

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE 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

En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

THEME DU PROJET :

**ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLEE DES OUVRAGES
ANNEXES DU BARRAGE OULDJET MELLEGUE (W.TEBESSA)**

PRESENTE PAR :
ISSAD Karim

Devant les membres du jury

Noms et Prénoms	Grade	Qualité
M ^m B.TOUAIBIA	Professeur	Présidente
M ^r M.BOUZIANE	M.A.A	Examineur
M ^r A.ZAROUAL	M.A.A	Examineur
M ^r M.BOUKHELIFA	M.A.B	Examineur
M ^r B.BENLAOUKLI	M.C.B	Promoteur

Juin- 2014

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail :

- ✓ *A mes très chers parents pour tous leurs sacrifices
corps et âmes.*
- ✓ *A mes frères et sœurs.*
- ✓ *A mes neveux et nièces.*
- ✓ *A mes cousins et cousines.*
- ✓ *A mes amis et amies.*

KARIM ISSAD

Remerciements

Avant tout je m'adresse à *Dieu* le tout puissant pour m'avoir donné la force et le courage pour l'élaboration de ce travail.

Je tiens à remercier *mes parents* qui sont toujours là pour moi durant les moments les plus durs, Ainsi que le devoir est très agréable de remercier mes frères et sœurs.

Je tiens à remercier mon promoteur *Mr BENLAOUKLI.B* pour son aide précieux, et pour les discussions scientifiques, pour ces conseils et pour ces orientations pour l'élaboration de ce travail.

Je tiens à remercier *le président et les membres du jury* qui me feront l'honneur de juger mon travail.

A mes amis d'enfance ainsi ceux de l'ENSH avec qui j'ai passé des moments inoubliables.

Et tous ceux et celles qui ont contribué de près et de loin à l'élaboration de ce humble travail.

KARIM ISSAD

:

الهدف من هذا العمل هو دراسة اولية مفصلة لملحقات التابعة لسد اولجة ملاق. هذا الأخير يقع بواد ملاق ولاية تبسة وهو مصنوع بالخرسانة المضغوطة.
الهدف منه هوسقي الاراضي الفلاحية المجاورة له. هذا السد يحتوي على نضام طرح الفيضانات في الوسط ومنسجم مع هيكل السد بطاقة تقدر ب 1780 م³/ثا. ارتفاع هذا السد 47.8 م وطاقة تخزين 129.71

Résumé:

Notre travail consiste à réaliser l'étude d'avant-projet détaillée des ouvrages annexes du barrage OULDJET MELLEGUE. Ce dernier est implanté sur oued Mellegue willaya de Tebessa. Il est destiné à l'irrigation des terres agricoles avoisinantes. Le barrage est réalisé en BCR avec un évacuateur central incorporé dans le corps du barrage, et qui permet d'évacuer un débit de crues environ 1780m³/s. Le barrage a une hauteur de 47.80m et une capacité avoisinante les 129.71 hm³.

Abstract:

The aim of work is to make the detailed study of ancillary works of dam Ouldjet Mellegue. It is located in wadi Mellegue (TEBESSA). It is intended for irrigation of surrounding agricultural land. The dam is made of concrete compacted with the roller type with a spillway central incorporated into the body of the dam and which serves to remove a flow of raw approximately 1780m³/s. The dam has a height of 47.8m and a capacity of around 129.71 hm³.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	1
----------------------------	---

Chapitre I :Mémoire de synthèse de faisabilité

Introduction	2
I.1. Localisation géographique et topographique	2
I.2. Description de l'aménagement	3
I.3. Géologie Régionale.....	3
I.3.1. Morphologie	3
I.3.2. Lithologie.....	3
I.3.3. Structures géologiques	4
I.4. Géologie du site	5
I.4.1. Géomorphologie	5
I.4.2. Lithologie.....	5
I.4.3. Structures géologiques.....	6
I.5. Reconnaissances réalisées in situ.....	6
I.5.1. Levé géologique	6
I.5.2. Sondages	7
I.5.3. Essais de perméabilité.....	7
I.5.4. Essai de pénétration dynamique	8
I.5.5. Tranchées de reconnaissance	8
I.5.6. Investigations géophysiques.....	8
I.6. Reconnaissance réalisées au laboratoire	8
I.7. Zones d'emprunts	9
I.7.1. Zones d'emprunts d'argiles	9
I.7.1.1. Tranchées de reconnaissance	9
I.7.1.2. Essais de laboratoire.....	10
I.7.2. Zones d'emprunt de sables et graviers.....	10
I.7.3. Zone d'emprunt d'alluvions grossières	11
I.8. Sismicité	11
Conclusion.....	12

Chapitre II :Etude hydrologique

Introduction	13
II.1 Bassin versant	13

II.1.1	Caractéristiques morphologiques	13
II.1.2	Hypsométrie du bassin versant.....	14
II.1.3	Détermination du temps de concentration	16
II.1.4	Vitesse de ruissellement	17
II.2.	Caractéristiques climatiques	18
II.2.1.	Température	18
II.2.2.	Humidité relative Hr	18
II.2.3	Vitesse du vent V_{vent}	19
II.3	la pluviométrie	19
II.3.1	Homogénéisation des données.....	19
II.3.2	Etude fréquentielle des pluies maximales journalières	21
II.3.3	Pluies a courtes durée et leurs intensités	25
II.4	Etude des apports.....	27
II.4.1	Apport liquide.....	27
II.4.1.1	Caractéristiques de l'écoulement	28
II.4.1.2	Analyse fréquentielle des apports	28
II.4.2	Apports solides et estimation du volume mort.....	30
II.4.2.1	Apports solides	30
II.4.2.2	Estimation du volume mort	31
II.5	Etude des crues	32
II.5.1.	Déterminations des crues :	32
II.5.2	Hydrogrammes des crues	33
II.5.2.1	Détermination des Hydrogramme de crues probables par la méthode de Sokolovski	34
II.5.3.	Estimation de la crue de projet.....	36
II.5.4.	Choix de la crue de chantier	38
II.6.	Régularisation	38
II.6.1.	Courbes caractéristiques :	38
II.6.2.	Calcul du volume utile.....	39
II.6.2.1.	Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	40
II.6.2.2.	Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	41
II.6.2.3.	Régularisation Interannuelle.....	46
III.7.	Laminage des crues	47
II.7.1.	Méthode de Kotcherine	48
II.7.1.1	Calcul du débit déversant pour différents valeurs de h_d et b	48

II.8. Etude d'optimisation.....	50
II-8-2 La largeur en crête.....	51
II.8.3. Calcul des coûts.....	51
Conclusion	52

Chapitre III :Etude des variantes de l'évacuateur de crues

Introduction	53
III.I. Généralités	53
III.1.1.Critères de choix de l'évacuateur des crues	53
III.1.2. Classification des évacuateurs des crues	53
III.1.3. Choix du type de l'évacuateur des crues	53
III.1.4. Les barrages en béton compacté au rouleau.....	54
III.1.5. Les variantes àétudiées:	54
III.2. Evacuateur des crues central en escalier	55
III.2.1.Méthodologie	55
III.2.2. Le déversoir.....	55
III.2.2.1.Définition de la forme de la crête du déversoir :.....	55
III.2.3.le coursier.....	56
III.2.3.1.La hauteur des marches :	56
III.2.3.2.Caractéristiques hydrauliques du courant sur le coursier	57
III.2.4. Bassin d'amortissement	60
III.2.4.1.Conception.....	60
III.2.4.2.Dimensionnement.....	61
III.3. Evacuateur des crues central à coursier lisse.....	63
III.3.1. Le déversoir.....	63
III.3.1.1.Définition de la forme de la crête du déversoir	63
III.3.2. Calcul du coursier.....	64
III.3.2.1La hauteur des murs bajoyers sur le coursier :.....	65
III.3.3 Bassin d'amortissement :	65
III.3.3.1Conception.....	65
III.3.3.2Dimensionnement	65
III.4.Choix de la variante favorable	67
Conclusion.....	69

Chapitre IV :Etude genie civil

Introduction	70
IV.1. Stabilités a vérifiées :	70
IV.1.1.Stabilité du déversoir.....	70
IV.1.1.1 Stabilité au Renversement :	71
IV.1.1.2 Stabilité au glissement	71
IV.1.2.Stabilité des murs bajoyers du coursier.....	72
VI.1.2.1.Stabilité au renversement	73
VI.1.2.2.Stabilité au glissement.....	73
IV.1.3. Stabilité des murs bajoyers du bassin de dissipation	74
VI.1.3.1.Stabilité au renversement	76
VI.1.3.2.Stabilité au glissement.....	76
VI.1.3.2.Stabilité au poinçonnement	76
IV.1.4 Ferrailage des éléments du l'évacuateur	77
IV.1.4.1 Ferrailage du coursier.....	78
IV.1.2.2 Ferrailage du bassin de dissipation.....	81
Conclusion.....	86

