressions.

- Pour le ferraillage du rideau à la mi-hauteur on opte à prolonger le ferraillage obtenu à l'encastrement, car la section à ferrailler à la mi-hauteur n'est pas significative.

V.2.2.3 Ferraillage du radier du déversoir

a) Calcul des forces

Forces verticales

- Sous-pressions dynamiques : $F_{sp}^{d} = \gamma_w \times S_{sp}^{d} \times l = 33{,}858\ t$
- Sous-pressions statiques : $F_{sp}^{S} = \gamma_w \times S_{sp}^{s} \times l = 29{,}754\ t$
- Poids du rideau : $P_r = \gamma_b \times S_r \times l = 12\ t$
- Poids de la semelle : $P_s = \gamma_b \times S_s \times l = 36{,}79\ t$
- Poids de l'eau amont : $P_w^a = \gamma_w \times S_w \times l = 32{,}49\ t$
- Poids de l'eau aval : $P_w^{av} = \gamma_w \times S_w^{av} \times l = 11{,}14\ t$

Forces horizontales

- Poussée de l'eau amont : $F_w = \gamma_w \times S_w \times l = 16{,}25\ t$
- Poussée de l'eau aval : $F'_w = \gamma_w \times S'_w \times l = 5{,}57\ t$

Figure V.15 Différentes contraintes agissantes sur le radier du déversoir

b) Calcul des contraintes

- **Contraintes des forces verticales :**

$$\sigma_s = \frac{1{,}35 \times P_s}{100 \times QM} = \frac{1{,}35 \times 36{,}79 \times 1000}{100 \times 1710} = 0{,}29\ bar$$

$$\sigma_{r,w} = \frac{1{,}35 \times (P_r + P_w)}{100 \times QN} = \frac{1{,}35 \times (12 + 32{,}49) \times 1000}{100 \times 700} = 0{,}858\ bar$$

$$\sigma_{w'} = \frac{1{,}35 P'_w}{100 \times NM} = \frac{1{,}35 \times 11{,}14 \times 1000}{100 \times 1010} = 0{,}15\ bar$$

- **Contraintes du sol :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{100\beta} - \frac{6M_G}{100\beta^2}\ ; \sigma_2 = \frac{N}{100\beta} + \frac{6M_G}{100\beta^2}$$

N = $\sum F_v$: Somme des forces verticales ⇨N = 92,42 t

M_G : Somme des moments par rapport au centre de gravité du radié.

β : Longueur du radié de déversoir (β = 17.1m)

$$M_G = P_r \times 1{,}78 + P_w^a \times 5{,}7 - P_w^{av} \times 5{,}35$$

$$\boldsymbol{M_G = 146{,}95\ t.m}$$

$$\boldsymbol{\sigma_1 = 0{,}239\ bar\ ;\ \sigma_2 = 0{,}841\ bar}$$

- Au point Q : $\sigma_Q = \sigma_s + \sigma_{r,w} - \sigma_2 = 0{,}29 + 0{,}858 - 0{,}841 = 0{,}307\ bar$
- Au point P : $\sigma_P = \sigma_s + \sigma_{r,w} - \sigma'_P = 0{,}29 + 0{,}858 - 0{,}612 = 0{,}536\ bar$
- Au point N : $\sigma_N = \sigma_s + \sigma_{w'} - \sigma'_N = 0{,}29 + 0{,}15 - 0{,}595 = -0{,}155\ bar$
- Au point M : $\sigma_M = \sigma_s + \sigma_{w'} - \sigma_1 = 0{,}25 + 0{,}15 - 0{,}239 = -0{,}201\ bar$

Figure V.16 Diagrammes des contraintes résultantes du radier du déversoir

- **Partie NM :**

$$M_{MN} = \sigma_N \times MN \times l \times \frac{MN}{2} + (\sigma_M - \sigma_N) \times MN \times l \times \frac{MN}{3}$$
$$M_N = [0{,}155 \times 1010 \times 100 \times \frac{1010}{2} + (0{,}201 - 0{,}155) \times 1010 \times 100 \times \frac{1010}{3}] \times 10^{-5}$$
$$\boldsymbol{M_N = 79{,}21\ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_\mu}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{M_{NM}}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{79{,}21 \times 10^5}{142 \times 100 \times 100^2} = 0{,}056$$

$\mu < \mu_l$ ⇨ pas d'aciers comprimés.

$$A_s = \frac{M_{NM}}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Avec :

σ_s = $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 3478{,}26\ bar$ (contrainte maximale de l'allongement de l'acier)

α = $\frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0{,}8} = 0{,}072$

β = $1 - 0{,}4\ \alpha = 0{,}97$

$$A_s = \frac{M_N}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{79{,}21 \times 10^5}{0{,}97 \times 100 \times 3478{,}26} = 23{,}48\ cm^2 \Rightarrow A_s = 23{,}48 cm^2$$

- **Partie PQ :**

$$M_P = [0{,}307 \times 650 \times 100 \times \frac{650}{2} + (0{,}536 - 0{,}307) \times 650 \times 100 \times \frac{650}{3}] \times 10^{-5}$$
$$\boldsymbol{M_P = 97{,}10\ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_\mu}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{M_P}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{97{,}1 \times 10^5}{142 \times 100 \times 100^2} = 0{,}068$$

$\mu < \mu_l$ ⇨ pas d'aciers comprimés.

$$A_s = \frac{M_P}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Avec :

σ_s = $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 3478{,}26\ bar$ (contrainte maximale de l'allongement de l'acier)

α = $\frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0{,}8} = 0{,}088$

β = $1 - 0{,}4\,\alpha = 0{,}96$

$$A_s = \frac{M_P}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{97{,}1\times10^5}{0{,}96\times100\times3478{,}26} = 28{,}94\ cm^2 \Rightarrow A_s = 28{,}94 cm^2$$

- **Choix des aciers :**

Le choix des aciers pour chaque section calculée du radier du déversoir :

Tableau V.11 Récapitulative des valeurs aux différents aciers du déversoir

Acier	Aire (cm²)	Semelle			
		Partie NM		Partie PQ	
		n	esp (cm)	n	esp (cm)
Φ_{30}	7,07	4	25	5	20
Φ_{24}	4,52	6	16,66	7	14,28
Φ_{20}	3,14	8	12,5	10	10
Φ_{16}	2,01	12	8,33	15	6,66
Φ_{14}	1,54	16	6,25	19	5,26
Φ_{12}	1,13	21	4,76	26	3,84
Φ_{10}	0,78	30	3,33	38	2,63
Φ_8	0,50	47	2,12	58	1,72

Conclusion **:** le calcul de stabilité et de ferraillage du coursier et du déversoir a été fait en considérant les cas les plus défavorables auxquelles ces éléments sont exposés, dont on constate que ces derniers sont stables face aux différentes charges existantes. Le schéma du ferraillage est illustré dans la planche N°6.

V.3 DIMENSIONNEMENT DE LA PRISE D'EAU

La conduite de prise d'eau a pour but de prélever le débit destiné à l'irrigation des terrains agricoles situés à l'aval de notre barrage.

Le diamètre de la conduite de la prise d'eau est fonction de la demande aval maximale

D'après le tableau III.34 qui représente la répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation indique une consommation maximale d'un volume d'eau de 0,696 Mm^3, en moi de Juillet.

V.3.1 Détermination du diamètre de la prise d'eau

V_{max} = 0,696 Mm^3

Ainsi le débit de la prise d'eau est :

$$Q = \frac{V_{max}}{T} \quad \text{..... (V.29)}$$

Avec : T c'est le temps de prise, il est de 10 heures/jour en un mois)

$$Q = \frac{696000}{10\times30\times3600} = 0{,}64\ m^3/s$$

$$Q = \mu.S\sqrt{2.g.H} \quad \text{..... (V.30)}$$

Avec : μ : coefficient de débit pris égal à 0,3 pour la fonte.

H : Charge correspondante à la prise d'eau la plus basse est de 10 m.

$$S = \frac{Q}{\mu\sqrt{2.g.H}} \Rightarrow S = \frac{0{,}64}{0{,}3\sqrt{2\times9{,}81\times10}} = 0{,}15\ m^2$$

Ainsi le diamètre de la prise d'eau est : $D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4\times0{,}15}{\pi}} = 0{,}43\ m$

- On prend un diamètre normalisé de la fonte proche à la valeur obtenue, qui est de 450 mm (Pour les diamètres normalisés voir annexe C).

Et on rectifie le coefficient de débit. Il sera donc :

$$\mu = \frac{Q}{S\sqrt{2.g.H}} \Rightarrow S = \frac{0{,}64}{0{,}15\sqrt{2\times9{,}81\times10}} = 0{,}28$$

V.3.2 Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de la prise d'eau

$$V_{con} = \frac{Q_{max}}{S} \quad \text{..... (V.31)}$$

$V_{con} = \frac{0,64}{0,15} = 4\ m/s$

Conclusion

La conduite de prise d'eau de diamètre de 450 mm, permet le prélèvement du débit demandé pour satisfaire le besoin maximal des agriculteurs en période estivale, par rapport au niveau le plus bas de la prise.

Les organes de commandes de la prise seront regroupés avec ceux de la vidange de fond au pied de la digue.

CHAPITRE VI : ETUDE DE LA DERIVATION PROVISOIRE ET OUVRAGE DE VIDANGE DE FOND

Introduction

Pendant la construction du barrage, on passe au moins par une saison pluvieuse. Pour cela il faut prévoir une dérivation provisoire des eaux d'oued afin de protéger l'assise du barrage et de ses ouvrages annexes et les mettre à sec.

Pour ce faire, on conçoit soit des canaux rectangulaires de dérivation, ou bien par la réalisation des galeries ou des conduites de dérivation des eaux qui serviront par la suite comme vidange du fond du barrage. Et cela dépend de la topographie et la géologie de la zone de l'ouvrage.

VI.1 TYPES D'OUVRAGE DE DERIVATION PROVISOIRE

- **Galerie de dérivation**

Cet ouvrage est réservé aux vallées rocheuses étroites. Il permet d'éviter l'interférence entre les failles et la construction du barrage proprement dit.

- **Conduite de dérivation**

La conduite de dérivation sous le remblai est recommandée dans le cas où la roche de la galerie est de mauvaise qualité. Cependant, plusieurs problèmes techniques peuvent apparaitre, essentiellement, au contact entre le béton et les fondations.

L'avantage commun de ces deux ouvrages réside dans l'aspect économique, car ceux-ci sont souvent utilisés comme ouvrages définitifs (vidange de fond).

- **Canal de dérivation**

Cet ouvrage est, le plus souvent, adopté dans les vallées larges où les débits à évacuer (de façon économique) par rapport aux galeries ou aux conduites qui sont importants.

Pour le barrage de Tabeggart il est prévu de réaliser un canal de dérivation vu l'importance du débit de crue et la largeur de la vallée.

VI.2 CHOIX DE LA CRUE DE DIMENSIONNEMENT

Pour le choix de la crue du chantier, il n'existe pas vraiment une loi ou bien une règle exacte ou plus au moins approchée pour déterminer la crue de dimensionnement de la dérivation provisoire. On admet que le choix de cette crue dépend du degré de risque à l'aval en cas de dépassement de cette dernière et les dégâts qui peuvent être engendrés par la crue au cours de la réalisation, aussi du coût de l'ouvrage de dérivation et la durée d'exécution de l'aménagement.

Selon l'historique des barrages déjà réalisés, la dérivation provisoire se dimensionne par des crues décennale ou vigntennale pour les barrages en béton, et cinquantennale à centennale pour les barrages en terre. En Algérie le dimensionnement se fait souvent pour la crue décennale ou vigntennale.

Pour notre aménagement, on opte pour une période de retour de 20 ans pour le dimensionnement de la dérivation provisoire de ce barrage.

VI.3 DIMENSIONNEMENT DU CANAL DE DERIVATION

VI.3.1 Détermination de la largeur du canal

La largeur du canal est définie à partir de la profondeur d'eau à l'aval, de la pente naturelle du cours d'eau exprimés par la formule de CHEZY.

$$Q = S.C\sqrt{RI} \quad \text{.....(VI.1)}$$

avec ,

Q	:	Débit de crue du chantier égale à 1200,4 m^3/s
S	:	Section de la galerie en (m^2) ; $S = (b + mh)h$
m	:	Fruit de talus égal à 2
h	:	Profondeur du canal égale à 4,5 m
C	:	Coefficient de CHEZY égal à $\frac{1}{n}R^{1/6}$
R	:	Rayon hydraulique en (m) égal à $\frac{S}{P}$
I	:	Pente du cours d'eau ; I= 0,023
P	:	Périmètre mouillé en (m); $P = b + 2h\sqrt{m^2+1}$
n	:	Rugosité du cours d'eau prise égale à 0,05 (cours d'eau avec des méandres et végétation)

Ainsi la relation du débit s'écrit comme suit :

$$Q = \frac{(b+mh)^{5/3}h^{5/3}\sqrt{I}}{n(b+2h\sqrt{m^2+1})^{2/3}} \quad \text{.....(VI.2)}$$

$$1200{,}4 = \frac{(b+2\times4{,}5)^{5/3}4{,}5^{5/3}\sqrt{0{,}023}}{0{,}05(b+2\times4{,}5\sqrt{2^2+1})^{2/3}}$$

En remplaçant dans l'équation précédente, on trouve une largeur du canal de

b = 30 m

VI.3.2 Détermination du régime d'écoulement

a) Pente critique

Pour déterminer le régime d'écoulement dans le canal de dérivation on doit calculer la pente critique :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{C_{cr}^2 S_{cr}^2 R_{cr}} \quad \text{.....(VI.3)}$$

- Hauteur critique

On la détermine par le nombre de Froude en le posant égal à 1

$$F^2{}_r = \frac{Q^2 b}{g.S^3} = 1 \quad \text{.....(VI.4)}$$

En remplaçant la section par son expression on trouve :

$$h_{cr} = \left(\frac{Q^2.b}{g(b+2h_{cr})^3}\right)^{(\frac{1}{3})} \quad \text{.....(VI.5)}$$

$$h_{cr} = \left(\frac{1200{,}4^2 \times 30}{9{,}81(30+2h_{cr})^3}\right)^{(\frac{1}{3})}$$

Par itérations successives on détermine la hauteur critique : $h_{cr} = 4{,}26\ m$

- **La section critique de l'écoulement :**

La section critique est donnée par :

$$S_{cr} = (b + m.h_{cr})h_{cr} \Rightarrow S_{cr} = 163{,}95\ m^2$$

- **Le périmètre critique de la section mouillée :**

$$P_{cr} = (b + 2.h_{cr})\sqrt{1+m^2} \Rightarrow P_{cr} = 49{,}04\ m$$

- **Le rayon hydraulique critique :**

$$R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} \Rightarrow R_{cr} = 3{,}34\ m$$

- **La vitesse critique :**

$$V_{cr} = \frac{Q}{S_{cr}} \Rightarrow V_{cr} = 7{,}32\ m/s$$

- **Coefficient critique de CHEZY :**

$C_{cr} = \frac{1}{n} R_{cr}^{1/6} \Rightarrow C_{cr} = 24{,}45$

Ainsi la pente critique est : $I_{cr} = \frac{Q^2}{C_{cr}^2 S_{cr}^2 R_{cr}} \Rightarrow I_{cr} = \frac{1200{,}4^2}{24{,}45^2 \times 163{,}95^2 \times 3{,}34}$

$I_{cr} = 0{,}027$

b) Profondeur normale

On applique toujours la formule de CHEZY pour déterminer la profondeur normale dans le canal de dérivation.

$Q = S.C\sqrt{RI}$ ……..(VI.6)

Avec :

Q	:	Débit de crue du chantier égale à 1200,4 m^3/s
S	:	Section de la galerie en (m^2) ; $S = (b + mh)h$
m	:	Fruit de talus égal à 2
b	:	Largeur à la base égale à 30 m
C	:	Coefficient de CHEZY égal à $\frac{1}{n} R^{1/6}$
R	:	Rayon hydraulique en (m) égal à $\frac{S}{P}$
I	:	Pente du cours d'eau ; I= 0,023
P	:	Périmètre mouillé en (m); $P = b + 2h\sqrt{m^2 + 1}$
n	:	Rugosité du cours d'eau prise égale à 0,05 (cours d'eau avec des méandres et végétation)

$Q = \frac{(b+mh)^{5/3} h^{5/3} \sqrt{I}}{n(b+2h\sqrt{m^2+1})^{2/3}}$ ……..(VI.7)

$1200{,}4 = \frac{(30+2\times h_n)^{5/3} {h_n}^{5/3} \sqrt{0{,}023}}{0{,}05(30+2\times h_n\sqrt{2^2+1})^{2/3}}$

Par calcul itératif on trouve la profondeur normale de la lame d'eau dans le canal

$h_n = 4{,}44\ m$

Conclusion

Après calcul basé sur les données existantes, on trouve que la pente du canal est inférieure à la pente critique, et la profondeur normale d'eau dans le canal est supérieure à la profondeur critique, ce qui nous permet de conclure qu'on est en présence d'un régime fluviale dans l'ouvrage de dérivation.

VI.4 DIMENSIONNEMENT DU BATARDEAU

VI.4.1 Type du batardeau

Un batardeau de même type que la digue est prévu pour projection à l'amont du canal, là où se situe la section de contrôle du canal. Il sera alors construit en remblai de matériaux de même caractéristique géotechniques que celles de la digue.

VI.4.2 Détermination de la côte de crête du batardeau

La côte de la crête du batardeau est définit comme suit :

$C_{bat} = C_f + H_n + R$ ..... (VI.8)

Avec ,
C_{bat} : Côte de crête du batardeau
C_f : Côte de fond égale à 746 NGA
H_n : Hauteur normale égale à 4,44 m
R : revanche

Pour la revanche elle sera calculée en utilisant les formules [(III.86) de SEVENSON GAILLARD ou (III.89) de Mallet Pacquant ou (III.92) simplifiée] (Voir chapitre III)

Formules	Setvenson Gaillard	Mallet Pacquant	Formule Simplifiée	Moyenne
R (m)	2,21	2,18	2,14	2,17

Cela nous donne une revanche : **R = 2,17 m**

D'où la côte de crête du batardeau est : $C_{bat} = C_f + H_n + R \Rightarrow C_{bat} = 745 + 4{,}4 + 2{,}17$

$$C_{bat} = 752{,}7\ m$$

VI.4.3 Détermination de la largeur en crête du batardeau

En ce qui concerne la largeur en crête, on la détermine par les formules [(III.95) de Knappen ou (III.96) de Preece ou (III.97) simplifiée] déjà utilisées dans chapitre III

Formules	Knappen	Preece	Formule Simplifiée	Moyenne
Largeur en crête b_{cr} (m)	4,23	3,82	3,75	4

Ce qui donne une largeur en crête **b = 4 m**.

- Pour les fruits de talus du batardeau on prend m égale à 2

VI.5 Ouvrage de vidange

C'est un ouvrage primordial pour le bon fonctionnement du barrage, il a pour rôle :

- D'assurer la vidange du barrage en cas de constatation d'avarie sur les ouvrages.
- De vider la partie morte du barrage en fin de saison et d'utiliser les eaux stockées pour l'entretien du barrage (curage des dépôts des parties amont).
- D'évacuer la crue de chantier s'il s'agit d'une galerie ou conduite de dérivation.

VI.5.1 Dimensionnement de l'ouvrage de vidange

VI.5.1.1 Calcul du débit de vidange

Le volume évacué par la vidange est composé du volume utile du barrage et du volume entrant durant la période d'évacuation. Le débit à évacuer sera donc égal à

$$Q_v = \frac{V_u}{T} + Q_e \quad \text{..... (VI.9)}$$

Avec :
Q_v : Le débit à évacuer par la vidange
V_u : Le volume utile du barrage
T : Le temps de vidange (60 heures)
Q_e : Le débit entrant en période de vidange pris égal au débit moyen annuel

$$Q_v = \frac{2{,}279\times10^6}{2{,}5\times86400} + \frac{9{,}95\times10^6}{365\times24\times3600} = 10{,}87\ m^3/s$$

$$\boxed{Q_v = 10{,}87\ m^3/s}$$

VI.5.1.2 Calcul de la section de conduite de vidange de fond et son diamètre

Pour le calcul de la section de vidange on procède par la relation suivante :

$$Q_v = \mu S\sqrt{2.g.H} \quad \text{..... (VI.10)}$$

avec ,
Q_v : Débit de la vidange en (m^3/s)
H : Charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval ; H = 22 m
μ : Coefficient de débit égal à 0,7

D'où la section de la conduite de vidange est : $S = \frac{Q_v}{\mu\sqrt{2.g.H}} = \frac{10,87}{0,7\sqrt{2.g.22}}$

$$S = 0,75\ m^2$$

Ainsi le diamètre de la conduite de vidange sera : $D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4\times10,87}{\pi}}$

$$D = 1\ m$$

- **Calcul de la vitesse d'écoulement dans la conduite de vidange**

$$V_v = \frac{Q_v}{S} \quad \text{..... (VI.11)}$$

$$V_v = \frac{10,87}{0,75} = 13,83\ m/s$$

La vitesse d'écoulement dans la conduite est de 13,83 m/s, elle est inférieur à la vitesse admissible du béton qui est environ 15 m/s.

VI.5.2 Aération de la conduite de vidange

VI.5.2.1 Calcul de diamètre de la conduite d'aération

Pour une section contractée de 0.8 m de diamètre t_0 = 0,8 m et une ouverture de vanne a de 0,4m de diamètre, on procède à dimensionner la conduite d'aération de la vidange de fond pour une charge totale de 22 m et un diamètre de la galerie de vidange de 1 m

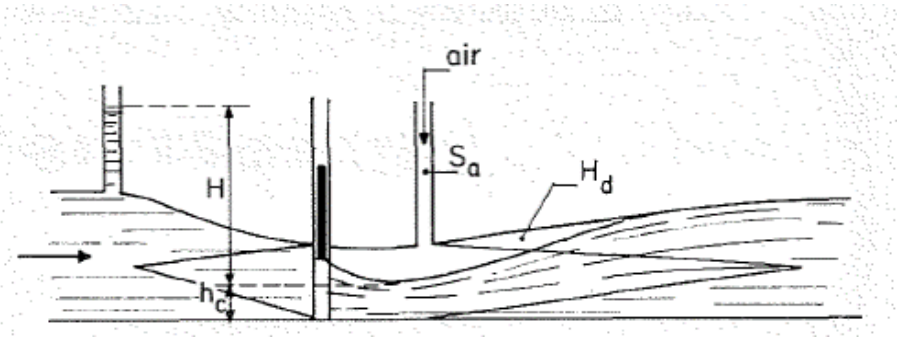


Figure VI.1 Schéma illustratif pour l'aération de la vidange du fond (Small Dams , 1987)

$$\beta = \frac{Q_a}{Q_e} = 0{,}09\ Fr_c \quad \text{(VI.12)}$$

$$\beta = \frac{Q_a}{Q_e} = 0{,}94\left(\frac{A_a^*}{S}\right)^{0,9} \times Fr_c^{0,62} \quad \text{(VI.13)}$$

$$A_a^* = \frac{A_a}{\sqrt{1+\sum\zeta}} \quad \text{(VI.14)}$$

avec ,

Q_a : Débit d'air (m^3/s)
Q_e : Débit d'eau (m^3/s)
S : Section de la galerie de vidange (m^2)
A_a : Section de la conduite d'aération
A^*_a : Section de la conduite d'aération en tenant compte des pertes de charge (m^2)
$\sum\zeta$: Coefficient de perte de charge pris égal à 2
Fr_c : Nombre de Froude de la section contractée

On : $\frac{a}{t_0} = 0{,}5 \Rightarrow 0{,}12 < \frac{a}{t_0} < 1$ et $Fr_c \leq 40$

$$Fr_c = \frac{q}{\sqrt{g(a.C_c)^3}} = \frac{C_c.a.\sqrt{2.g.H}}{\sqrt{g(a.C_c)^3}} = \sqrt{\frac{2.H}{a.C_c}} \quad \text{(VI.15)}$$

Avec : C_c : coefficient de contraction est fonction de (a/t_0) égal à 0,73 (Voir annexe D)

$$Fr_c = \sqrt{\frac{2.H}{a.C_c}} = \sqrt{\frac{2\times21}{0{,}4\times0{,}73}} = 12\ ;\ Fr_c < 40\ (condition\ vérifiée)$$

(VI.12) $\Rightarrow \beta = 0{,}09\ Fr_c = 1{,}08$

(VI.13) $\Rightarrow A_a^* = \left[\frac{\beta.S^{0,9}}{0{,}94\times Fr_c{}^{0,62}}\right]^{1/0,9} = \left[\frac{1{,}08\times0{,}75^{0,9}}{0{,}94\times12^{0,62}}\right]^{1/0,9} = 0{,}16\ m^2$

(VI.14) $\Rightarrow A_a = A_a^*\sqrt{1+\sum\zeta} = 0{,}16\sqrt{1+2} = 0{,}28\ m^2$

- Ainsi le diamètre de conduite d'aération est : $D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4\times0{,}28}{\pi}} = 0{,}6\ m$

$$D = 0{,}6\ m$$

Conclusion

La dérivation provisoire est un ouvrage nécessaire pour la protection du barrage en période de réalisation de chantier, le dimensionnement de ce dernier est fonction du débit de crue de chantier et de la géologie de la zone de projet.

Cet ouvrage permet un déroulement de travaux à l'état sec et d'éviter tout risque de problèmes inhérents aux inondations du chantier.

La galerie de fond est l'organe responsable à la vidange du barrage, son dimensionnement est basé sur la capacité utile de la cuvette et au temps de vidange selon le besoin et les aléas prévus au préalable dans l'étude.

CHAPITRE VII : ORGANISATION DES TRAVAUX DE CHANTIER

Introduction

L'organisation de chantier permet d'établir un planning technologique des moyens humains, matériels et matériaux et leurs exploitation rationnels dans les diverses opérations, pour souligner les étapes et les démarches dans le suivi du chantier, afin de répondre aux mieux aux exigences techniques et financières dictées dans le cahier de charge.

Une bonne organisation de chantier intervient dans la rentabilité de l'ouvrage en termes de coût et durée de réalisation. Notre étude consistera alors à organiser le chantier du barrage de Tabeggart afin d'assurer :

- une meilleure qualité (étude, main d'œuvre, matériaux)
- une rapidité d'exécution des travaux
- une réduction des volumes de travaux
- assurer la sécurité et conditions de travail au personnel et du matériel du chantier

VII.1 ORGANISATION TECHNIQUE ET DONNEES PREPARATOIRES

L'ensemble des opérations essentielles dans l'organisation technique qui consiste à la préparation des documents qui donnent droit à l'organisme l'exécution des travaux de construction, cette opération passe par les étapes suivantes :

- Etablir l'ordre chronologique et la cadence des travaux selon la disponibilité des moyens.
- Déterminer les conditions d'approvisionnement du chantier en matériaux de construction concernant les zones d'emprunt la qualité et la quantité.

VII.2 TRAVAUX PREPARATOIRES ET INSTALLATION DE L'ENTREPRISE

Pour avoir une implantation convenable du chantier, on doit se disposer d'un terrain vaste et spacieux pour ménager les différentes aires de stockages de matériaux, des pistes de circulation d'engins, les locaux, les postes fixes de travail. On distingue les installations suivantes dans un chantier :

VII.2.1 INSTALLATIONS DESTINEES AUX PERSONNELS

Dans tout chantier de génie civil on retrouve pratiquement les mêmes installations destinées aux personnels qui sont les dortoirs, les réfectoires, les sanitaires, et les bureaux de chantier.

VII.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux

Le matériau de construction doit être stocké et protéger des facteurs climatiques et des intempéries, pour les ciments on utilise des silos métalliques ou des baraquements en bois. Les agrégats peuvent être stocké en plein air, il suffit juste de les séparer par un croisement pour de différencier entre les types existants, les aciers sont stockés dans des hangars.

VII.2.3 Installations destinées à la réparation des engins

Les grosses pannes des engins ne se réparent pas sur le chantier en général, mais il est important de disposer d'un atelier équipé pour l'entretien et les petites réparations des différents matériels.

VII.2.4 Installations destinées pour la préfabrication

C'est l'ensemble des hangars équipés de matériels nécessaires pour la fabrication des éléments de l'ouvrage à savoir les poutres, les dalles, les conduites…etc.

VII.3 TRAVAUX DE REALISATION

VII.3.1 Travaux de terrassements

Pour réaliser les travaux de terrassement, les volumes et les surfaces des terres devaient être estimées par une bonne approche, ainsi que les masses volumiques des terrassements tout en tenant compte des méthodes et chemins les plus économiques dans la répartition et le transport de matériaux ainsi que les caractéristiques techniques de matériels mécaniques.