Chapitre V : Les ouvrages annexes

Introduction	86
V.1. Ouvrage de dérivation provisoire	86
V.1.1. Choix de la variante	86
V.1.2Débit de dimensionnement de la dérivation provisoire	86
V.1.3 Calcul hydraulique de la dérivation provisoire.....	86
V.1.3.1 Dimensionnement de la galerie.....	86
V.1.3.2 Batardeau	89
V.1.4. Calcul d'optimisation :	90
V.1.5. La Profondeur critique.....	92
V.1.6.dimensionnement du canal d'amené et du canal de restitution	93
V.1.7. Construction des batardeaux.....	94
V.1.7.1Crête du batardeau amont	94
V.1.7.2.Les talus du batardeau amont.....	94
V.1.7.3.Protection des talus du batardeau amont.....	95
V.1.7.4.Le drain du batardeau amont.....	95
V.1.7.5.Crête du batardeau aval.....	96

V.1.7.6.Les talus du batardeau aval	96
V.1.7.7.Protection des talus du batardeau aval	96
V.1.7.8.Le drain du batardeau aval :	97
V.2. Ouvrage de vidange de fond :	97
V.2.1. Choix de type de vidange	98
V.2.2. Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite de vidange	98
V.2.2.1.Calcul hydraulique de la conduite de vidange	99
V.2.2.3.Correction de la valeur de coefficient μ	99
V.3.Ouvrage de prise d'eau.....	100
V.3.1 Type de prise.....	100
V.3.2.Choix de type de prise	100
V.3.3.Calcul hydraulique de la conduite de prise d'eau	101
V-3-3-2 Correction de la valeur de coefficient μ :	102
Conclusion.....	102

Chapitre VI : Organisation de chantier

Introduction:	103
VI.1.Les différentes phases du chantier	103
VI.1.1.Ouverture des accès au chantier et aux zones d'emprunts	103
VI.1.2. Les installations de chantier	103
VI.1.3. Travaux hors crue.....	103
VI.1.4.Construction des ouvrages.....	103
VI.1.5. Fermeture de la vidange et mise en eau	104
VI.2.Planification des travaux	104
VI.2.1.les données préparatoires.....	104
VI.2.2. Symboles et durées des différentes opérations.....	105
VI.2.3 Planification avec réseau a nœuds.....	105
VI.2.4.Planification avec la méthode de tableau	106
VI.2.5.Planification avec la méthode de GANT.....	107
VI.3. personnels et matériels nécessaires	107
Conclusion.....	108
CONCLUSION GENERALE.....	109

Liste des tableaux

Tableau I-1: Essais Lugeon	8
Tableau I-2:Digue de col	8
Tableau I-3:Site du barrage principal-rocher de fondation	9
Tableau I-4:Site du barrage principal-terrains meubles RD.....	9
Tableau I-5:Essais de laboratoire – Zone d'emprunt d'argiles	10
Tableau I-6:Essais de laboratoire – Zone d'emprunt de sables et graviers.....	11
Tableau I-6: récapitulatif des résultats	12
Tableau I-7 : Coefficients d'accélération du séisme	12
Tableau II-1 : principales caractéristiques du bassin versant.....	13
Tableau II-2 : coordonnées de la courbe hypsométrique	14
Tableau II-3 : récapitulatifs des caractéristiques hydromorphométriques :	17
Tableau II-4 : Répartition des températures moyennes mensuelles	18
Tableau II-5 : répartition mensuelles de l'humidité relative	18
Tableau II-6: répartition mensuelles des vitesses du vent.....	19
Tableau II-7 : stations pluviométriques.....	19
Tableau II-8 : Teste de WILCOXON.....	20
Tableau II-9 : caractéristiques de l'échantillon	21
Tableau II-10: résultats d'ajustement à la loi de Gauss	22
Tableau II-11: Résultats d'ajustement à la loi de Gumbel :	23
Tableau II-12 : Résultats d'ajustement à la loi de Galton (log-normale) :	24
Tableau II-13 : Les pluies et les intensités pour différentes périodes de retour	26
Tableau II-14 : Récapitulatif des apports observés a la station Ouenza	27
Tableau II-15: les résultats de l'ajustement des apports à la loi de Gumbel	28
Tableau II-16: la répartition de l'apport de la fréquence 80%	29
Tableau II-17 : Valeurs de α en fonction de la perméabilité	30
Tableau II-18: Ajustement à la loi de Gumbel	32
Tableau II-19 : Débits fréquentiels calculés.....	33
Tableau II-20: les résultats des hydrogrammes de crue par la méthode de SOKOLOVSKI	35
Tableau II-21 : Crues de projet recommandées	36
Tableau II-22 : Coordonnées des courbes caractéristiques	38
Tableau II-23:Répartition mensuelle de A80%	39
TableauII-24 :Répartition mensuelle des besoins	39

Tableau II-25 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	40
Tableau II-26 : valeurs de α en fonction des conditions hydrogéologiques	41
Tableau II-27 : Les volumes des pertes dans la retenue.....	42
Tableau II-28 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	43
Tableau II-29 : Les volumes des pertes dans la retenue.....	44
Tableau II-30 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	45
Tableau II-31 : Tableau de Radkovitch $r = f$ (module spécifique).....	46
Tableau II-32: récapitulatif des paramètres hydrologiques et de régularisation :	47
Tableau II-33 : Déterminer le débit de crues à évacuer correspondant à chaque lame hd.....	49
Tableau II-34 : résultat de calcul par la méthode de Kotcherine	50
Tableau II-35 : les résultats du calcul de la revanche :	50
Tableau II-36 : Variation de cote de la crête en fonction de la charge déversant	51
Tableau II-37: Calcul des coûts pour différentes largeurs b.....	51
Tableau III-1: Les coordonnées du profil de déversoir de la variant I.....	56
Tableau III-2: limite entre écoulement en nappe et écoulement torrentiel.....	58
Tableau III-3: caractéristiques hydraulique à la fin de coursier	60
Tableau III-4: Autres caractéristiques hydraulique à la fin de coursier	60
Tableau III-5: principale résultats de bassin de dissipation :	61
Tableau III-6: Les coordonnées du profil de déversoir de la variant II.....	64
Tableau III-7 : Présentation des résultats de calcul hydraulique.....	68
Tableau IV-1 : les aciers choisi pour le coursier par 1m de longueur.....	80
Tableau IV-3: choix des aciers de rideau du bassin de dissipation	83
Tableau IV-4 : les aciers choisi pour les contre forts	85
Tableau V-1 : Coefficient de débits	88
Tableau V-2 : $Q = f(D)$	88
Tableau V-3 : Résultats du laminage.	89
Tableau V-4 : Résultats des calculs.....	89
Tableau V-5 : calcul d'optimisation pour la galerie de dérivation	90
Tableau V-6 : Les résultats de calcul d'optimisation	91
Tableau V-8 :Pentes des talus en fonction de la hauteur et du type de la digue :	94
Tableau V-9 : type de vidange de fond en fonction de $H^2 \cdot \sqrt{V}$	98
Tableau VI-1 Symboles et durées des opérations	105
Tableau VI-2 : détermination du chemin critique par la méthode du tableau	107

Liste des figures

Figure 1-1 : Localisation du barrage	2
Figure I-2: Carte des zones sismiques (RPA99-Version 2003).....	12
Figure II-01 : Courbe hypsométrique.....	15
Figure II-2 : Répartition des températures moyennes mensuelles	18
Figure II-3: Répartition mensuelles de l'humidité relative	18
Figure II-4: Répartition mensuelles des vitesses du vent.....	19
Figure II-5 : Graphe d'ajustement à la loi de Gauss	23
Figure II-6 : Graphe ajustement à la loi de Gumbel.....	23
Figure II-7 : Graphe ajustement à la loi de Galton.....	24
Figure II-8 : Représentation graphique de la comparaison	24
Figure II-9: Représentation des pluies de courte durée en fonction du temps	26
Figure II-10: Représentation des intensités en fonction de temps	27
Figure II-11 : Répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel.....	27
Figure II-12 : Graphe ajustement à la loi de Gumbel.....	29
FigureII-13: Représentation graphique de la répartition de l'apport de la fréquence 80%	29
Figure II-14:Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel	33
Figure II-15 : Représentation graphique des hydrogrammes des crues	36
Figure II-16 : Représentation graphique de la crue millénaire.....	37
Figure II-17 : Courbe hauteur-surface.....	38
Figure II-18 : Courbe hauteur-volume	39
Figure II-19 : Courbe surface-volume.....	42
Figure II-20 : Courbes du laminage $H=f(Q,q)$	49
Figure II-21 : La courbe d'optimisation des coûts en fonction de la largeur b du déversoir.....	52
Figure III-1 : Les paramètres du profil du déversoir Wes-Creager de la variante I.....	55
Figure III-2 : Profile Wes-Creager du déversoirde la variante I.....	56
Figure III-3: Evacuateur de crue en marche d'escalier.....	57
Figure III-4: Limite entre écoulement en nappe et écoulement torrentiel.....	58
Figure III-5 : Bassin de dissipation type III de la variante I.....	61
Figure III-6 : Les paramètres du profil du déversoir Wes-Creager de la variante II.....	63
Figure III-7 : Profile Wes-Creager du déversoirde la variante II.....	64
FigureIII-8 : Bassin de dissipation type III variante II.....	66

Figure IV-1 : présentation des forces qui agissent sur le déversoir	69
Figure IV-2 : présentation des forces qui agissent sur le courssier	71
Figure IV-3 : présentation des forces qui agissent sur le bassin de dissipation	73
Figure IV-4: diagramme des contraintes du rideau de coursier	76
Figure IV-7 : diagramme des contraintes de la semelle	78
Figure IV-08: représentation des forces qui agissent sur le mur bajoyer	80
Figure IV-09: représentation de l'allure des moments en travée et en appuis	81
Figure V-1: Débit déversant pour différentes valeurs de Hd	88
Figure V-2 : Schéma pour le calcul d'optimisation	90
Figure V-3 : Courbe d'optimisation.	92
Figure V-4 : courbe de tarage de l'Oued Mellegue.....	96

Liste des planches

Planche N°01 : Vue en plan de l'aménagement du barrage Ouldjet Mellegue (W.TEBESSA).