VII.3.2 Travaux d'excavations

Les dossiers des plans et le programme générale des travaux déterminent les travaux d'excavations qui comprennent le décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue et celle de l'évacuateur de crue, aussi des zones d'emprunt, qui sera transporté vers une zone qui ne possède aucune influence sur le déroulement des travaux.

VII.3.3 Travaux secondaires

Ces travaux ont pour but d'exploiter tous les ouvrages dans les meilleures conditions possibles concernant l'aménagement des zones d'emprunt et la protection des décharges du risque d'érosion ainsi que leurs reboisements.

VII.4 MOYENS DES TRAVAUX DE CHANTIER

Concernant les moyens en personnels, l'entreprise devra indiquer nommément la personne responsable du chantier et son intérimaire, avec précision des titres et compétences et spécifier leur rôle et leurs tâches, cela est applicable aussi pour toutes personne travaille dans le chantier à citer les techniciens, les géotechniciens en travaux de terrassements de compactage, d'étanchéité….etc.

a) Moyens humains

On doit s'assurer que le personnel employé soit compétant et à la hauteur pour la réalisation des études et des travaux de construction, à savoir le personnel nécessaire pour réaliser un barrage est :

- Conducteur des travaux
- Contre maitre
- Chauffeurs pour les engins et les camions
- Ouvriers
- Ferrailleurs
- Soudeurs
- Coffreurs
- Topographes

b) Moyens Matériels

- **Engins de terrassements**

Le matériels de terrassement comprend les engins de terrassement pour la réalisation des fouilles d'assise du barrage, l'extraction, et le transport des matériaux de construction, le bétonnage et la finition (remblai – enrochement), on 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 des carburants aux engins et transport de l'eau pour la confection du béton.
- 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 et les aciers.
- Camion malaxeur pour le transport du béton.

- **Matériel de bétonnage**

Les bétonnières sont le plus souvent utilisées pour la fabrication du béton nécessaire destiné à la construction des ouvrages d'évacuation et de prise d'eau ainsi que de la dérivation.

VII.5 PLANIFICATION

Le rôle de la planification est de permettre de chercher la meilleure façon d'exploitation des moyens humains et matériels en assurant une succession correcte des travaux dans les délais programmés avec le moindre coût possible.

VII.5.1 Attribution des durées de chaque opération

Pour attribuer le temps à une opération, il faut tenir compte du nombre de ressources humaines et matériels disponibles face à la dimension et la grandeur du projet, en appliquant la formule suivante :

$$T = \frac{Q.N}{n} \quad \text{(VII.1)}$$

avec ,
Q : Quantité de travail
N : Rendement
n : Nombre d'équipes

- Il existe deux types de plans de travail

- **Plan de travail au plus tôt**

Pour ce cas les opérations commencent en leur date au plus tôt. L'entreprise opte pour ce planning lorsqu'elle est bien fournie en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

- **Plan de travail au plus tard**

Toutes les opérations commencent au plus tard, les tâches ne sont pas retardées. L'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est limitée des moyens.

VII.5.2 Symboles des différentes opérations

Les différentes opérations et leurs symboles sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau VII.1 Symboles des opérations

Travaux	Opérations	Durée (mois)
Installation du chantier et accès	A	4
Installation de concasseur et centrale à béton	B	2
Travaux de terrassement des rives et lit de l'oued	C	3
Excavation rive gauche pour l'évacuateur de crue	D	3
Excavation rive droite pour la galerie de dérivation	E	3
Réalisation de la galerie de dérivation	F	5
Réalisation du batardeau	G	3
Construction de déversoir et coursier	H	8
Construction du bassin de dissipation et canal de fuite	I	3
Réalisation de la tour de prise	J	8
Installation des équipements hydrauliques	K	1
Travaux de finition et mise en eau	L	3

VII.5.3 Techniques de planification

En pratique, il existe trois principales méthodes de planification à savoir :

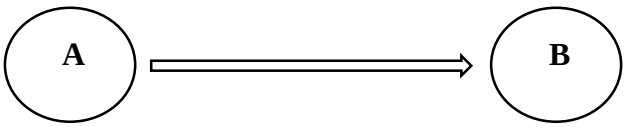
- Méthode basée sur le réseau ou méthode du chemin critique C.P.M
- Méthode basée sur le tableau
- Méthode basée sur le graphique (diagramme de Gantt) ou méthode des barres.

VII.5.3.1 Méthode basée sur le réseau

Le réseau est la représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer les relations entre les différentes opérations (ordre d'exécution) pour atteindre l'objectif de la planification selon deux réseaux :

a) Réseau à flèches : l'opération est représentée par une flèche et la liaison entre deux opérations par un nœud.

b) Réseau à nœud : L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.



Cette méthode consiste à faire un calcul allé et retour en utilisant les paramètres de la grille suivante :

Tableau VII.2 Les paramètres du réseau à nœud.

DCP	TR
DFP	DCCP
DFPP	MT

Avec :

DCP	Date de commencement au plus tôt	TR	Temps de réalisation de l'opération
DFP	Date de finition au plus tôt	DCCP	Date de commencement au plus tard
DFFP	Date de finition au plus tard	MT	Marge totale

Et :

$$\begin{cases} DFP = DCP + TR \\ DCCP = DFPP - TR \\ DFP_i = DCP_i + TR \\ DFP_i = DCP_{i+1} \end{cases}$$

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

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTP) reliant les opérations ayant la marge totale nulle par une double flèche sur le réseau. Pour retrouver le chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

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

- Pour le projet de réalisation des ouvrages annexes de barrage de Tabeggart, on trouve une durée totale de projet (D.T.P) de 35 mois.

- Le calcul était fait par la méthode de réseau à nœud illustrée dans la figure ci-après.

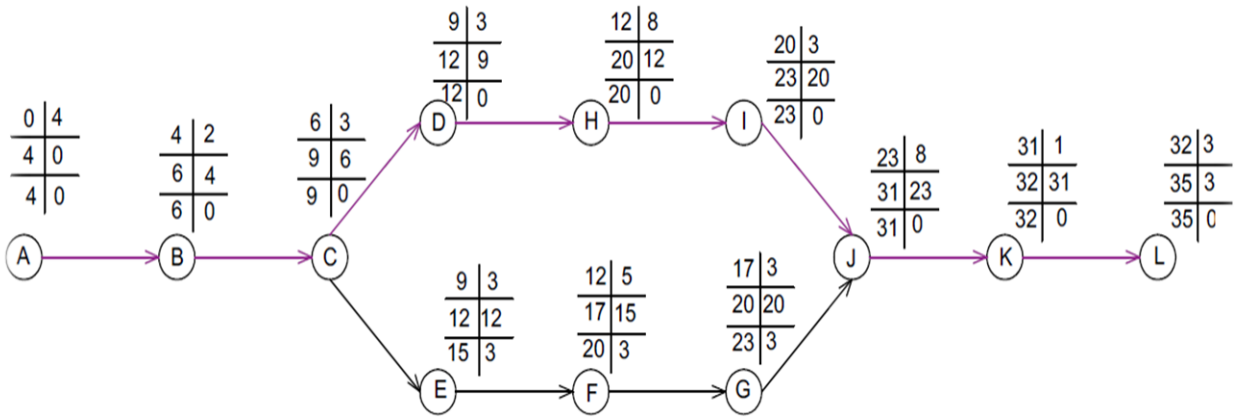


Figure VII.1 Réseau à nœud pour la réalisation des ouvrages annexes de barrage Tabeggart

VII.5.3.2 Planification avec la méthode du tableau

Cette méthode s'applique à base du réseau à flèche.

Les résultats de calcul par cette méthode sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3 Chemin critique par la méthode du tableau

Opération	TR (mois)	D.P		D.P.P		MT
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
1 – 2	4	0	4	0	4	0
2 – 3	2	4	6	4	6	0
3 – 4	3	6	9	6	9	0
4 – 5	3	9	12	9	12	0
4 – 6	3	9	12	12	15	3
5 – 7	8	12	20	12	20	0
6 – 8	5	12	17	15	20	3
7 – 9	3	20	23	20	23	0
8 – 9	3	17	20	20	23	3
9 – 10	8	23	31	23	31	0
10 – 11	1	31	32	31	32	0
11 – 12	3	32	35	32	35	0

D'après le tableau la durée de réalisation de ce projet est de 35 mois.

VII.5.3.3 Planification avec la méthode de GANTT

La représentation du planning des travaux par le diagramme de GANTT permet de mieux visualiser les tâches composant le projet, dans un calendrier sur lequel la lecture est plus facile par rapport à celle du réseau ou du tableau.

Le mécanisme de calcul est le même, en se basant sur un réseau à flèche et les résultats sont présentés sur la planche n°8.

VII.6 SUIVI DES TRAVAUX

VII.6.1 Méthode des courbes en S

Courbes en S, c'est l'appellation simple de, pilotage du projet par la valeur acquise, 'Earned Value Management', une méthode assez efficace pour le suivre l'état d'avancement d'un projet et le contrôler, ainsi de vérifier et comparer entre l'état prévu du projet et ce qui a été fait.

Le rythme de réalisation d'un projet suit généralement trois phases (Voir figure ci-après)

- Progressif.
- Accéléré.
- Progressif.

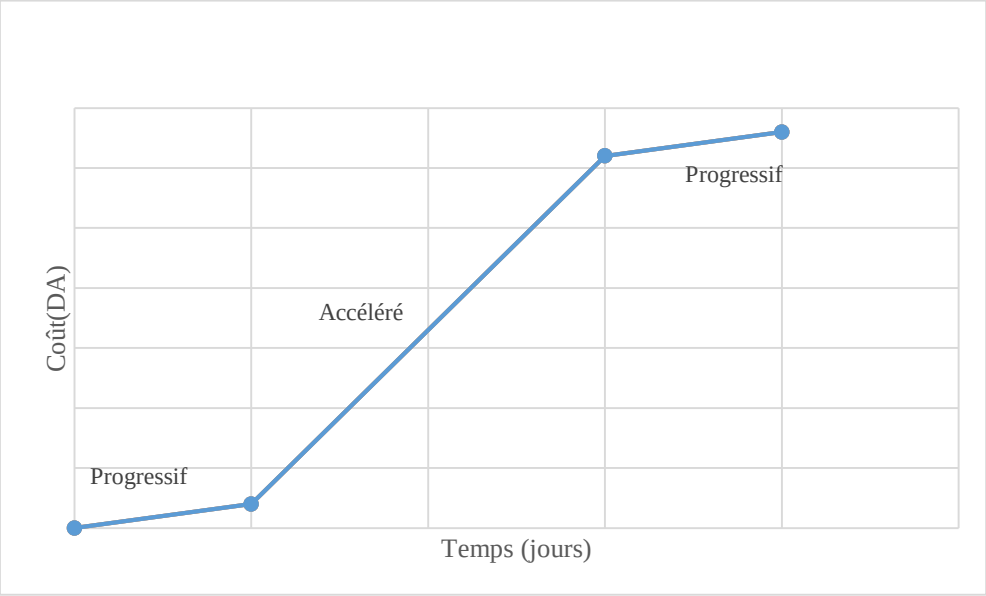


Figure VII.2 Phases d'avancement d'un projet

La courbe possède la forme de la lettre « S » d'où l'appellation de cette méthode.

VII.6.2 Objectif

La méthode des courbes en S est utilisée pour le suivi d'avancement Coût et délais des projets.

VII.6.3 Graphique

Le graphique de la méthode des courbes en S, se compose de trois courbes :

Coût Budgété du Travail planifié (CBTP).

Coût Budgété du Travail Effectué (CBTE).

Coût Réel du Travail Effectué (CRTE).

VII.6.4 Interprétation

Si les trois courbes sont superposé, donc le travail réalisé de point de vue coût et délai est conforme au planning.

Les écarts :

- L'écart temps = Ecart entre les courbes CBTP et CBTE sur l'axe des abscisses. (retard, en avance).
- L'écart coût = Ecart entre les courbes CBTE et CRTE sur l'axe des ordonnées. (gain, déficit)

Conclusion

A travers ce présent chapitre, on peut conclure que le projet de réalisation des ouvrages annexes du barrage de Tabeggart a été planifié selon les normes et règles de travail. Selon les prévisions et les estimations mise au point, la durée totale du projet est de 35 mois.

CHAPITRE VIII : EQUIPEMENTS ET INSTRUMENTATION

Introduction

Les barrages sont des ouvrages d'art d'une grande importance vu le potentiel dont ils disposent, dans la mobilisation des eaux, et les risques qui pourront être engendrés au cas de la mauvaise gestion et exploitation. Ces ouvrages comme possèdent ce qu'on appelle une durée de vie, c'est la durée prévu pour leur fonctionnement.

Pour étaler le maximum possible dans cette durée, et pour mieux exploiter notre ouvrage dans de bonnes conditions on doit prévoir un service préventif et d'entretien avec des éléments d'installation de base qui protègeront les grands équipements dans le barrage.

VIII.1 JOINT DE DEMONTAGE

Figure VIII.01 : Photo d'un joint de démontage

Caractéristiques

PN 10

En Fonte

Raccord à bride : PN 10

Type : 3670.1

Description et fonctionnement

Les joints de démontage ont pour but de faciliter le montage et le démontage de pièces de robinetterie.
Pour le montage, il v a lieu de prendre en considération qu'un déplacement du guidage long télescopique
lors du service n'est pas possible à cause du serrage des écrous de fixation.

A l'aide des boulons à chasser le guidage long télescopique peut être facilement décollé de la pièce de
robinetterie raccordée et permet ainsi le démontage de cette dernière.

Le serrage des vis et écrous s'effectuera uniformément en diagonale, autrement il y a risque de formation
de ruptures suries brides

Utilisation

Pour eau jusqu'à 40°C

Les domaines d'emploi ci-dessus indiqués sont ceux pour lesquels les exécutions standard ont été étudiées.

Autres modèles sur demande.

Matériaux

Pièce de raccord, guidage long télescopique

Bride : fonte

Couche de peinture

Enduit intérieur et extérieur : peinture au bitume

VIII.2 CLAPET DE NON-RETOUR

Figure VIII.02 Photo d'un **c**lapet de non-retour

Avec axe de battant intérieur **PN 16 - PN 10**

Pression nominale PN 6 - PN 16 **PN 8 - PN 6**

Diamètre nominale DN 80 - 500

Raccord à bride :

DN 80 - 150 : PN 16 ou PN 10 DN 200 - 500 : PN 10

Description et Fonctionnement

Les clapets de non-retour sont des appareils automatiques, qui servent à empêcher le retour du fluide.
L'organe de fermeture est un clapet pivotant librement dans le sens du courant. Lors de l'écoulement
du fluide, le clapet s'écarte du siège et le courant le maintien en position ouverte. Le retour du fluide ferme le clapet, le poids du battant facilitant et accélérant la fermeture. L'angle d'ouverture varie suivant la vitesse d'écoulement (pression d'écoulement) auquel s'oppose uniquement le poids du battant.

Le temps de fermeture dépend essentiellement de la diminution de la vitesse du fluide jusqu'à son arrêt et du changement de sens.

Modèle de construction

Les clapets de non-retour sont fabriqués avec un axe de battant intérieur. Ils s'adaptent parfaitement aux variations du courant. Le battant fixé sur le levier pivote sur l'axe logé à l'intérieur du corps.

Le point de pivotement est disposé de telle façon que le battant, grâce à son poids, vienne se poser sur le siège à l'arrêt du fluide. L'étanchéité de l'axe est assurée par des bouchons équipés de joints.

Utilisation

Pour eau, vapeur, et autres fluides neutres tant que les matériaux utilisés et le mode de construction correspondent et sont appropriés. Pour les domaines d'utilisation, en relation directe avec les pressions de service et températures tolérées

Installation

Le montage des clapets doit se faire de préférence sur des conduites horizontales. Dans le cas où la disposition
verticale s'impose, le fluide traversant le clapet doit s'écouler de bas en haut. Pour ce faire, observer le sens de la flèche marquée sur le corps.

Lors du montage, observer le parallélisme des faces de brides des conduites et observer le recouvrement des trous pour les vis d'assemblage des brides.

Veiller à la disposition rigoureusement horizontale de l'axe-pivot afin que la fermeture basée sur le principe de gravitation ne soit pas entravée.

Si les clapets doivent être longtemps stockés, faire attention à ce qu'aucun étranger ne pénètre à leur intérieur.

Si leur stockage se fait en plein air, les recouvrir. Il faut prendre particulièrement soin au non détérioration des joints d'étanchéité de la bride.

Matériaux

Corps, clapet, couvercle : fonte
Levier de vanne : en fonte ductile, acier (DN 500)
Axe selon le but d'utilisation : acier, acier chromé
Organe d'obturation (siège) (voir tableau d'utilisation)

Couche de peinture

Pour eau jusqu'à 40°C enduit intérieur et extérieur peinture au bitume
Pour huile enduit extérieur peinture noire
Pour d'autres fluides enduit extérieur peinture grise

VIII.3 Débitmètres

Figure VIII.03 Différents types de débitmètre

Le débitmètre correspond à un type d'instrument, essentiellement mécanique, conçu pour mesurer le débit de fluides, que ce soit des gaz ou des liquides.

Types de débitmètre

Selon le niveau du débit et la nature du fluide, le principe du débitmètre adapté est très variable :

- Certains sont basés sur la mesure de la vitesse du fluide comme les anémomètres ; on utilisera dans ce cas un tube de Pitot, un débitmètre à turbine, pistons ou rotors, un débitmètre à ultrasons, un débitmètre ionique ou un courantomètre ;

- On peut également utiliser la mesure de la perte de charge (perte de pression) ou pression différentielle entre un repère amont et un repère aval, ceci à l'aide d'un organe déprimogène tel qu'une plaque à orifice, une tuyère (comme dans le cas d'un débitmètre à tube de Venturi) ou un diaphragme.

- Un débitmètre à flotteur, également un organe déprimogène, affiche la position d'équilibre d'un flotteur soumis à un courant dans un tube conique vertical ;

- un débitmètre à effet vortex mesure des variations de pression engendrées par des tourbillons de Karman ;

- un débitmètre électromagnétique mesure la réponse d'un fluide conducteur à un champ magnétique ;

- Il existe aussi les débitmètres massiques : thermique ou à effet Coriolis ;

VIII.4 GROUPE ELECTROGENE

Groupe électrogène (400 KVA) : Pour la production de courant nomade ou en secours. Le groupe électrogène est un appareil permettant d'obtenir une source de courant mobile ou fixe en secours pouvant être employée dans toutes les activités où une alimentation électrique est nécessaire en l'absence de raccordement au secteur ou en cas de défaut d'alimentation secteur

Principe du groupe électrogène

La production d'électricité par un groupe électrogène doit être autonome et ne nécessiter qu'un approvisionnement en carburant loin de toute source d'énergie.

L'électricité est toujours produite par une génératrice :

- Dynamo qui produit un courant continu,
- Ou alternateur qui produit du courant alternatif.

Pour produire le courant, cette génératrice doit recevoir un mouvement rotatif de son arbre d'entraînement, ce mouvement est produit par un moteur thermique essence, GPL ou diesel équipé d'une régulation mécanique modulant sa vitesse de rotation en fonction de la charge.

L'accouplement entre le moteur et l'alternateur est direct sur l'axe moteur par opposition à l'alternateur d'une automobile qui est entrainé par une courroie.

La régulation électronique, le redressement et l'écrêtement du courant électrique sont inclus dans un boîtier de composants du schéma électrique.

Types de fonctionnement du groupe électrogène

Toujours selon le même principe, le groupe électrogène peut avoir deux types de fonctionnement possibles selon son usage.

- Le groupe électrogène d'appoint qui est utilisé en nomade est un groupe compact pouvant être déplacé facilement dans ses différents usages. Ce groupe électrogène est portatif :
  - Groupe électrogène camping-car,
  - Groupe électrogène de maison à usage multiple,
  - Groupe électrogène de chantier (mobile),
- Le groupe électrogène fixe installé en secours de panne secteur dans des domaines sensibles (hôpitaux, stations militaires et opérationnelles) ou en relève des centrales électriques en période de pic de consommations (groupe EJP) pour la maison ou l'industrie :
  - Groupe électrogène de maison (secours domestique),
  - Groupe électrogène fixe industriel.

Le groupe électrogène est toujours défini selon sa puissance exprimée en Watts (W), kilowatts (kW) pour la puissance active ou en kVA (kilovolt-ampère) pour la puissance apparente et sa tension de courant de sortie en Volts d'après le nombre de phases en monophasé ou triphasé.

- La puissance active $P = U \times I \times \text{Cos (phi)}$ s'exprime en kW.

- La puissance réactive Q = U × I × Sin (phi) s'exprime en Kvars.
- La puissance apparente S = U × I s'exprime en kVA.

Pour convertir une puissance active en puissance apparente, il suffit donc de diviser par Cos (phi).

Formule : S = P/cos (phi)

Les groupes mobiles

Les groupes mobiles nécessitent d'être le plus compact possible et proposent des puissances domestiques (1 à 6 kW pour les portatifs) jusqu'à 10 kW maximum pour les déplaçables dans des tensions de courant standard 230 V monophasé et 400 V triphasé.

Les groupes fixes

Les groupes fixes peuvent être imposants pour proposer des tensions élevées, des puissances beaucoup plus importantes et embarquer des systèmes plus poussés.

On appréciera notamment le réchauffage permanent du moteur pour pouvoir démarrer à pleine puissance dès la mise en route sans délai de mise en température du moteur thermique, ainsi que le démarrage automatique avec une détection de panne secteur.

La puissance d'un groupe électrogène s'exprime en VA (voltampère), kVA (kilovoltampère) ou MVA (méga voltampère) selon la puissance.

Groupe électrogène 400 KVA

Figure VIII.4 Groupe électrogène 400KVA

- **Caractéristiques Performances**

Puissance kVA : 400 kVA Conversion kWatt : 320 kW Intensité Amp. : 660 A Sortie Alternatif : 380 V Tri+N Automatisme : OUI Préchauffage : 1.5 kW 220V mono Insonorisation : OUI

- **Dimensions** Longueur (mm): 4100 Largeur (mm) : 1500 Hauteur (mm) : 2500 Poids : 4100 kg
- **Caractéristiques Techniques**

Carburant : Diesel Capacité : 600 l. Consommation : 71 l./h Marque moteur : Volvo Type : TWD1630G Batteries : 2x12V – 160 Ah Huile moteur : 3C 15 W 40 / 80 L Référence filtre : 2x5000689146 ou 2xLF3477+1x5001824215

VIII.5 GRILLE EN ACIER INOXYDABLE

Les aciers inoxydables sont fabriqués à partir d'un alliage du fer qui contient un minimum de 10,5% de chrome. Leur qualité inoxydable est obtenue par l'intermédiaire de la formation d'un film invisible et adhérent d'oxyde riche en chrome.

L'alliage 304 est un acier inoxydable austénitique d'usage général avec une structure cubique à faces centrées. Il est essentiellement non magnétique sous condition de recuit et ne peut être durci que par un travail à froid. Comparé à l'alliage 302, sa faible teneur en carbone lui confère une meilleure résistance à la corrosion pour les structures soudées.

Figure VIII.5 Grille inoxydable

Elles sont très utilisées dans des plates-formes de structure métallique, bandes de roulement d'escalier, trottoirs, couloir, pont, couvertures de puits, escaliers, clôturant pour le pétrole, le produit chimique, la centrale, l'usine de traitement des déchets, les projets de génie civil et les projets concernant l'environnement. Drainages et couvertures etc. de puits.

VIII.6 SYSTEME D'ECLAIRAGE AUTONOME

Caractéristiques générales d'un système d'éclairage autonome

Issues du besoin client, elles sont spécifiques à chaque projet.

- Puissance d'éclairage : 1000 Lumens, 3500 Lumens...
- Besoin : zone de travail, périmètre de sécurité, éclairage d'ambiance...
- Autonomie d'éclairage : 2h, 1 nuit, 2 jours...
- Utilisation : éclairage stationnaire d'appoint, éclairage portatif mobile, éclairage secouru...

Paramètres variables d'un système d'éclairage autonome

Co-déterminés avec le client et optimisés en phase d'études.

- Technologie d'éclairage : Fluo-compact, LED
- Technologie de stockage : Plomb étanche AGM, Gel, spiralé, Lithium-ion (LiFePo4).
- Avertissement batterie faible : afficheur, sonore...
- Environnement : température, étanchéité IP, résistance...
- Mode de recharge : secteur EDF, panneau photovoltaïque, allume-cigare.
- Transfert swicth (mode *stand-by*) : allumage automatique en cas de coupure de secteur.
- Secouru : éclairage maintenu en cas de coupure secteur.
- Fréquence d'utilisation.
- Dimension, poids.

Schéma de principe

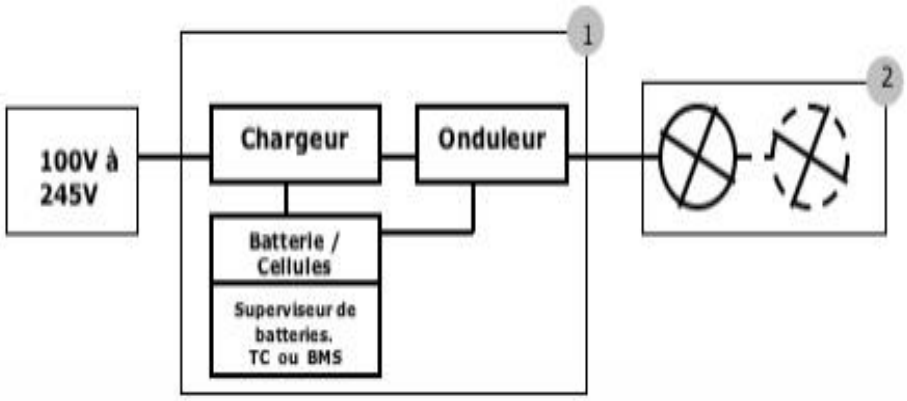


Figure VIII.6 Mode d'éclairage autonome (Tescup.fr, 2000)

1Système d'Énergie Autonome. 2.Éclairage intégré ou associé.

Conclusion

Un barrage est ouvrage de grande ampleur, mais il reste toujours composé de petits éléments, parmi lesquels on vient de citer, leur installation correcte et convenable en respectant les normes et les règles est primordiale pour garantir une meilleure exploitation et aussi d'éviter pas mal d'anomalies lors de la gestion de l'ouvrage.

CONCLUSION GENERALE

Au terme de ce travail, nous avons pu extraire l'intérêt de l'étude des variantes susceptibles d'être projetées au droit d'un site de barrage à travers différents aspects techniques et économiques concernant la réalisation des ouvrages annexes d'un barrage, ce qui permet de dégager d'une façon rationnelle la variante la plus adéquate répondant aux exigences du projet.

Ce projet de fin d'étude, nous a permet de mettre en pratique nos connaissances acquises, toute en abordant le maximum des formules et méthodes, pour étudier l'ensemble des éléments topographiques, géologiques et hydrologiques, ainsi que d'analyser ses paramètres essentielles, afin d'estimer le volume des travaux et prévenir les crues du projet et celles du chantier pour être apte à confirmer l'emplacement, le type du barrage et ses ouvrages annexes, et d'établir bien sûr un planning de travaux qui devra être respecter.

Le travail effectuée à permet de retenir les conclusions suivante :

- De point de vue géologique, le site de Tabeggart est avéré favorable pour l'implantation d'un barrage en matériaux locaux.

- De point de vue topographique, technique et économique le type d'évacuateur de crue adéquat pour ce barrage sera du type latéral à entonnement frontal.

- Le barrage de Tabeggart fera l'objet de l'alimentation des régions de la commune d'Ouled Si Slimane en eau pour l'irrigation.

- Bien que la réalisation de ce barrage ne vérifie pas la condition du facteur économique, qui présente le rapport entre le volume des matériaux de construction de la digue et la capacité d'emmagasinement de la cuvette, l'état algérien a choisi quand même de réaliser ce projet afin d'encourager le secteur agricole dans la wilaya et fixer sa population.

REFERENCES BIBLIGRAPHIQUES

Dams, International Commission on Large. 1987. *Spillways for Dams*. Commission internationale des grands barrages.

GUERRIN, A. 1972. *Traité Du Béton Armé (Vol .VII)*. DUNOD. PARIS.

« Normes et dimensions : tuyaux en fonte ductile ». 2017. Consulté le septembre 11. http://www.pamline.fr/dimensions-diametre-tuyaux-fonte.

« Design of SmallDams.pdf ». 2017. Consulté le septembre 11. https://www.usbr.gov/tsc/techreferences/mands/mands-pdfs/SmallDams.pdf.

Touaïba Bénina. 2015. *Manuel pratique d'hydrologie*.

Traité de génie civil. s. d. Vol. 15.

زرقين, et 2013 .صلاح. « Estimation des pressions actives sur les murs de soutènement en présence d'eau sous sollicitation sismique ». Université Mohamed Khider-Biskra. http://thesis.univ-biskra.dz/519/1/estimation_des_pression_actives_sur_les_murs_de_soutenement.pdf.