Planche N°02 : Coupe géologique selon l'axe du barrage. Ouldjet Mellegue (W.TEBESSA).

Planche N°03 : Coupe-types des variantes de l'évacuateur de crues du barrage Ouldjet Mellegue (W.TEBESSA).

Planche N°04 : Plan de ferrailages des éléments de l'évacuateur des crues du barrage Ouldjet Mellegue (W.TEBESSA).

Planche N°05 : Ouvrages annexes du barrage Ouldjet Mellegue (W.TEBESSA).

Planche N°06 :planning des travaux du barrage Ouldjet Mellegue (W.TEBESSA).

INTRODUCTION GENERALE

La demande en eau augmente régulièrement à travers le monde. Il n'y a pas de vie sur terre sans eau, l'une des ressources les plus importantes avec l'air et la terre. Malheureusement la répartition de l'eau douce a travers le monde n'est pas équitable, car les statistiques sur la répartition d'eau a travers le monde ont constaté que 9 pays se partagent 60 % des réserves mondiales d'eau, 80 pays souffrent de pénuries ponctuelles, 28 pays souffrent de pénuries régulières, 1,5 milliards d'habitants n'ont pas accès à l'eau potable, 2 milliards d'habitants sont privés d'installations sanitaires, et le manque d'eau engendre des maladies vraiment souffrantes.

D'après l'OMS 80% des maladies sont liées au manque d'eau, et parmi ces maladies on peut citer (le cholera, la poliomyélite, la dysenteries,...).

Pour garantir la continuité de la vie sur terre, il faut penser à une manière adéquate d'approvisionner cette richesse, et la solution qui répond le mieux est la construction des barrages, et ces derniers sont considéré comme des réservoirs a l'air libre.

Comme l'Algérie fait partie des pays souffrant du manque, l'état Algérien s'est engagé dans son vaste programme de mobilisation des ressources hydriques pour combler ce déficit d'eau, avec la construction des barrages afin d'approvisionner cette richesse indispensable pour la vie..

La wilaya de Tebessa a bénéficié d'un projet de réalisation d'un barrage sur l'Oued Mellegue, situé à près de 10Km de la ville Ouenza.

Notre travail consiste a faire une conception détaillée des ouvrages annexes du barrage Ouldjet Mellegue .

Chapitre I

Mémoire de synthèse de faisabilité

Chapitre I : Mémoire de synthèse de faisabilité

Introduction

Dans cette partie nous allons donner une synthèse de l'étude de faisabilité faite par le bureau d'étude Coyne et Bellier en 2005 dans le cadre de l'étude d'avant-projet détaillée du barrage OULDJET MELLEGUE dont l'objectif est le stockage des eaux s'écoulant dans l'oued MELLEGUE.

I.1. Localisation géographique et topographique

Le site de l'aménagement étudié se trouve dans le NE de l'Algérie, à environ 75 km au Nord de la ville de Tessa et à quelques 10 km en amont de la ville de Ouenza. Il est situé au débouché (ouldjet) de la rivière Mellegue au droit du Djebel Krorza. Le site est accessible depuis la route N82 reliant Ouenza à Taoura : après avoir traversé le pont permettant à la N82 de franchir l'oued Mellegue, une route goudronnée de 7 km puis une piste de 2 km permettent d'accéder facilement au site. Le site du barrage d'Ouldjet Mellegue a pour coordonnées géographiques dans le système WGS84 :

- Longitude : 08° 01' 50'' E
- Latitude : 35° 58' 35'' N
- Elevation 540m NGA

L'extrait de carte ci-dessous illustre la situation du site du barrage à l'échelle régionale



Figure 1-1 : localisation du barrage

Chapitre I : Mémoire de synthèse de faisabilité

I.2. Description de l'aménagement

L'implantation du barrage est pratiquement imposée par la topographie du site, qui présente un rétrécissement de la vallée de l'Oued Mellegue à l'endroit où elle coupe le massif de Krorza. A l'amont du site, la vallée est large. L'ouvrage de fermeture principal est constitué d'un barrage en BCR. en rive gauche, le barrage se prolonge par une digue de col en BCR, puis par une digue de col principale en remblais à l'extrémité rive gauche, une digue de col secondaire barre la dépression localisée au droit de la route existante.

I.3. Géologie Régionale

La zone du projet est située dans le prolongement oriental de la chaîne de l'Atlas, au SO de l'unité des Beni Barbar et au NO du djebel Ouenza.

I.3.1. Morphologie

Le relief de la région est fortement influencé par la lithologie et la structure géologique. Le contraste est saisissant entre :

De larges étendues au relief peu marqué, correspondant aux assises principalement marneuses ou bien aux séries à stratification subhorizontale, recouvertes partiellement par des limons récents; c'est notamment le cas de la cuvette de la retenue.

Des hauteurs isolées, correspondant soit à des rides anticlinales, dont l'exemple le plus notable est le djebel Ouenza, soit à des assises calcaires, plus résistantes, tel le djebel Krorza qui culmine à environ 651 m d'altitude, au droit du site de l'aménagement.

Notons également que des dépressions topographiques allongées dans la direction NO-SE représentent des aires d'effondrement probablement post-miocènes, dont le substratum est recouvert de limons.

I.3.2. Lithologie

La géologie du substratum rocheux de la zone du projet est largement dominée par les séries argilo-carbonatées du Crétacé supérieur, plus particulièrement par les sédiments cénomaniens. Dans la zone du projet, la coupe-type du Cénomaniens comprend, du bas en haut, les sous-ensembles suivants :

- marnes argileuses verdâtres à veinules de calcite fibreuse; environ 60 m d'épaisseur.
- alternance de calcaires gris, légèrement argileux, en petits bancs bien lités, et des marnes calcaires gris noir; environ 10 m d'épaisseur.
- puissante accumulation de marnes argileuses verdâtres à veinules de calcite fibreuse, d'environ 390 m d'épaisseur.

Chapitre I : Mémoire de synthèse de faisabilité

- alternance de calcaires noirs et de marnes grises ou verdâtres constituant des petits reliefs environ 20 m d'épaisseur.
- puissante accumulation de marnes argileuses jaunâtres ou verdâtres à plaquettes de calcite fibreuse; environ 230 m d'épaisseur.
- quelques niveaux calcaires ou marno-calcaires avec des inter lits marneux; environ 5 m d'épaisseur.
- marnes argileuses verdâtres à plaquettes de calcite fibreuse environ 30 m d'épaisseur.
- marnes bleuâtres ou gris noir, généralement à forte composante calcaire, en alternance de couches plus ou moins résistantes; environ 65 à 75 m d'épaisseur.
- puissante série de calcaires argileux, constituant les reliefs de djebel Krorza environ 80 à 85 m d'épaisseur.

Sur l'ensemble de la séquence cénomanienne, on constate l'augmentation de la composante calcaire en allant vers la partie supérieure.

Les dépôts turoniens faisant suite à la série cénomanienne se distinguent à l'échelle régionale par leurs calcaires massifs qui forment des corniches très caractéristiques, dont la hauteur peut atteindre 300 m. Ce faciès n'a pas été reconnu à proximité de la zone du projet. Par ailleurs, le Turonien est également réputé pour l'irrégularité de ses dépôts, comportant des variations de faciès et d'épaisseur très marquées.

Le Sénonien affleure notamment au NO du Djebel Ouenza, dans les Beni Barbar et les Ouled Soukiès. Ces dépôts sont essentiellement composés de marnes argileuses, avec des intercalations calcaires ou marno-calcaires. Les divers sous-ensembles cumulent environ 300 m d'épaisseur.

I.3.3. Structures géologiques

Dans la zone de l'aménagement de l'Ouldjet Mellegue, les structures résultant de la compression au Nummulitique (Paléogène), plis et failles, sont orientées globalement ENE-OSO. La structure synclinale dessinée par les dépôts cénomaniens dans la zone de la retenue étudiée s'aligne sur cette même direction structurale.