Annexe A :

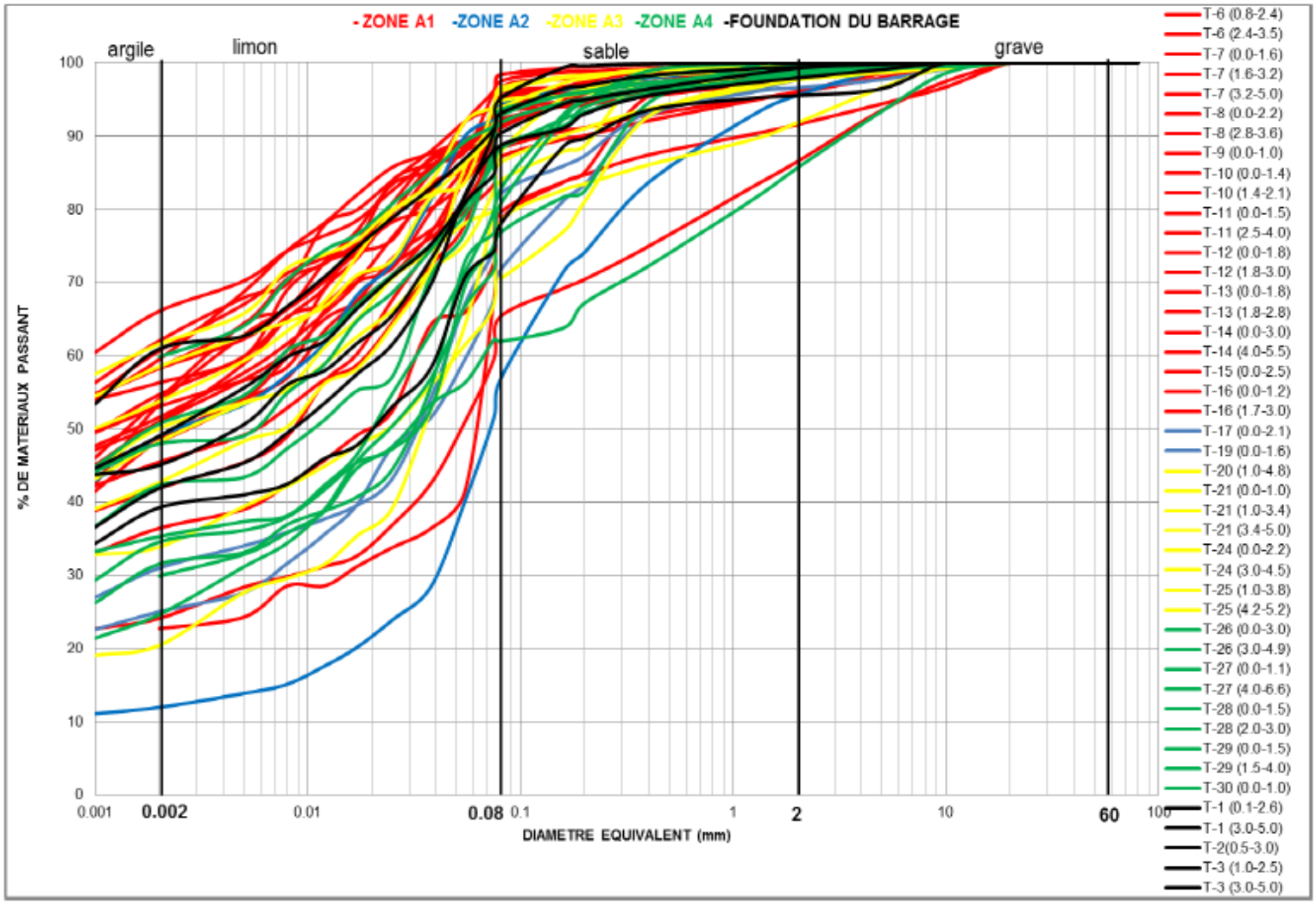


Figure Annexe.A.1 Courbe granulométrique des zones d'emprunt d'argile (ANBT 2017)

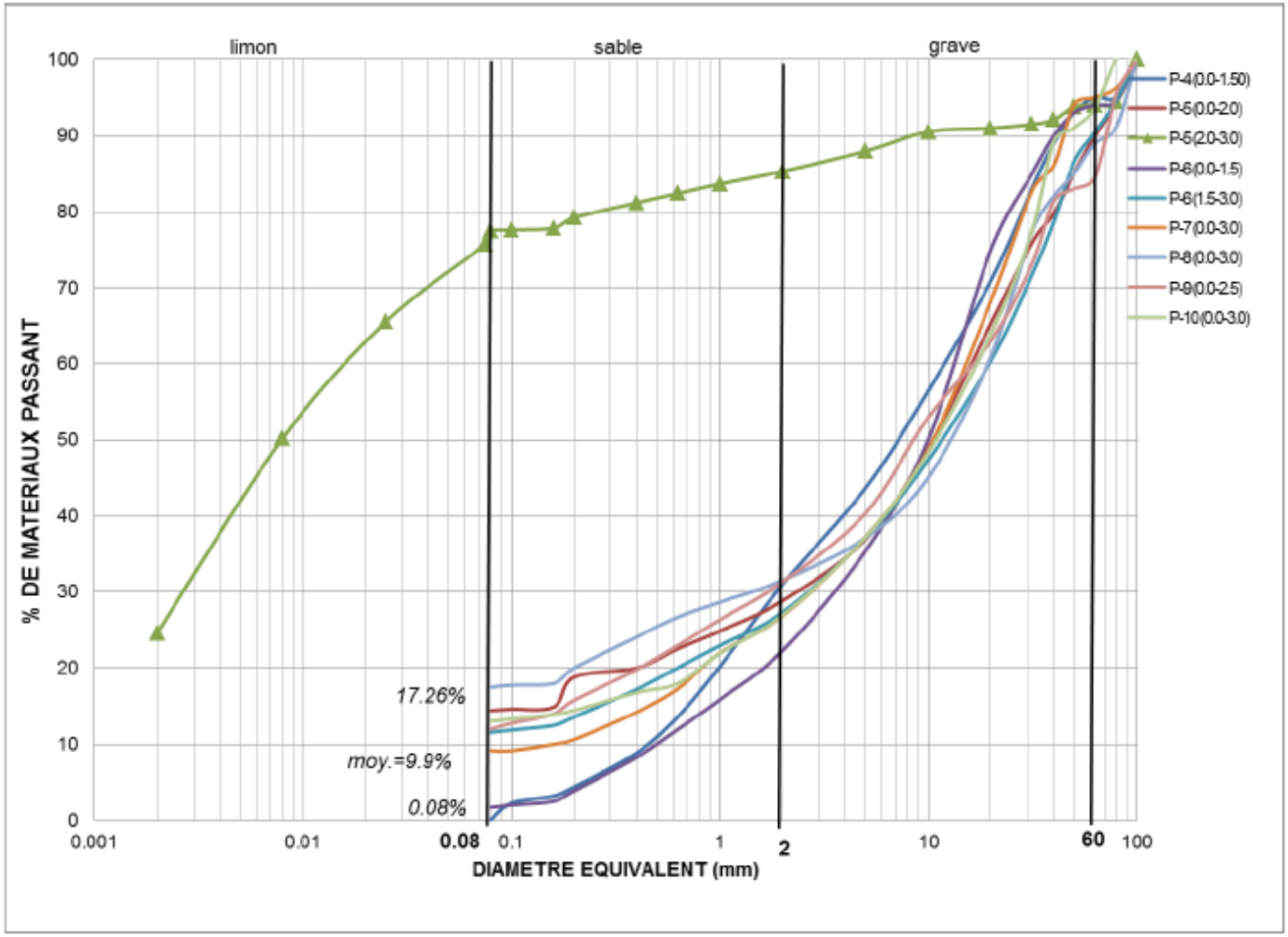


Figure Annexe.A.2 Courbe granulométrique des zones d'emprunt A.1 des matériaux sablo-graveleux (ANBT 2017)

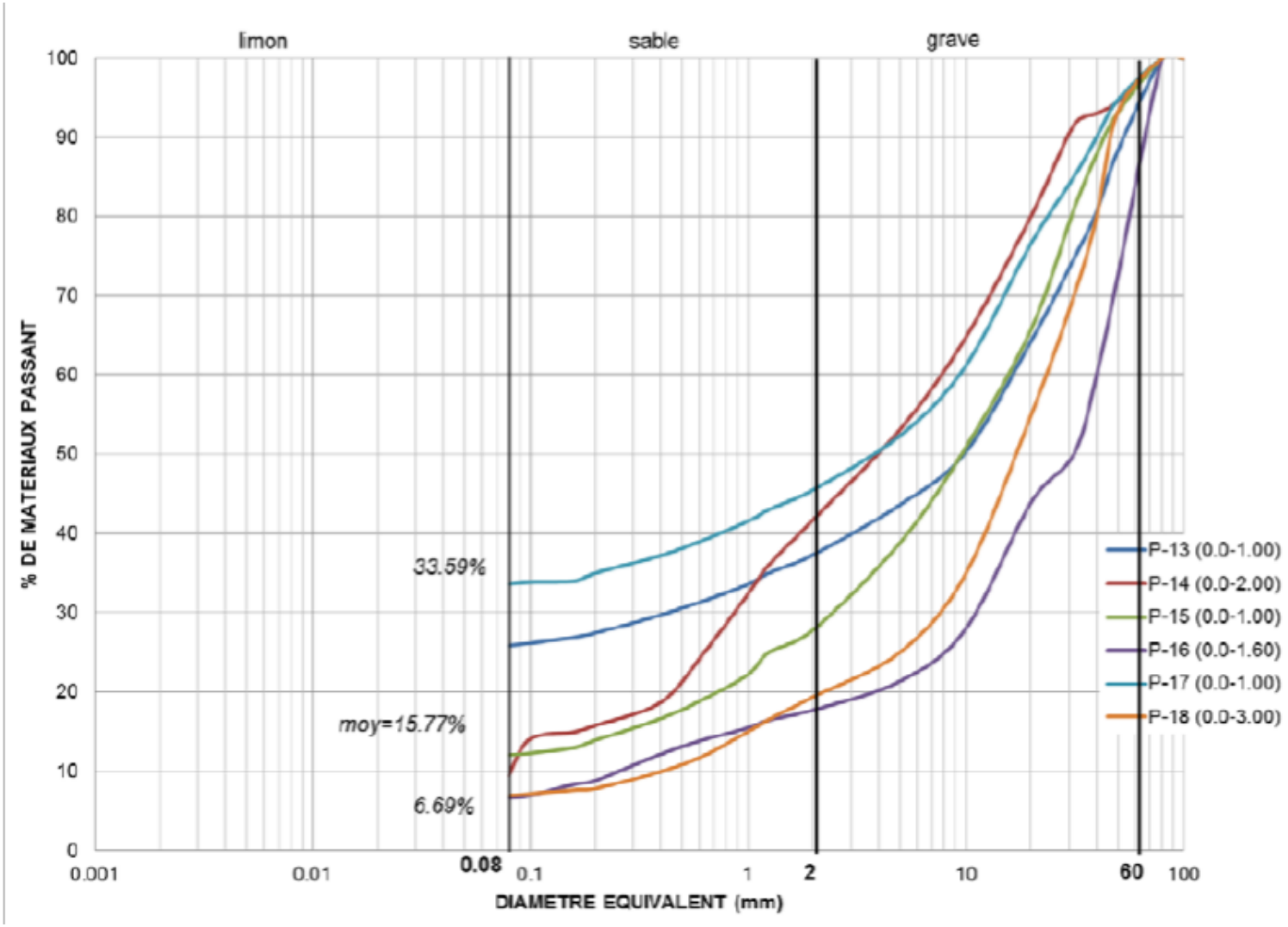


Figure Annexe.A.3 Courbe granulométrique des zones d'emprunt A.2 des matériaux sablo-graveleux (ANBT 2017)

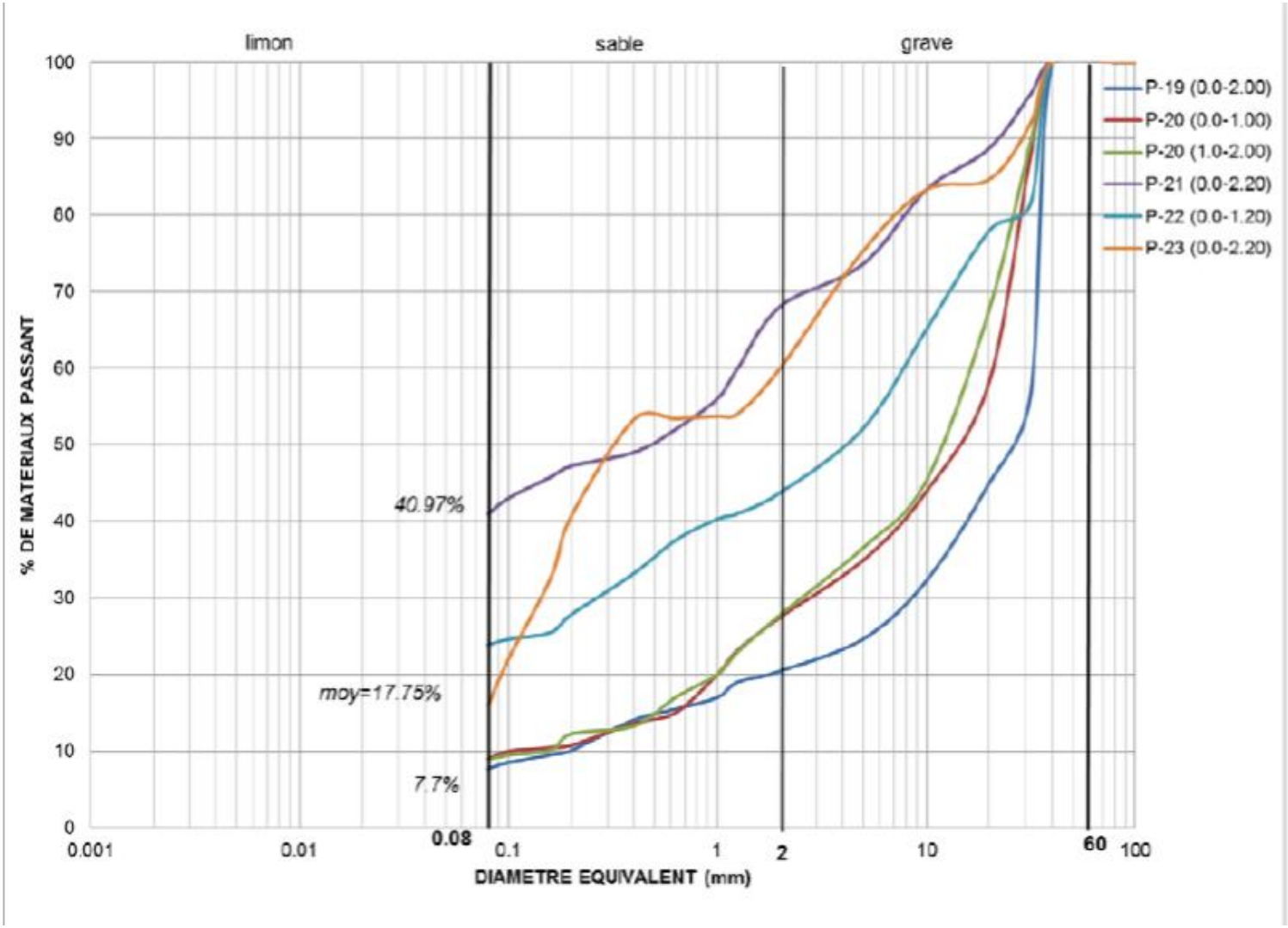


Figure Annexe.A.4 Courbe granulométrique des zones d'emprunt des matériaux A.3 sablo-graveleux (ANBT 2017)

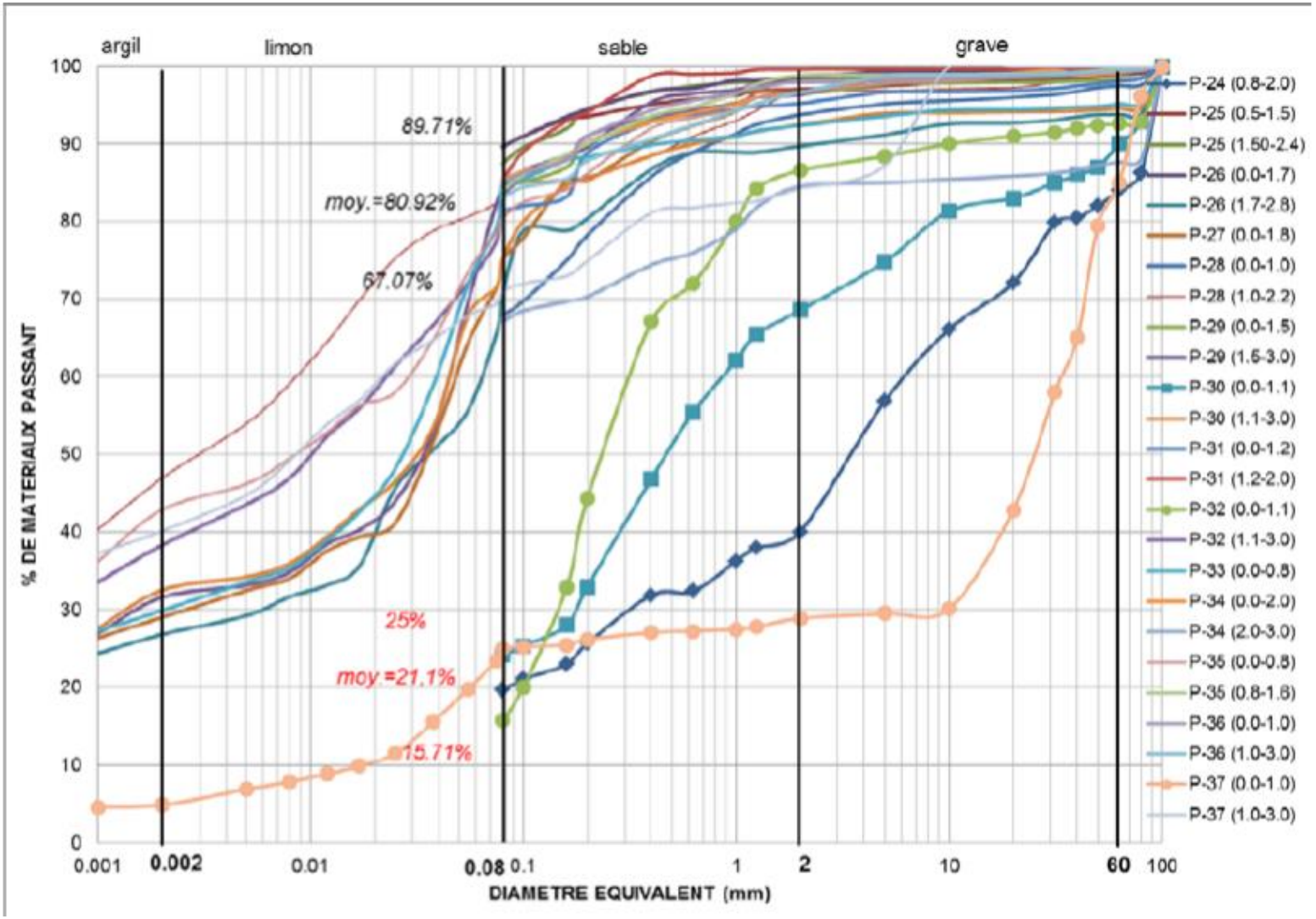


Figure Annexe.A.5 Courbe granulométrique des zones d'emprunt des matériaux A.4 sablo-graveleux (ANBT 2017)

Tableau Annexe.A.1 répartition des matériaux dans la carrière (ANBT 2017)

Gradin d'excavation	**Hauteur (m)**	**Superficie (m^2)**	**Calcul de la cubature (m^3)**	**Coefficient de la compacité de la carrière**	**Réserves disponibles de la carrière (m^3)**	**Coefficient d'exploitabilité**	**Réserves exploitables de la carrière (m^3)**
De 910 à 920	10	7 200 33 400	203 000	1,15	233 450	0,52	121 394
De 900 à 910	10	30 500 69 600	500 500	1,15	575 575	0,74	425 925
De 890 à 900	10	66 200 103 600	849 000	1,15	976 350	0,72	702 972
De 880 à 890	10	100 400 138 600	1 195 000	1,15	1 374 250	0,72	989 460
De 870 à 880	10	134 400 186 300	1 603 500	1,15	1 844 025	0,81	1 493 660 ,3
De 860 à 870	10	191 000 246 600	2 188 000	1,15	2 516 200	0,7	1 761 430
			6 539 000	1,15	7 519 850	0,73	5 494 751 ,8

Série des pluies mensuelles et moyennes annuelles en (mm)

Année	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juill.	Août	annuelles
1975/76	57,2	3,5	23,1	15,2	0	61,9	9,9	14,6	0	0	0	0	185,4
1976/77	0	32,7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	10,5	43,2
1977/78	0	0	11,2	0	0,6	0,3	1,2	0	0,3	3	0	0	16,6
1978/79	1	24	1	7,8	23,8	30,8	13	34,6	0	19	0	0	155
1979/80	16	11,5	11,7	0,8	13	11,9	38,4	21	33,2	0	0	11,5	169
1980/81	0	0	8	23,5	0	36,9	11,9	19,6	1,6	10,8	0	39,2	151,5
1981/82	6,5	17,3	0	31,5	12,2	23,7	21	53	15,8	6,2	0	0	187,2
1982/83	2,3	67	110,1	9,7	0	20,8	5	2	3,4	0	0	0	220,3
1983/84	0	0	11	5,3	6,4	21,5	5,5	6,7	5,2	1,5	0	1,5	64,6
1984/85	1	22,5	11,7	15	39,9	4	74	8	47,3	0	0	0	223,4
1985/86	14,7	49,5	68,2	43	37,7	18,2	66,8	22,7	12,2	5,6	0	0	338,6
1986/87	54,3	14,5	11,3	25,2	12	35,3	11,8	10,3	20,3	10,9	19,6	0	225,5
1987/88	3,7	23,3	41,8	60,8	11,1	1,5	7,4	19,8	14,1	26,3	0	0	209,8
1988/89	0	10,5	16,8	46,2	0	38,9	0	45	15,7	35	0	9,8	217,9
1989/90	42,3	4,3	8,3	6,8	21,6	0	11,9	54,4	94,9	0	0	49,5	294
1990/91	16,6	0,3	23,8	25,1	3,8	22,8	51,9	24,1	4,2	7,5	0	11,2	191,3
1991/92	15,3	76,1	17,6	18,7	48,4	14,3	14,7	16,5	59,2	0	20,2	0	301
1992/93	53,2	0	36,8	30,7	5,6	13,2	19,5	0	46,1	0	0	8,5	213,6
1993/94	5,1	0	30	18,4	22,1	31,5	17,2	0	0	0	1,1	0	125,4
1994/95	50,9	95,9	8,4	5,1	30,8	7,7	26,8	17,6	0	50,5	0	0,6	294,3
1995/96	34,5	39,9	5,8	21,9	48,6	40,7	57,2	29,5	44,9	0	0	7,3	330,3
1996/97	40,6	28	5,3	12,3	34,6	22,4	31,5	24,6	39	3	0	5	246,3
1997/98	33,3	28	7,5	13,2	47,5	9,7	34	6,6	20	4	2	0	205,8
1998/99	48,1	19,4	9,2	4,5	47,6	4,2	10,8	19,8	0	2,7	2,1	0	168,4
1999/00	65,4	-999	30,1	48,2	0	0	0	4,2	36,8	0	0	0	125,4
2000/01	11,5	10,1	2,3	32,8	35,4	4	0	3,5	14,3	0	0	2,4	116,3
2001/02	15,5	0	33,7	16,3	11,8	4,5	8,5	15,9	0	13,9	0	20,3	140,4
2002/03	4,5	28,3	32,2	28,3	69	19,1	12,2	123	27,5	0	2,3	11,9	358,3
2003/04	42,8	132,9	10,9	29,4	10,3	0	54,6	85,4	52,2	15,3	0	15,9	449,7
2004/05	7,4	62,2	22,5	86,1	0	13,8	29,6	13,9	0	23,6	1,9	0	261
2005/06	31,9	13,1	40,1	27,4	65,1	26,3	4,4	90,6	165,6	0	0	0	464,5
2006/07	45,5	20,6	47,8	23,3	9,7	19	37,1	21,6	20,9	0	0	0	245,5
2007/08	72,4	6	5,5	1,8	3,5	8,1	14,5	0	51,5	8,7	53,2	0	225,2
2008/09	89,7	102,2	2,2	52,8	87,8	28	17,5	58,1	9,5	0	3,1	0	450,9
2009/10	119,7	52,4	12,7	33,9	10,3	50,9	36,6	87	9,8	23,9	0	4,2	441,4
2010/11	20,8	12,9	17,8	11,6	14,9	29,6	76,7	47,5	35,8	56,5	0	17,3	341,4
2011/12	26,4	58,7	12,5	0	0	0	21,4	20,6	10,1	0	0	0	149,7
2012/13	0	8,1	43,7	2,5	21,6	12,9	26,2	34,8	0	0	0	14,5	164,3

Série des pluies journalière maximales en (mm)

Année	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juill.	Août	Max.
1975/76	22,7	3	17	6,9	0	16,2	3	6,9	0	0	0	0	22,5
1976/77	0	18	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4,5	18
1977/78	0	0	11,2	0	0,3	0,2	0,5	0	0,1	3	0	0	11,2
1978/79	1	11	1	3	9,2	13	7	28,1	0	12	0	0	28,1
1979/80	9,5	3,8	8,2	0,5	9,5	8,5	28,8	7,5	23,4	0	0	8	28,8
1980/81	0	0	3,4	7	0	12,5	7,7	10	1,6	10,8	0	39,2	39,2
1981/82	6,5	14	0	31,5	6,5	8,5	11	16	10,8	4,2	0	0	31,5
1982/83	2,3	48,8	36,3	3,2	0	5,7	3,5	2	3,4	0	0	0	48,8
1983/84	0	0	4	5,3	3	14,5	3,5	5,5	5,2	1,5	0	1,5	14,5
1984/85	1	14,5	10,6	8	26,4	4	28	5	19	0	0	0	28
1985/86	10	40,5	58,6	21,5	25,1	10,3	18	10,5	9,7	5,6	0	0	58,6
1986/87	45,5	6	4,6	16,2	6,2	15,7	6,5	6,2	13,2	8,4	13,3	0	45,5
1987/88	2,2	23,3	17,6	38,5	4,2	1,5	3,8	17,2	13,2	11,5	0	0	38,5
1988/89	0	10,5	11	22	0	23,7	0	31,5	13,8	12,8	0	4,9	31,5
1989/90	22,4	4,3	8,3	3,6	7,4	0	6,4	29,6	39,4	0	0	18,8	39,4
1990/91	9,9	0,3	8,9	11,3	3,8	7,2	28,1	11,4	4,2	7,5	0	8,7	28,1
1991/92	9,7	34,4	13,2	14,6	20,7	12,8	14,7	10,6	19,5	0	16,3	0	34,4
1992/93	25,3	0	26,7	26	5,6	5,8	6,8	0	17,3	0	0	5,6	26,7
1993/94	5,1	0	17,2	8,7	12,8	19,2	17,2	0	0	0	1,1	0	19,2
1994/95	29,2	46,8	8,4	5,1	9,5	5,1	10	11,8	0	48,7	0	0,6	48,7
1995/96	18,5	34,5	5,8	14,4	16,3	15,3	40,4	18,8	29,1	0	0	7,3	40,4
1996/97	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1997/98	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1998/99	46,8	16,1	4,8	2,7	20,7	4,2	6,1	19,8	0	1,6	2,1	0	46,8
1999/00	29,1	0	15,6	28,1	0	0	0	4,2	31,2	0	0	0	31,2
2000/01	6,5	5,7	1,2	14,7	10,5	4	0	3,5	9,3	0	0	1,3	14,7
2001/02	10,5	0	29,2	8,4	11,8	4,5	5,2	8,2	0	13,9	0	8,3	29,2
2002/03	4,5	21,1	11,5	8,4	21,3	11,2	12,2	85,4	18,3	0	1,2	11,9	85,4
2003/04	31,8	76,6	6,4	8,1	3,7	0	39,4	63,3	26,3	10,3	0	15,9	76,6
2004/05	4,6	24,3	21,3	18,8	0	7,2	21,9	8,4	0	11,9	1,9	0	24,3
2005/06	14,1	6,5	20,3	8,9	33,5	14,3	2,8	77,3	82,8	0	0	0	82,8
2006/07	29,9	12,2	39,4	11,8	9,2	8,1	20,9	17,6	20,9	0	0	0	39,4
2007/08	18,2	4,8	2,9	1,8	3,5	8,1	10,2	0	23,7	7,1	35,7	0	35,7
2008/09	76,9	26,6	2,2	25,5	32,5	15,8	8,9	32,7	5,3	0	3,1	0	76,9
2009/10	45,7	28,4	7,5	14,8	6,1	19,8	23,6	36,1	9,8	13,2	0	4,2	45,7
2010/11	7,8	9,7	7,5	4,2	7,2	8,2	30,5	30,3	22,9	37,9	0	15,8	37,9
2011/12	21,8	42,8	4,8	0	0	0	18,6	6	7,3	0	0	0	42,8
2012/13	0	3,5	19,8	2,5	9,5	5,2	10,5	23,1	0	0	0	10,3	23,1