Toutefois, à l'échelle régionale, les directions structurales présentent des irrégularités qui résultent principalement du diapirisme triasique et du changement du régime des contraintes régionales. La conséquence la plus remarquable de ce dernier est le développement de fossés d'effondrement post-miocènes à récents, suivant une direction variable NO-SE à ONO-ESE, soit globalement transversale aux plis nummulitiques

Chapitre I : Mémoire de synthèse de faisabilité

Les différents épisodes de déformations tectoniques ayant contribué à la constitution actuelle des Monts du Mellegue sont brièvement rappelés ci-dessous :

- subsidence généralisée au Crétacé, avec de faibles épisodes de poussée tangentielle, notamment pendant l'Aptien et le Turonien.
- ralentissement progressif de l'affaissement et plissement de plus en plus intense au Nummulitique (Paléogène) la direction prépondérante des plis est SO-NE.
- la surrection de la région de l'Ouenza à l'approche du Néogène supérieur est accompagnée d'un changement de direction des contraintes tangentielles qui enregistrent une rotation de NO-SE vers N-S, mais aussi un changement de régime, la distension devenant prédominante.
- la surrection s'amplifie au cours de Pliocène, alors que l'ouverture de fossés d'effondrement suivant la direction NO-SE témoigne d'une importante distension orientée SO-NE.

Notons enfin que ni le diapirisme ni les fossés d'effondrement récents n'affectent la zone du projet comprenant le site du barrage et sa retenue.

I.4. Géologie du site

I.4.1. Géomorphologie

Le rétrécissement de la vallée de l'Oued Mellegue à l'endroit où elle coupe le djebel Krorza impose naturellement le site du barrage choisi. Au droit du site du barrage principal, la fondation rocheuse est constituée d'un complexe marno-calcaire du Crétacé supérieur. La variation du ratio argiles/carbonates conduit à une alternance de couches tantôt plus marneuses, tantôt plus calcaires. Du fait de leur résistance relativement plus grande à l'érosion, les niveaux à contenu plus élevé en carbonate forment le verrou caractéristique du site, tandis que les horizons marneux, plus tendres, sont prédominants en fond de vallée.

I.4.2. Lithologie

Le substratum rocheux des ouvrages envisagés est entièrement constitué de sédiments d'âge crétacé. Il s'agirait plus précisément des séries datées du Cénomaniens et probablement du Sénonien.

Parmi les unités que comporte la coupe-type du Cénomaniens au niveau régional, seule la partie supérieure intéresse la fondation rocheuse au droit du site de l'aménagement, en particulier celle du barrage principal. On y rencontre :

Chapitre I : Mémoire de synthèse de faisabilité

- des marnes bleuâtres ou gris noir, généralement à forte composante calcaire, en alternance de couches plus ou moins résistantes; vers le milieu de la série, des variations latérales de faciès ont été observées; cette unité cumule environ 65 à 75 m d'épaisseur.

- des calcaires argileux, constituant les reliefs de djebel Krorza, comportant dans la partie inférieure une intercalation notable de marnes gris noir relativement chargées en calcaire, l'épaisseur de cette série est d'environ 80 à 85 m.

Il convient de noter que la distinction entre les différentes unités du Crétacé, minutieusement séparées sur les cartes géologiques existantes, est souvent faite à partir des indices stratigraphiques (fossiles), alors que la lithologie est relativement monotone.

En effet, le substratum comporte une alternance de couches de calcaires marneux, marno-calcaires et marnes. Les passages d'un faciès à l'autre sont généralement progressifs et bien que le litage soit toujours visible, les joints de stratification sont, pour la plupart fermés.

I.4.3. Structures géologiques

Très schématiquement, le site de l'aménagement se situe en bordure NO d'un vaste anticlinorium entrecoupé d'effondrements constituant la région de l'Ouenza. Comme déjà mentionné, les structures complexes résultant du diapirisme des dépôts triasiques et les fossés d'effondrement liés à la distension récente n'affectent pas les couches constituant la fondation rocheuse des ouvrages et de la retenue.

A l'échelle du site, la structure géologique est caractérisée par l'absence de plissements majeurs et par un faible pendage des couches vers l'amont.

I.5 Reconnaissances réalisées in situ

I.5.1. Levé géologique

Le levé géologique de surface a permis d'élaborer des plans et des coupes au 1/1000 pour les sites du barrage et de la digue de col et une carte de la retenue au 1/5000. Ils ont principalement mis en évidence :

- l'uniformité du substratum rocheux dans la zone du projet, substratum constitué d'une alternance de couches marneuses et marno-calcaires ou, plus rarement, des calcaires biomicritiques.

- la présence d'un large synclinal qui correspond globalement à la cuvette de la retenue, mais l'absence de plissements serrés.

- des failles subverticales de direction proche de E-O dont celle qui borde au nord le djebel Krorza, la plupart de ces discontinuités ne présentent pas de rejet visible en surface.

Chapitre I : Mémoire de synthèse de faisabilité

I.5.2.Sondages

Pendant cette campagne ont été réalisés neuf sondages carottés, entre 15 et 40 m de profondeur, pour un total de 245 m. Cinq de ces sondages, MG-2 à MG-5 et MG-7, de 25 à 40 m de profondeur pour une longueur totale de 175 m, ont investigué le site du barrage principal. Les carottes de ces sondages ne sont plus disponibles. Les logs correspondants présentés dans le rapport géologique mettent en évidence les aspects suivants :

- les terrains meubles de couverture sont généralement peu épais. A l'emplacement du barrage principal, ils sont notamment présents en bas de la RD, où l'épaisseur maximale enregistrée est d'environ 6 m.
- le substratum rocheux, composé de marnes et calcaires marneux durs est tantôt lité, tantôt massif, mais en général peu à moyennement fissuré. Bon nombre de fissures principalement subverticales, sont tapissées de calcite.
- même si le RQD n'est pas spécifié, les indications concernant la longueur des carottes récupérées permet de situer la plupart des valeurs RQD au-dessus de 50%, souvent >75%.

La zone de la digue de col a été reconnue par 4 sondages, MG9 et MG-11 à MG-13, de 15 à 20 m de profondeur pour une longueur totale de 70 m.

- la couverture de terrains meubles est représentée par les produits de l'altération météorique en place du substratum. L'épaisseur de ces terrains est comprise entre 0,5 et 3 m.
- le substratum est principalement composé de marnes, tendres à moyennement dures.
- du fait du délitage facile suivant les joints de stratification, les valeurs de RQD, indirectement indiquées par des commentaires sur la longueur des carottes intactes, sont très variables.

I.5.3.Essais de perméabilité

Dans les 9 sondages carottés, un nombre de 36 essais de perméabilité Lugeon, dont 2 dans la zone du barrage et 9 dans la zone de la digue de col ont été réalisés, par passes de 5 m. La grande majorité des résultats, résumés dans le tableau suivant, font état d'un substratum en général très peu perméable.

Chapitre I : Mémoire de synthèse de faisabilité

Tableau I-1: Essais Lugeon

En UL	Sondages								
	MG-2	MG-3	MG-4	MG-5	MG-7	MG-9	MG-11	MG-12	MG-13
5a10m	1	1	1	1	1	1	2		1
10a15m	1	1	>100	1	1	1	2	2	1
15a20m	1	1	13	1	1			4	1
20a25m	1	1	9	1	1				
25a30m	1	1	>100	1					
30a35		1	1	1					
35a40m		1	1	1					

I.5.4. Essai de pénétration dynamique

L'unique essai de pénétration dynamique a été réalisé vers l'extrémité nord de la digue de col. Le refus a été enregistré à 1,40 m de profondeur, les matériaux à consistance dure étant rencontrés à partir de 1 m.

I.5.5. Tranchées de reconnaissance

Une saignée de reconnaissance (MGT-1) de 6,5 m de long a été excavée pour investiguer les terrains meubles localisés en bas de l'appui RD du barrage principal. L'axe de la digue de col a été reconnu à travers 2 tranchées de reconnaissance (MGP-1 et MGP-2) de 3 m de profondeur.

I.5.6. Investigations géophysiques

La méthode électrique a été employée afin d'investiguer :

- la faille limitant au nord le djebel Krorza, par 3 sondages électriques
- l'axe de la digue de col, par 2 profils de résistivité d'une longueur totale de 1000 m.

Les mesures électriques ont permis notamment de confirmer la présence de la faille située au nord du djebel et d'en estimer à environ 10 – 20 m son rejet vertical.

I.6. Reconnaissance réalisées au laboratoire

Les tableaux ci-dessous récapitulent les essais de laboratoire réalisés.

Tableau I-2: Digue de col

Essai / analyse	Résultats	Nombre d'essais / analyses
Classification USBR	CH, CH/MH Argiles et limons argileux très plastiques	Estimation visuelle

Chapitre I : Mémoire de synthèse de faisabilité

Tableau I-3:Site du barrage principal-rocher de fondation

Essai / analyse	Calcaires marneux (5 essais)	Marnes
Résistance à la compression	Sec : 53 – 109 MPa Saturé : 31 – 74 MPa	Sec : 85 MPa Saturé : 54 MPa
Masse volumique	2590 – 2620 kg/m ³	2120 kg/m ³
Poids spécifique	2610 – 2680	2380
Porosité	1,5% - 3,4%	5,8%
Absorption d'eau	1,4%	6,1%

Tableau I-4:Site du barrage principal-terrains meubles RD

Essai/analyse	Résultats	Nombre d'essais /analyses	
Classification USBR	CL,CL/ML-argiles limoneuses de faible plasticité	4	
Granulométrie	Fraction argileuse 26-31%	2	
Limites d'Atterberg	LL	25-35	4
	LP	18-20	4
	IP	7-15	4
	IC	1-1.3	2
Densité in situ(kN/m ³)	15.4 – 17.7	2	
Teneur en eau	16-19 %	2	

1.7. Zones d'emprunts

1.7.1. Zones d'emprunts d'argiles

Une zone d'emprunt d'argiles pour le noyau étanche a été identifiée dans la cuvette de la retenue, à environ 1 km à l'ouest de l'axe de la digue de col.Sa quantité dépassent les 2 millions m³. Des réserves supplémentaires sont aussi disponibles dans les zones adjacentes.

Cette zone a été investigué par un ensemble d'essais de reconnaissance in-situ et au laboratoire qu'on site ci-dessous.

1.7.1.1.Tranchées de reconnaissance

Quatre tranchées, MGT-6 à MGT-9, jusqu'à 4,5 m de profondeur, et une saignée de 5,5 m (MGT-5) ont été excavées. Outre la description macroscopique des terrains et, le cas échéant, la localisation du toit du substratum rocheux, ces travaux ont permis de caractériser les matériaux d'emprunt à partir des analyses de laboratoire effectuées sur les échantillons collectés.

Chapitre I : Mémoire de synthèse de faisabilité

1.7.1.2. Essais de laboratoire

Le tableau suivant rappelle les essais réalisés et leurs résultats

Tableau I-5:Essais de laboratoire – Zone d'emprunt d'argiles

Essai/analyse		Résultats	Nombre d'essais /analyses
Classification USBR		CL – Argiles limono-sableuses de faible plasticité	3
		CH/MH – Argiles limono-sableuses très plastiques	3
Granulométrie		Fraction argileuse : 24 – 49% Taille maximale des grains : 1 – 2 mm	8
Limites d'Atterberg	LL	42 – 54	6
	LP	19 – 28	6
	IP	22 – 30	6
	IC	1,1 – 1,3	3
Poids spécifique		2,78 – 2,79	4
Densité in situ(kN/m ³)		17,2 – 17,4	3
Teneur en eau		13 – 16 %	3
Teneur en matière organique		4,9 – 15,3	4
Teneur en carbonate		6,3 – 42,3	4
Proctor	standard	W _{opt} = 18,5 – 21,2 gd max = 16,4– 17,2 kN/m ³	4
	modifié	W _{opt} = 15,5 – 18,5 gd max = 17,0 – 18,0 kN/m ³	3
Triaxial	Cup	F' = 9,1 – 15,6° C' = 0 – 60 kN/ m ²	3
	UU	F = 0° C = 120 kN/ m ²	1

1.7.2. Zones d'emprunt de sables et graviers

La zone d'emprunt des matériaux pour les filtres a été identifiée et reconnue par trois tranchées lors de l'étude de faisabilité, à l'aval immédiat du site de barrage. La zone d'emprunt potentielle s'étend sur une longueur considérable dans le lit de l'Oued Mellegue.

Les caractéristiques de ces matériaux sont données dans le tableau suivant :

Chapitre I : Mémoire de synthèse de faisabilité

Tableau I-6:Essais de laboratoire – Zone d'emprunt de sables et graviers

Essai / analyse	Résultats	Nombre d'essais / analyses
Classification USBR	GW – Graves bien classées	3
Granulométrie	Fraction < 80 μ : 0 %	3
Poids spécifique	2,73	1

Les quantités disponibles sont largement suffisantes pour les besoins du projet.

I.7.3. Zone d'emprunt d'alluvions grossières

Un volume d'alluvions grossières disponibles dans l'ensemble des zones étudiées qui s'étalent sur le lit majeur de l'oued, est de l'ordre de 1 260 000 m³ avec une estimation pessimiste sur les épaisseurs. A l'aval des zones prospectées, avec des potentialités jusqu'à 1 km au-delà du pont qui enjambe l'oued Mellegue, des réserves complémentaires peuvent être estimées à environ 300 000 m³.

On note que Les volumes de granulats naturels grossiers disponibles pourront couvrir les besoins nécessaires aux recharges des digues de col.

I.8.Sismicité :

Les accélérations horizontales maximales de référence au site d'Ouldjet Mellegue ont été obtenues à partir des éléments propres à l'analyse sismotectonique régionale du site et de l'analyse de la sismicité historique et instrumentale, suivant une approche déterministe.

Elles ont été calculées en considérant le séisme de référence de La Merja, du 20 février 1957, ramené en position la plus défavorable, ainsi :

Le SBE correspond à un séisme de magnitude 5.6 localisé à une distance épacentrale de 10 km et à une profondeur de 10 km.

Le SMD correspond à un séisme de magnitude 6.1 localisé à une distance épacentrale de 10 km et à une profondeur de 10 km.

Le SMP correspond à un séisme de magnitude 6.6 localisé à une distance épacentrale de 10 km et à une profondeur de 10 km.

Les accélérations horizontales maximales obtenues sont les suivantes :

Chapitre I : Mémoire de synthèse de faisabilité

Tableau I-6: récapitulatif des résultats

Site d'OuldjetMellegue	SBE	SMD	SMP
Accélérations horizontales maximales (PGA)	0.14 g	0.19 g	0.26 g

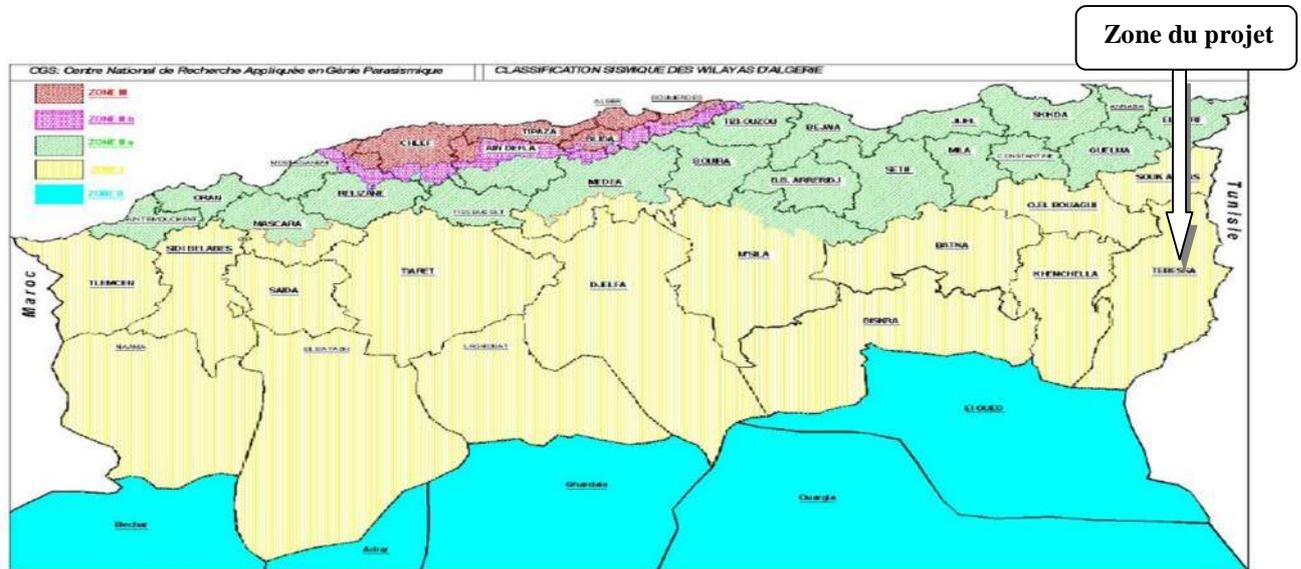


Figure I-2: Carte des zones sismiques (RPA99-Version 2003)

Le tableau I-7 représente les coefficients d'accélération du séisme selon les zones sismiques:

Tableau I.7 : Coefficients d'accélération du séisme

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

Selon les valeurs du tableau ci-dessus fixé par le règlement parasismique Algérien RPA .99. (2003) on constate que notre projet situé dans la zone II-b (ouvrages courants).

Conclusion

A travers cette synthèse de faisabilité nous pouvons conclure que les caractéristiques mécaniques de la zone d'implantation de barrage sont médiocres. D'où la nécessité d'un traitement de fondation avant l'implantation du barrage est envisager afin d'améliorer les caractéristiques du substratum.