Pluies moyennes annuelles du site Tabeggart en (mm)

Année	pluies	Année	pluies
1975	**122,2**	1994	**265,2**
1976	**136,8**	1995	**265,3**
1977	**147,5**	1996	**267,6**
1978	**164,3**	1997	**270,6**
1979	**165,2**	1998	**287,1**
1980	**198,1**	1999	**324**
1981	**213,9**	2000	**333,6**
1982	**218,8**	2001	**341,4**
1983	**225,1**	2002	**346,2**
1984	**225,2**	2003	**354,1**
1985	**235,7**	2004	**358,3**
1986	**238,6**	2005	**377,6**
1987	**245,5**	2006	**392,8**
1988	**251,5**	2007	**398,4**
1989	**253,6**	2008	**420,4**
1990	**255**	2009	**441,4**
1991	**261**	2010	**449,7**
1992	**263,7**	2011	**450,9**
1993	**264,2**	2012	**464,5**

Test de la médiane :

Pluie (mm)		Pluie (mm)	
324	+	**346,2**	+
392,8	+	**420,4**	+
255	-	**287,1**	+
218,8	-	**267,6**	+
238,6	-	**198,1**	-
213,9	-	**235,7**	-
264,2	-	**136,8**	-
333,6	+	**165,2**	-
122,2	-	**358,3**	+
265,2	+	**449,7**	+
398,4	+	**261**	-
265,3	+	**464,5**	+
251,5	-	**245,5**	-
270,6	+	**225,2**	-
377,6	+	**450,9**	+
225,1	-	**441,4**	+
354,1	+	**341,4**	+
253,6	-	**263,7**	-
147,5	-	**164,3**	-

Apport moyen du site Tabeggart (Mm^3)

Année	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juill.	Août
1975/76	0,39	0,71	0,33	0,37	0,51	1,27	0,75	0,53	0,23	0,87	0,46	0,8
1976/77	1,28	0,58	0,68	0,82	1,84	0,72	0,85	0,48	2,31	1,43	0,09	0,57
1977/78	0,07	0,09	0,21	0,04	0,03	0,01	0,34	0,35	0,01	0,07	0,07	0
1978/79	0	0,19	0,06	0,15	0,32	0,09	0,28	0,6	0	0,11	0,23	0,08
1979/80	0,21	0,02	0,07	0,16	0,07	0,1	0,3	0,02	0,26	0,16	0,04	0,08
1980/81	0,04	0,05	0,03	0,02	0,03	0,03	0,09	0,05	0,06	0,03	0,02	0,02
1981/82	0,03	0,02	0,02	0,05	0	0,1	0,55	0,02	0,26	0,04	0,05	0,25
1982/83	0,91	0,32	1,74	0,05	0,51	0,47	0,12	0,71	0,36	0,43	0,54	0,49
1983/84	0,39	0,68	0,24	0,04	0,32	0,12	0,59	0,55	0,06	0,44	0,01	0,39
1984/85	0,11	0,05	0,02	0,05	0,03	0,06	0,1	0,03	0,1	0,01	0,04	0,01
1985/86	0,17	0,13	0,11	0,27	0,26	0,42	0,78	0,64	0,77	0,19	0,26	0,24
1986/87	0,66	0,66	0,07	0,08	0	0	0	0,27	0,15	0,07	0	0,5
1987/88	0,04	0,12	0,1	0,14	0,15	0,14	0,42	0,15	0,31	0,12	0,01	0,09
1988/89	0	1,38	0,36	0,64	0,39	0,22	0,17	0,25	1,57	0,02	0,16	0,01
1989/90	3,2	0,59	3,32	0,59	0,18	0,01	0,15	4,82	0,34	1,32	0,19	0,41
1990/91	0	0,76	0	0,01	0,04	0,02	0,25	0,2	0,48	0,15	0	0
1991/92	0,01	2,97	2,01	1,27	1,42	4,22	1,07	0,23	0,86	2,36	1,05	0,46
1992/93	0,19	0,13	0,09	0,09	0,18	0,06	0,05	0,11	0,21	0,1	0,02	0,04
1993/94	0,14	0,1	0,1	0,16	0,05	0,03	0,11	0,26	0,16	0,05	0,03	0,03
1994/95	0,34	0,43	3,39	0,01	0,49	0	3,51	2,31	0,01	0,08	0,05	1,14
1995/96	0,26	0,13	0,22	0,48	0,41	0,24	0,5	0,31	0,74	0,71	0,14	0,04
1996/97	0,04	0,01	0,02	0,06	0,05	0,04	0,07	0,08	0,07	0,02	0,02	0,01
1997/98	1,82	0,4	1,77	0,09	0,52	1,05	2,98	1,12	0,62	0,69	0,07	0
1998/99	0,18	0,17	0,02	0,15	0,1	0,04	0,19	0,28	0,32	0,05	0,17	0,18
1999/00	0,27	0,55	0,12	0,04	0	0,43	0,01	0,03	0,51	0,14	0,05	0,01
2000/01	0,17	0,06	0,03	0,01	0,1	0,01	0,03	0,21	0,09	0,04	0,01	0,04
2001/02	0,03	0	0,04	0,2	0,05	0,02	0,46	0,15	0,04	0,01	0,02	0
2002/03	0,04	0,17	0,15	0,61	0,41	0	0	2,5	1,03	1,1	0,02	0,54
2003/04	5,65	0,39	6,58	1,83	1,07	0,8	0	0,25	2,14	0,75	0,14	0,1
2004/05	0,63	0,11	0	0,03	7,11	0,01	0,1	2,29	0,04	0	0,05	0
2005/06	1,28	2,15	1,13	4,26	1,18	2,01	5,29	3,6	0,38	0,27	0,54	1,85
2006/07	0,13	0,17	0,15	0	0,33	0,2	0,01	0	0,89	0,21	0	0,6
2007/08	0,13	0	0,01	0,2	0,16	0,01	0,6	0,07	1,05	0,17	0,1	0,06
2008/09	1,56	3,36	2,37	0,74	0,89	3,71	0,49	2,68	0	0,7	0,49	0,93
2009/10	1,13	1,96	1,23	0,46	0,36	2,28	2,72	4,25	0,06	4,64	0,52	1,8
2010/11	1,38	3,87	0,12	1,18	0,02	0,73	9,83	0,45	0,14	0,01	0,01	0,08
2011/12	0,29	0,37	0,51	0,58	0,03	0,5	0,08	0,11	0,18	0,08	0,07	0,1
2012/13	0	0	0,1	0,19	0	0,02	0,39	0,1	0,14	0,05	0,03	0,14

Test de Wilcoxon (P_{max} j) en mm

LA série XUY	origine	rang		LA série XUY	origine	rang
464,5	x	1		**264,2**	x	20
450,9	x	2		**263,7**	y	21
449,7	x	3		**261**	x	22
441,4	x	4		**255**	y	23
420,4	x	5		**253,6**	y	24
398,4	y	6		**251,5**	x	25
392,8	y	7		**245,5**	x	26
377,6	x	8		**238,6**	x	27
358,3	x	9		**235,7**	y	28
354,1	x	10		**225,2**	x	29
346,2	x	11		**225,1**	y	30
341,4	x	12		**218,8**	y	31
333,6	y	13		**213,9**	x	32
324	x	14		**198,1**	x	33
287,1	y	15		**165,2**	y	34
270,6	x	16		**164,3**	x	35
267,6	y	17		**147,5**	y	36
265,3	y	18		**136,8**	x	37
265,2	y	19		**122,2**	y	38

Fonction Rybking Foster $F_{P\,\%}$ (P%, C_S)

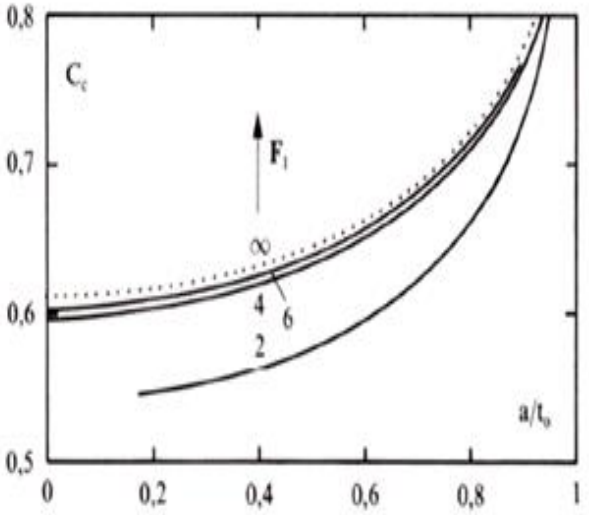
Cs	0,01	0,1	1	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95	97	99	99,9	5%-F95	S
0,00	3,72	3,09	2,33	1,88	1,64	1,28	0,84	0,67	0,52	0,25	0,00	-0,25	-0,52	-0,67	-0,84	-1,28	-1,64	-1,88	-2,33	-3,09	3,28	0,00
0,10	3,94	3,23	2,40	1,92	1,67	1,29	0,84	0,66	0,51	0,24	-0,02	-0,27	-0,53	-0,68	-0,85	-1,27	-1,61	-1,84	-2,25	-2,95	3,28	0,03
0,20	4,16	3,33	2,47	1,96	1,70	1,30	0,83	0,65	0,50	0,22	-0,03	-0,28	-0,55	-0,69	-0,85	-1,26	-1,58	-1,79	-2,18	-2,81	3,28	0,06
0,30	4,38	3,52	2,54	2,00	1,72	1,31	0,82	0,64	0,48	0,20	-0,05	-0,30	-0,56	-0,70	-0,85	-1,24	-1,55	-1,75	-2,10	-2,67	3,27	0,08
0,40	4,61	3,66	2,61	2,04	1,75	1,32	0,82	0,63	0,47	0,19	-0,07	-0,31	-0,57	-0,71	-0,85	-1,23	-1,52	-1,70	-2,03	-2,54	3,27	0,11
0,50	4,83	3,81	2,68	2,08	1,77	1,33	0,81	0,62	0,46	0,17	-0,08	-0,33	-0,58	-0,71	-0,85	-1,22	-1,49	-1,66	-1,96	-2,40	3,26	0,14
0,60	5,05	3,96	2,75	2,12	1,80	1,33	0,80	0,61	0,44	0,16	-0,10	-0,34	-0,59	-0,72	-0,85	-1,20	-1,45	-1,61	-1,88	-2,27	3,25	0,17
0,70	5,28	4,10	2,82	2,15	1,82	1,34	0,79	0,59	0,43	0,14	-0,12	-0,36	-0,60	-0,72	-0,85	-1,18	-1,42	-1,57	-1,81	-2,14	3,24	0,20
0,80	5,50	4,24	2,89	2,18	1,84	1,34	0,78	0,58	0,41	0,12	-0,13	-0,37	-0,60	-0,73	-0,85	-1,17	-1,38	-1,52	-1,74	-2,02	3,22	0,22
0,90	5,73	4,32	2,96	2,22	1,86	1,34	0,77	0,57	0,40	0,11	-0,15	-0,38	-0,61	-0,73	-0,85	-1,15	-1,35	-1,47	-1,66	-1,90	3,21	0,25
1,00	5,96	4,53	3,02	2,25	1,88	1,34	0,76	0,55	0,38	0,09	-0,15	-0,39	-0,62	-0,73	-0,85	-1,13	-1,32	-1,42	-1,59	-1,79	3,20	0,28
1,10	6,18	4,67	3,09	2,28	1,89	1,34	0,74	0,54	0,36	0,07	-0,18	-0,41	-0,62	-0,74	-0,85	-1,10	-1,28	-1,38	-1,52	-1,68	3,17	0,31
1,20	6,41	4,81	3,15	2,31	1,91	1,34	0,73	0,54	0,35	0,05	-0,19	-0,42	-0,63	-0,74	-0,85	-1,08	-1,24	-1,33	-1,45	-1,58	3,16	0,31
1,30	6,64	4,95	3,21	2,34	1,92	1,34	0,72	0,49	0,33	0,40	-0,21	-0,43	-0,63	-0,74	-0,84	-1,06	-1,20	-1,28	-1,38	-1,48	3,14	0,37
1,40	6,87	5,09	3,27	2,37	1,94	1,33	0,71	0,47	0,31	0,02	-0,22	-0,44	-0,64	-0,73	-0,83	-1,04	-1,17	-1,23	-1,32	-1,39	3,12	0,39
1,50	7,09	5,23	3,33	2,39	1,95	1,33	0,69	0,46	0,30	0,00	-0,24	-0,45	-0,64	-0,73	-0,82	-1,02	-1,13	-1,19	-1,26	-1,31	3,09	0,42
1,60	7,31	5,37	3,39	2,42	1,96	1,32	0,68	0,44	0,25	-0,02	-0,25	-0,46	-0,64	-0,73	-0,81	-0,99	-1,10	-1,14	-1,20	-1,24	3,07	0,45
1,70	7,54	5,50	3,44	2,44	1,97	1,32	0,66	0,42	0,25	-0,03	-0,27	-0,47	-0,64	-0,72	-0,80	-0,97	-1,06	-1,10	-1,14	-1,17	3,04	0,48
1,80	7,76	5,64	3,50	2,46	1,98	1,31	0,64	0,40	0,24	-0,05	-0,28	-0,48	-0,64	-0,72	-0,79	-0,94	-1,02	-1,06	-1,09	-1,11	3,01	0,51
1,90	7,98	5,77	3,55	2,49	1,99	1,30	0,63	0,39	0,22	-0,07	-0,03	-0,48	-0,64	-0,71	-0,78	-0,92	-0,98	-1,01	-1,04	-1,05	2,98	0,54
2,00	8,21	5,91	3,60	2,51	2,00	1,29	0,61	0,37	0,20	-0,05	-0,31	-0,49	-0,64	-0,70	-0,78	-0,90	-0,95	-0,97	-0,99	-1,00	2,95	0,57
2,10	--	6,04	3,65	2,53	2,01	1,27	0,59	0,35	0,18	-0,10	-0,32	-0,50	-0,64	-0,69	-0,75	-0,81	-0,91	-0,99	-0,95	-0,95	2,92	0,59
2,20	--	6,14	3,68	2,54	2,02	1,26	0,57	0,29	0,16	-0,12	-0,33	-0,50	-0,64	-0,68	-0,74	-0,84	-0,88	-0,90	-0,91	-0,91	2,89	0,62
2,30	--	6,26	3,73	2,57	2,01	1,25	0,55	0,27	0,14	-0,13	-0,34	-0,50	-0,63	-0,67	-0,72	-0,82	-0,85	-0,83	-0,87	-0,87	2,86	0,64
2,40	--	6,37	3,78	2,60	1,23	1,23	0,52	0,25	0,14	-0,14	-0,35	-0,51	-0,62	-0,66	-0,71	-0,79	-0,82	-0,80	-0,83	0,83	2,82	0,67
2,50	--	6,50	3,82	2,62	2,00	1,21	0,50	0,24	0,10	-0,16	-0,36	-0,51	-0,62	-0,66	-0,70	-0,77	-0,79	-0,77	-0,80	-0,80	2,79	0,69
2,60	--	6,54	3,86	2,63	2,00	1,19	0,48	0,22	0,04	-0,17	-0,37	-0,51	-0,61	-0,65	-0,70	-0,75	-0,76	-0,74	-0,77	-0,77	2,76	0,72
2,70	--	6,75	3,92	2,64	2,00	1,18	0,46	0,20	0,07	-0,18	-0,38	-0,51	-0,61	-0,64	-0,68	-0,72	-0,74	-0,71	-0,74	-0,74	2,74	0,74
2,80	--	6,86	3,96	2,64	2,00	1,15	0,44	0,19	0,06	-0,20	-0,39	-0,51	-0,60	-0,63	-0,67	-0,71	-0,71	-0,69	-0,71	-0,71	2,71	0,76
2,90	--	7,00	4,01	2,65	1,99	1,13	0,41	0,17	0,04	-0,21	-0,39	-0,05	-0,60	-0,62	-0,65	-0,68	-0,69	-0,67	-0,69	-0,69	2,68	0,78
3,00	--	7,10	4,05	2,66	1,97	1,11	0,39	0,15	0,03	-0,22	-0,40	-0,51	-0,59	-0,60	-0,64	-0,66	-0,67	-0,65	-0,67	-0,67	2,64	0,80
3,10	--	7,23	4,09	2,66	1,97	1,09	0,37	0,13	0,01	-0,23	-0,40	-0,51	-0,58	-0,59	-0,62	-0,64	-0,64	-0,63	-0,65	-0,65	2,62	0,81
3,20	--	7,35	4,11	2,64	1,96	1,08	0,35	0,11	-0,01	-0,25	-0,41	-0,51	-0,57	-0,59	-0,61	-0,62	-0,63	-0,61	-0,63	-0,63	2,59	0,83
3,30	--	7,44	4,15	2,60	1,95	1,06	0,33	0,09	-0,02	-0,26	-0,41	-0,51	-0,56	-0,58	-0,59	-0,60	-0,61	-0,59	-0,61	-0,61	2,56	0,85
3,40	--	7,54	4,18	2,66	1,95	1,04	0,31	0,06	-0,04	-0,27	-0,41	-0,50	-0,55	-0,57	-0,58	-0,59	-0,59	-0,57	-0,58	-0,59	2,53	0,86
3,50	--	7,64	4,21	2,66	1,93	1,03	0,29	0,05	-0,05	-0,28	-0,41	-0,50	-0,54	-0,55	-0,56	-0,57	-0,57	-0,56	-0,57	-0,57	2,50	0,87
3,60	--	7,72	4,24	2,66	1,93	1,01	0,28	0,03	-0,07	-0,28	-0,42	-0,50	-0,54	-0,54	-0,56	-0,56	-0,56	-0,54	-0,56	-0,55	2,48	0,89
3,70	--	7,86	4,26	2,66	1,91	1,01	0,26	0,03	-0,08	-0,29	-0,42	-0,49	-0,52	-0,53	-0,55	-0,54	-0,54	-0,53	-0,54	-0,54	2,45	0,90
3,80	-	7,97	4,29	2,65	1,90	1,00	0,24	0,03	-0,10	-0,30	-0,42	-0,48	-0,51	-0,52	-0,54	-0,53	-0,53	-0,53	-0,53	-0,53	2,43	0,91