Chapitre III

Etude hydrologique

Chapitre II : Etude hydrologique

Introduction

L'hydrologie se définit comme l'étude du cycle d'eau et l'estimation des différents volumes et débits qui traversent chacune de ses étapes. Elle étudie les eaux sur la terre, leur circulation, leur distribution etc. C'est pour cela qu'on est en mesure de planifier et quantifier les débits des cours d'eau ainsi que les autres composantes du cycle de l'eau. Le dimensionnement des ouvrages hydrauliques est toujours lié à une bonne estimation des caractéristiques de la zone d'étude, comme les débits disponibles ainsi que les débits extrêmes.

II.1 Bassin versant

II.1.1 Caractéristiques morphologiques

a) caractéristiques géométriques

Les caractéristiques géométriques du bassin versant sont résumées dans le tableau suivant

Tableau II-01 : principales caractéristiques du bassin versant

Surface du bassin versant	4 350km ²
Périmètre du bassin versant	290 km
Longueur du talweg principal	116 km

b) paramètres de forme

b.1) indice de GRAVELIUS

Cet indice caractérise la forme du bassin versant.

$$K_c = \frac{\text{perimetre du bassin versant}}{\text{perimetre du cercle de surface équivalente}} = \frac{p}{p'} = \frac{p}{2\pi R} \dots\dots\dots (II-1)$$

$$K_c = \frac{p}{2\pi\sqrt{S/\pi}} = 0.282 \frac{p}{\sqrt{S}} \quad K_c = 0.282 \frac{290}{\sqrt{4350}} = 1.24 \quad K_c > 1 \quad \text{notre bassin est de forme allongé}$$

b.2) Coefficient d'allongement

$$C_a = L_{cp}^2 / S \dots\dots\dots (II-2)$$

L_{cp} : la longueur du talweg principal

S : la superficie du bassin versant

$$C_a = 3.09$$

Chapitre II : Etude hydrologique

II.1.2 Hypsométrie du bassin versant

1) Le relief

Tableau II-02 : coordonnées de la courbe hypsométrique

altitude(m)	Si(km2)	Si(%)	Si(% cumulés)
1600-1626	9,36	0,22	0,22
1500-1600	11,06	0,25	0,47
1400-1500	29,55	0,68	1,15
1300-1400	105,13	2,42	3,57
1200-1300	209,17	4,81	8,38
1100-1200	390,83	8,98	17,36
1000-1100	651,54	14,98	32,34
900-1000	768,27	17,66	50,00
800-900	970,46	22,31	72,31
700-800	783,79	18,02	90,33
600-700	253,03	5,82	96,15
533-600	167,82	3,85	100

Chapitre II : Etude hydrologique

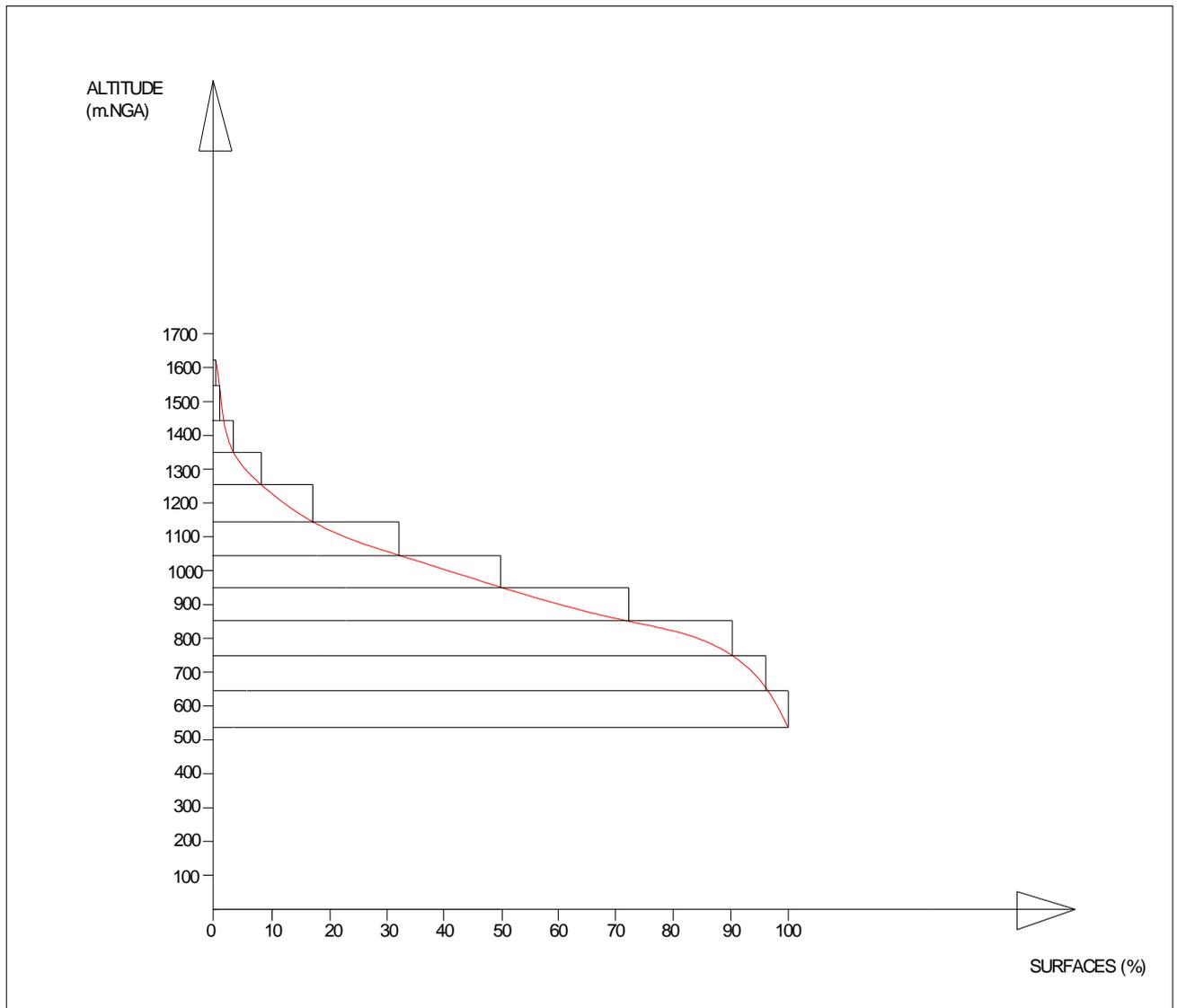


Figure II.01 : Courbe hypsométrique

Chapitre II : Etude hydrologique

2) Altitude médiane

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

$$H_{50\%} = 951.8 \text{ m}$$

3) Altitude moyenne

L'altitude moyenne se déduit directement de la courbe hypsométrique ou de la lecture d'une carte topographique. On peut la définir comme suit :

$$H_{\text{moy}} = \frac{\sum S_i \cdot H_i}{S} : H_{\text{moy}} = 922.93 \text{ m NGA}$$

H_{moy} : altitude moyenne du bassin [m] ;

S_i : aire comprise entre deux courbes de niveau [km^2] ;

H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveau [m] ;

4) Indice de pente globale I_g

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \dots \dots \dots (II - 5)$$

tel que L : longueur de rectangle équivalent (Km)

$L = 99.5 \text{ Km}$, $H_{5\%} = 1300 \text{ m}$ et $H_{95\%} = 700 \text{ m}$ donc $I_g = 6 \text{ m/km}$

5) Indice de pente de roche I_p

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \left[\sum_{i=1}^n \sqrt{S_i (H_i - H_{i-1})} \right] \dots \dots \dots (II - 6)$$

tel que : L : longueur de rectangle équivalent en (m) et

S_i : surface partielle en (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives

$$I_p = 0.91 \text{ m/m}$$

6) Indice de pente moyenne

$$I_m = \frac{H_{\text{max}} - H_{\text{min}}}{L_r} \dots \dots \dots (II-7)$$

$$I_m = 1.09\%$$

7) Dénivelé spécifique

La dénivelée spécifique est ainsi définie : $D_s = I_g \cdot \sqrt{S} = 395.72$

II.1.3 Détermination du temps de concentration

le temps de concentration et le temps que mettent les gouttes d'eau non évaporées et non infiltrées dans le sol du sommet du bassin versant jusqu'à l'exutoire. et ce temps peut être estimé par plusieurs formules.