Table de Khi-deux

p	0,999	0,995	0,99	0,98	0,95	0,9	0,8	0,2	0,1	0,05	0,02	0,01	0,005	0,001
ddl														
1	0,0000	0,0000	0,0002	0,0006	0,0039	0,0158	0,0642	1,6424	2,7055	3,8415	5,4119	6,6349	7,8794	10,8276
2	0,0020	0,0100	0,0201	0,0404	0,1026	0,2107	0,4463	3,2189	4,6052	5,9915	7,8240	9,2103	10,5966	13,8155
3	0,0243	0,0717	0,1148	0,1848	0,3518	0,5844	1,0052	4,6416	6,2514	7,8147	9,8374	11,3449	12,8382	16,2662
4	0,0908	0,2070	0,2971	0,4294	0,7107	1,0636	1,6488	5,9886	7,7794	9,4877	11,6678	13,2767	14,8603	18,4668
5	0,2102	0,4117	0,5543	0,7519	1,1455	1,6103	2,3425	7,2893	9,2364	11,0705	13,3882	15,0863	16,7496	20,5150
6	0,3811	0,6757	0,8721	1,1344	1,6354	2,2041	3,0701	8,5581	10,6446	12,5916	15,0332	16,8119	18,5476	22,4577
7	0,5985	0,9893	1,2390	1,5643	2,1673	2,8331	3,8223	9,8032	12,0170	14,0671	16,6224	18,4753	20,2777	24,3219
8	0,8571	1,3444	1,6465	2,0325	2,7326	3,4895	4,5936	11,0301	13,3616	15,5073	18,1682	20,0902	21,9550	26,1245
9	1,1519	1,7349	2,0879	2,5324	3,3251	4,1682	5,3801	12,2421	14,6837	16,9190	19,6790	21,6660	23,5894	27,8772
10	1,4787	2,1559	2,5582	3,0591	3,9403	4,8652	6,1791	13,4420	15,9872	18,3070	21,1608	23,2093	25,1882	29,5883
11	1,8339	2,6032	3,0535	3,6087	4,5748	5,5778	6,9887	14,6314	17,2750	19,6751	22,6179	24,7250	26,7568	31,2641
12	2,2142	3,0738	3,5706	4,1783	5,2260	6,3038	7,8073	15,8120	18,5493	21,0261	24,0540	26,2170	28,2995	32,9095
13	2,6172	3,5650	4,1069	4,7654	5,8919	7,0415	8,6339	16,9848	19,8119	22,3620	25,4715	27,6882	29,8195	34,5282
14	3,0407	4,0747	4,6604	5,3682	6,5706	7,7895	9,4673	18,1508	21,0641	23,6848	26,8728	29,1412	31,3193	36,1233
15	3,4827	4,6009	5,2293	5,9849	7,2609	8,5468	10,3070	19,3107	22,3071	24,9958	28,2595	30,5779	32,8013	37,6973
16	3,9416	5,1422	5,8122	6,6142	7,9616	9,3122	11,1521	20,4651	23,5418	26,2962	29,6332	31,9999	34,2672	39,2524
17	4,4161	5,6972	6,4078	7,2550	8,6718	10,0852	12,0023	21,6146	24,7690	27,5871	30,9950	33,4087	35,7185	40,7902
18	4,9048	6,2648	7,0149	7,9062	9,3905	10,8649	12,8570	22,7595	25,9894	28,8693	32,3462	34,8053	37,1565	42,3124
19	5,4068	6,8440	7,6327	8,5670	10,1170	11,6509	13,7158	23,9004	27,2036	30,1435	33,6874	36,1909	38,5823	43,8202
20	5,9210	7,4338	8,2604	9,2367	10,8508	12,4426	14,5784	25,0375	28,4120	31,4104	35,0196	37,5662	39,9968	45,3147
21	6,4467	8,0337	8,8972	9,9146	11,5913	13,2396	15,4446	26,1711	29,6151	32,6706	36,3434	38,9322	41,4011	46,7970
22	6,9830	8,6427	9,5425	10,6000	12,3380	14,0415	16,3140	27,3015	30,8133	33,9244	37,6595	40,2894	42,7957	48,2679
23	7,5292	9,2604	10,1957	11,2926	13,0905	14,8480	17,1865	28,4288	32,0069	35,1725	38,9683	41,6384	44,1813	49,7282
24	8,0849	9,8862	10,8564	11,9918	13,8484	15,6587	18,0618	29,5533	33,1962	36,4150	40,2704	42,9798	45,5585	51,1786
25	8,6493	10,5197	11,5240	12,6973	14,6114	16,4734	18,9398	30,6752	34,3816	37,6525	41,5661	44,3141	46,9279	52,6197
26	9,2221	11,1602	12,1981	13,4086	15,3792	17,2919	19,8202	31,7946	35,5632	38,8851	42,8558	45,6417	48,2899	54,0520
27	9,8028	11,8076	12,8785	14,1254	16,1514	18,1139	20,7030	32,9117	36,7412	40,1133	44,1400	46,9629	49,6449	55,4760
28	10,3909	12,4613	13,5647	14,8475	16,9279	18,9392	21,5880	34,0266	37,9159	41,3371	45,4188	48,2782	50,9934	56,8923
29	10,9861	13,1211	14,2565	15,5745	17,7084	19,7677	22,4751	35,1394	39,0875	42,5570	46,6927	49,5879	52,3356	58,3012
30	11,5880	13,7867	14,9535	16,3062	18,4927	20,5992	23,3641	36,2502	40,2560	43,7730	47,9618	50,8922	53,6720	59,7031
40	17,9164	20,7065	22,1643	23,8376	26,5093	29,0505	32,3450	47,2685	51,8051	55,7585	60,4361	63,6907	66,7660	73,4020
50	24,6739	27,9907	29,7067	31,6639	34,7643	37,6886	41,4492	58,1638	63,1671	67,5048	72,6133	76,1539	79,4900	86,6608
60	31,7383	35,5345	37,4849	39,6994	43,1880	46,4589	50,6406	68,9721	74,3970	79,0819	84,5799	88,3794	91,9517	99,6072
70	39,0364	43,2752	45,4417	47,8934	51,7393	55,3289	59,8978	79,7146	85,5270	90,5312	96,3875	100,4252	104,2149	112,3169
80	46,5199	51,1719	53,5401	56,2128	60,3915	64,2778	69,2069	90,4053	96,5782	101,8795	108,0693	112,3288	116,3211	124,8392
90	54,1552	59,1963	61,7541	64,6347	69,1260	73,2911	78,5584	101,0537	107,5650	113,1453	119,6485	124,1163	128,2989	137,2084
100	61,9179	67,3276	70,0649	73,1422	77,9295	82,3581	87,9453	111,6667	118,4980	124,3421	131,1417	135,8067	140,1695	149,4493
120	77,7551	83,8516	86,9233	90,3667	95,7046	100,6236	106,8056	132,8063	140,2326	146,5674	153,9182	158,9502	163,6482	173,6174
140	93,9256	100,6548	104,0344	107,8149	113,6593	119,0293	125,7581	153,8537	161,8270	168,6130	176,4709	181,8403	186,8468	197,4508
160	110,3603	117,6793	121,3456	125,4400	131,7561	137,5457	144,7834	174,8283	183,3106	190,5165	198,8464	204,5301	209,8239	221,0190
180	127,0111	134,8844	138,8204	143,2096	149,9688	156,1526	163,8682	195,7434	204,7037	212,3039	221,0772	227,0561	232,6198	244,3705
200	143,8428	152,2410	156,4320	161,1003	168,2786	174,8353	183,0028	216,6088	226,0210	233,9943	243,1869	249,4451	255,2642	267,5405
250	186,5541	196,1606	200,9386	206,2490	214,3916	221,8059	231,0128	268,5986	279,0504	287,8815	298,0388	304,9396	311,3462	324,8324
300	229,9634	240,6634	245,9725	251,8637	260,8781	269,0679	279,2143	320,3971	331,7885	341,3951	352,4246	359,9064	366,8444	381,4252
400	318,2596	330,9028	337,1553	344,0781	354,6410	364,2074	376,0218	423,5895	436,6490	447,6325	460,2108	468,7245	476,6064	493,1318
500	407,9470	422,3034	429,3875	437,2194	449,1468	459,9261	473,2099	526,4014	540,9303	553,1268	567,0698	576,4928	585,2066	603,4460
600	498,6229	514,5289	522,3651	531,0191	544,1801	556,0560	570,6680	628,9433	644,8004	658,0936	673,2703	683,5156	692,9816	712,7712
700	590,0480	607,3795	615,9075	625,3175	639,6130	652,4973	668,3308	731,2805	748,3591	762,6607	778,9721	789,9735	800,1314	821,3468
800	682,0665	700,7250	709,8969	720,0107	735,3623	749,1852	766,1555	833,4557	851,6712	866,9114	884,2789	895,9843	906,7862	929,3289
900	774,5698	794,4750	804,2517	815,0267	831,3702	846,0746	864,1125	935,4987	954,7819	970,9036	989,2631	1001,6296	1013,0364	1036,8260

Diamètres normalisés des conduites en fonte

DN	Longueur utile des tuyaux	
	STANDARD EXPRESS	UNIVERSAL et PAMLOCK
60	6,00	-
80	6,00	5,97
100	6,00	5,97
125	6,00	5,97
150	6,00	5,97
200	6,00	5,97
250	6,00	5,97
300	6,00	5,97
350	6,00	5,97
400	6,00	5,97
450	6,00	5,97
500	6,00	5,97
600	6,00	5,97
700	6,95	5,97
800	6,95	6,89
900	6,95	6,87
1000	6,95	6,88
1100	8,19	-
1200	8,18	8,15
1400	8,17	8,12
1500	8,16	8,11
1600	8,16	8,11
1800	8,14	8,08
2000	8,13	NC



Effet du nombre de Froude F_c sur le coefficient de contraction C_c pour diverses ouvertures relatives a/t_0 d'une vanne de fond selon Naudascher. (Tiré du Traité de génie civil, volume 15)