Chapitre II : Etude hydrologique

1) Formule de Giandotti

$$T_c = \frac{4 \sqrt{s} + 1.5L_{cp}}{0.8 \sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}} \dots\dots\dots (II - 8)$$

Avec : L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal (Km)=116 Km

A.N :

$$T_c = 27.97 \text{ h}$$

2) Formule de CALIFORNIA

$$T_c = \left(\frac{0,87 \cdot L_{cp}^3}{H_{\text{max}} - H_{\text{min}}} \right)^{0.386} \dots\dots\dots (II - 9)$$

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

H_{max} : Altitude maximal du bassin versant (m NGA) =1626 m

H_{min} : Altitude minimale du bassin versant (m NGA) = 540 m

A.N :

$$T_c = 15.68 \text{ h}$$

3) Formule de KIRPICH

$$T_c = 0,0195 \cdot L_{cp}^{0.77} \cdot I_{\text{moy}}^{-0.385} \dots\dots\dots (II- 10)$$

Avec : L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal (m)

I: pente moyenne.= 0.01m/m

AN :

$$T_c = 910 \text{ h}$$

Conclusion : On opte pour la valeur trouvée par CALIFORNIA $T_c = 15.68 \text{ h}$

II.1.4 Vitesse de ruissellement

$$V_r = \frac{L_{cp}}{T_c} \dots\dots\dots (II - 11)$$

$$V_r = 7.39 \text{ km/h}$$

Chapitre II : Etude hydrologique

Tableau II-3 : récapitulatifs des caractéristiques hydromorphométriques :

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	Km ²	4350
Périmètre		P	Km	290
Longueur du thalweg principal		L _p	Km	116
Pente du thalweg principal		I	%	1
Indice de compacité		K _C	-	1.24
Coefficient d'allongement		Ca	-	3.09
Rectangle équivalent	Longueur	L _r	Km	99.9
	Largeur	l _r	Km	43.5
Altitudes	Maximale	H _{max}	m	1626
	Moyenne	H _{moy}	m	922.93
	Médiane	H _{med}	m	951.8
	Minimale	H _{min}	m	540
Indice de pente moyenne		I _{moy}	m/m	0.01
Indice de pente globale		I _g	m/Km	6
Indice de pente de roche		I _p	m/m	0.91
Dénivelé spécifique		D _s	m	395.72
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	7.39
Temps de concentration		T _c	h	15.68

Chapitre II : Etude hydrologique

II.2. Caractéristiques climatiques

II.2.1. Température

Tableau II-4 : Répartition des températures moyennes mensuelles

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
T _{moy}	23	16	11	7	6	7	10	14	18	23	27	26

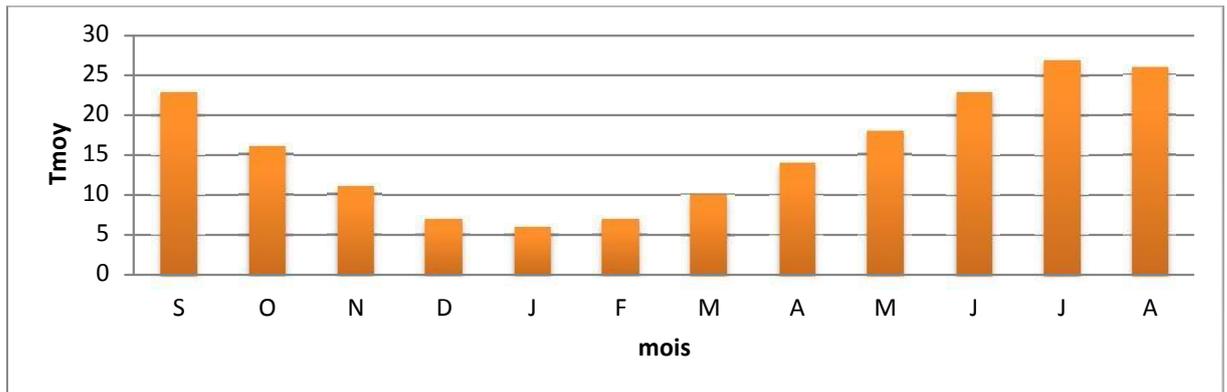


Figure II-2 : Répartition des températures moyennes mensuelles

II.2.2. Humidité relative Hr

Tableau II-5 : répartition mensuelles de l'humidité relative

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Hr(%)	50	57	66	67	67	63	55	46	48	41	46	39

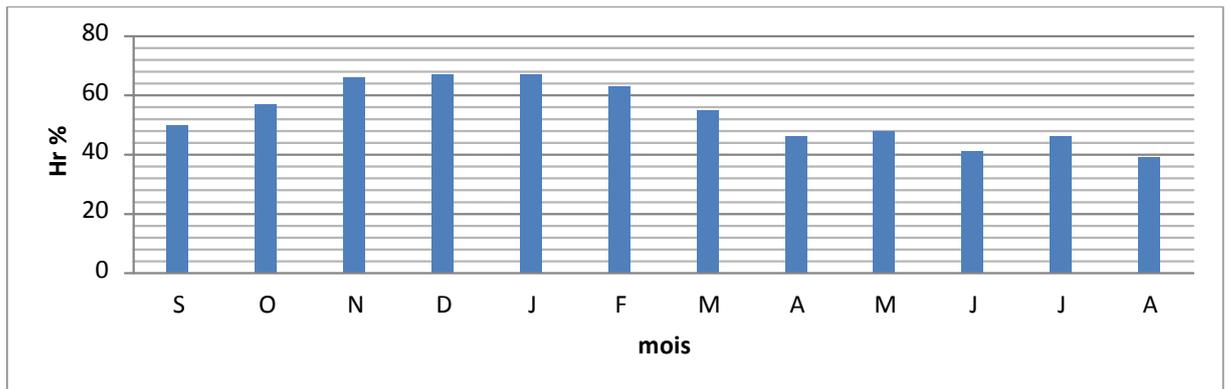


Figure II-3: Répartition mensuelles de l'humidité relative

Chapitre II : Etude hydrologique

II.2.3 Vitesse du vent V_{vent}

Tableau II-6: répartition mensuelles des vitesses du vent

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
$V_{vent}(m/s)$	1.8	1.9	1.9	2.8	2.0	2.3	2.1	2.1	2.1	2.0	2.1	1.7

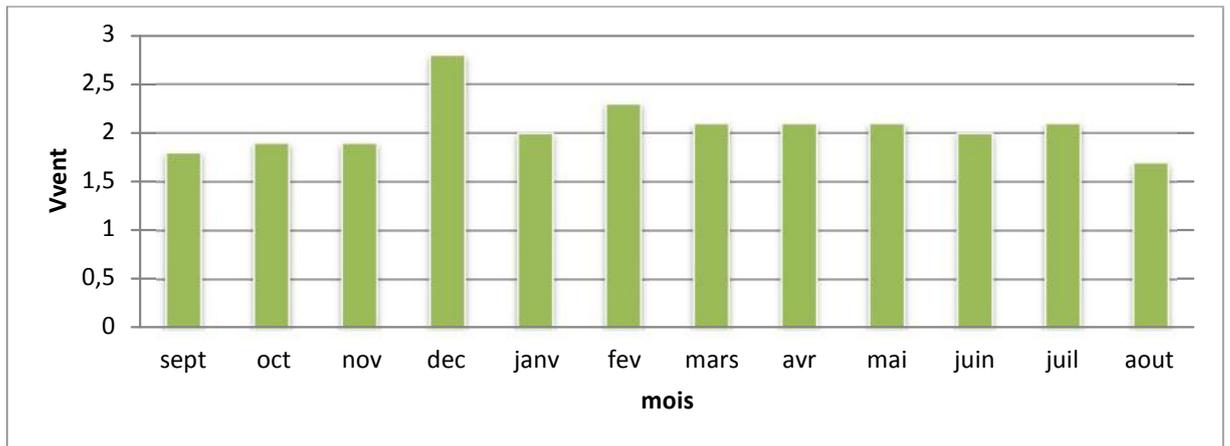


Figure II-4: répartition mensuelles des vitesses du vent

II.3 la pluviométrie

On dispose de 3 séries pluviométriques de trois stations situées à proximité du bassin versant, et on a choisi celle d'Ouenza car elle est la plus proche du site et la plus longue (annexes), la série pluviométrique a été établie pour une période de 40 ans.

Tableau II-7 : stations pluviométriques

Staion	Code	X (km)	Y (km)	Z (m)
Ouenza	120401	989	313	650
El Aouinet	120402	967.83	297.4	650
Boukhadra	120302	982.25	285.95	900

Source A.N.R.H

Les pluies maximales journalières de la station Ouenza sont données à l'annexe

Chapitre II : Etude hydrologique

II.3.2 Etude fréquentielle des pluies maximales journalières

On prendra la série des pluies max journalières de la station Ouenza étant donné de plus qu'elle est homogène elle est la plus proche du site. On utilise les lois d'ajustement suivante :

- Gumbel
- Galton (log normale)

Tableau II-9 : caractéristiques de l'échantillon

Nombre d'observations	40
Maximum	63.60
Minimum	6.00
Moyenne	34.380
Ecart-type	12.528
Médiane	33.550
Coefficient de variation	0.36441
Coefficient d'asymétrie	0.30646
Coefficient d'aplatissement	2.7001

2) Ajustement à la loi de Gumbel

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

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{x-x_0}{r}}} \dots\dots\dots(\text{II-14})$$

$$y = \frac{x-x_0}{r}$$

- y : Variable réduite de Gumbel.
- r : paramètre d'échelle >0
- x : Précipitation maximale journalière (mm)
- x₀ : Paramètre de position (mode).

On peut écrire : $y = -\ln(-\ln(F(x)))$ et l'équation de la droite de Gumbel est :

$$X = rY + X_0$$

3) Ajustement à la loi de Galton

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

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\Pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots (II - 15)$$

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

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

$$\text{Log } x_{p\%} = \overline{\text{Log } x} + \text{Log } U_{p\%} \dots\dots\dots (II-16)$$

Tableau II-11: Résultats d'ajustement à la loi de Gumbel :

Periode de retour (ans)	Probabilité	Pmaxj (mm)	Intervalle	
			confiance95%	
1000	0.9990	108.90	87.565	130.24
500	0.9960	100.454	79.487	117.456
100	0.9900	81.973	67.138	96.807
50	0.9800	73.823	60.928	86.717
10	0.9000	54.545	46.107	62.982
5	0.8000	45.785	39.234	52.337
2	0.5000	32.556	28.321	36.790

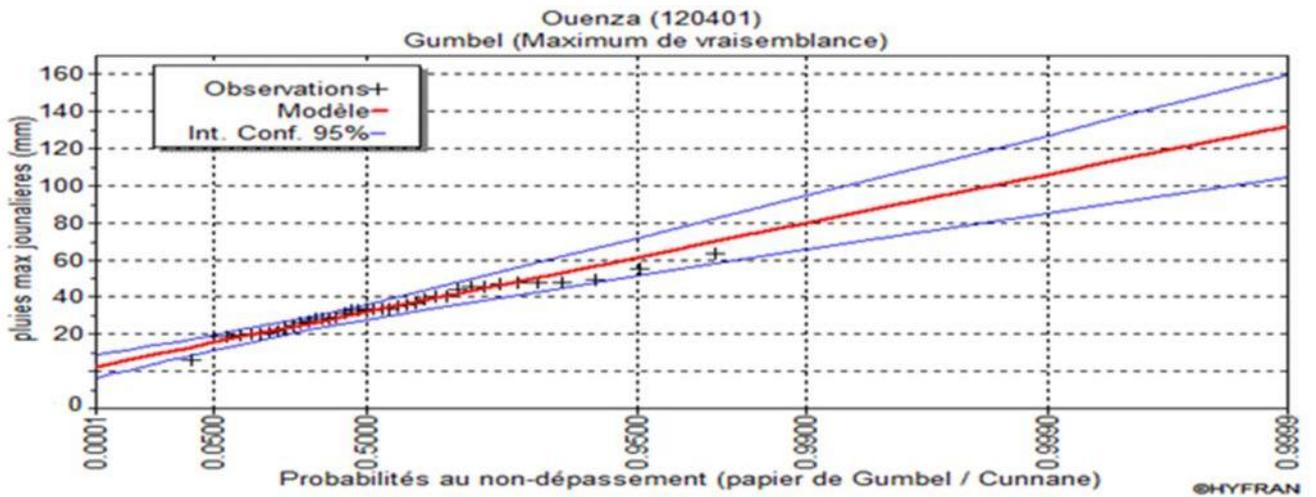


Figure II-6 : ajustement à la loi de Gumbel

Chapitre II : Etude hydrologique

Tableau II-12 : Résultats d'ajustement à la loi de Galton (log-normale)

Periode de retour (ans)	Probabilité	Pmaxj (mm)	Intervalle confiance 95%	
1000	0.9990	120.35	81.361	159.33
500	0.9960	105.832	69.455	123.45
100	0.9900	86.637	64.179	109.09
50	0.9800	77.047	58.766	95.328
10	0.9000	55.257	45.252	65.262
5	0.8000	45.720	38.600	52.840
2	0.5000	31.830	27.585	36.076

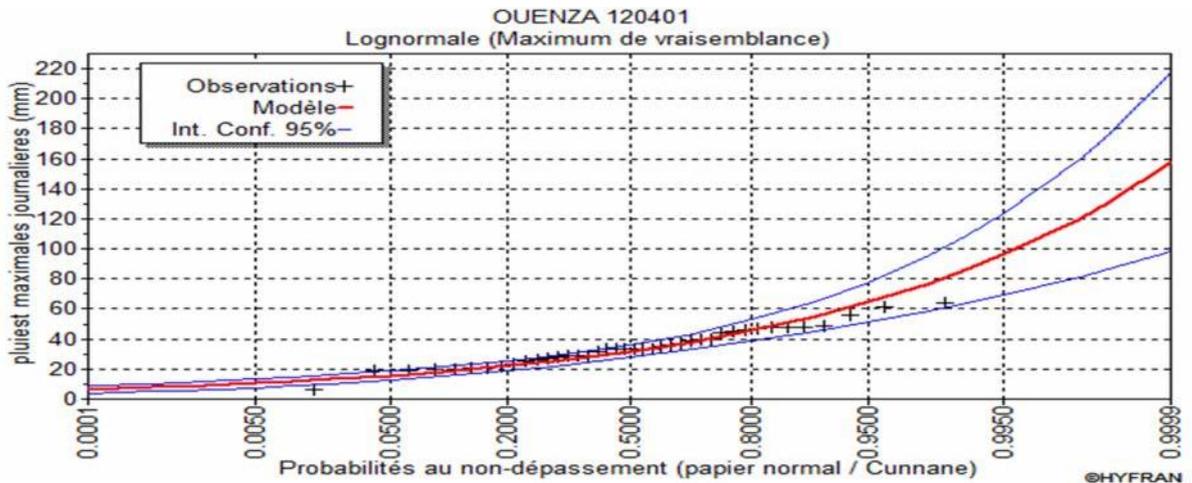


Figure II-7 : ajustement à la loi de Galton

Rq : on prend l'ajustement à la loi de gumbel, car notre série s'ajuste bien à cette dernière.

Test d'adéquation

$$X^2_{\text{calculé}} = 7.6$$

$$X^2_{\text{théorique}} = 11.07$$

$X^2_{\text{calculé}} < X^2_{\text{théorique}}$ donc l'adéquation au test est bonne

II.3.3 Pluies a courtes durée et leurs intensités

$$P_{ct} = P_{\max j} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots(\text{II-17})$$

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

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

t: temps en heure.

b: exposant climatique ($b = 0.46$) [A.N.R.H]

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

$$I_t = P_{ct}/t \dots\dots\dots(\text{II-18})$$

Chapitre II : Etude hydrologique

Tableau II-13 : Les pluies et les intensités pour différentes périodes de retour

Période retour	10		50		100		500		1000	
	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It
1	12,643	12,643	17,112	17,112	19,001	19,001	23,285	23,285	25,242	25,242
2	17,391	8,696	23,538	11,769	26,137	13,068	32,029	16,015	34,722	17,361
3	20,957	6,986	28,364	9,455	31,496	10,499	38,596	12,865	41,841	13,947
4	23,922	5,981	32,377	8,094	35,952	8,988	44,057	11,014	47,762	11,940
5	26,508	5,302	35,877	7,175	39,838	7,968	48,820	9,764	52,925	10,585
6	28,828	4,805	39,016	6,503	43,323	7,221	53,091	8,848	57,555	9,592
7	30,946	4,421	41,883	5,983	46,507	6,644	56,992	8,142	61,784	8,826
8	32,906	4,113	44,536	5,567	49,453	6,182	60,603	7,575	65,698	8,212
9	34,738	3,860	47,016	5,224	52,207	5,801	63,977	7,109	69,356	7,706
10	36,463	3,646	49,351	4,935	54,799	5,480	67,154	6,715	72,800	7,280
11	38,098	3,463	51,563	4,688	57,255	5,205	70,163	6,378	76,063	6,915
12	39,653	3,304	53,668	4,472	59,593	4,966	73,029	6,086	79,169	6,597
13	41,141	3,165	55,681	4,283	61,828	4,756	75,768	5,828	82,138	6,318
14	42,567	3,041	57,612	4,115	63,972	4,569	78,395	5,600	84,986	6,070
15	43,940	2,929	59,470	3,965	66,035	4,402	80,923	5,395	87,727	5,848
16	45,264	2,829	61,262	3,829	68,025	4,252	83,361	5,210	90,370	5,648
17	46,544	2,738	62,994	3,706	69,949	4,115	85,719	5,042	92,926	5,466
18	47,784	2,655	64,673	3,593	71,812	3,990	88,003	4,889	95,402	5,300
19	48,987	2,578	66,301	3,490	73,621	3,875	90,219	4,748	97,804	5,148
20	50,157	2,508	67,884	3,394	75,378	3,769	92,373	4,619	100,139	5,007
21	51,295	2,443	69,425	3,306	77,089	3,671	94,469	4,499	102,412	4,877
22	52,405	2,382	70,927	3,224	78,757	3,580	96,513	4,387	104,627	4,756
23	53,488	2,326	72,392	3,147	80,384	3,495	98,506	4,283	106,789	4,643
24	54,545	2,273	73,823	3,076	81,973	3,416	100,454	4,186	108,900	4,538

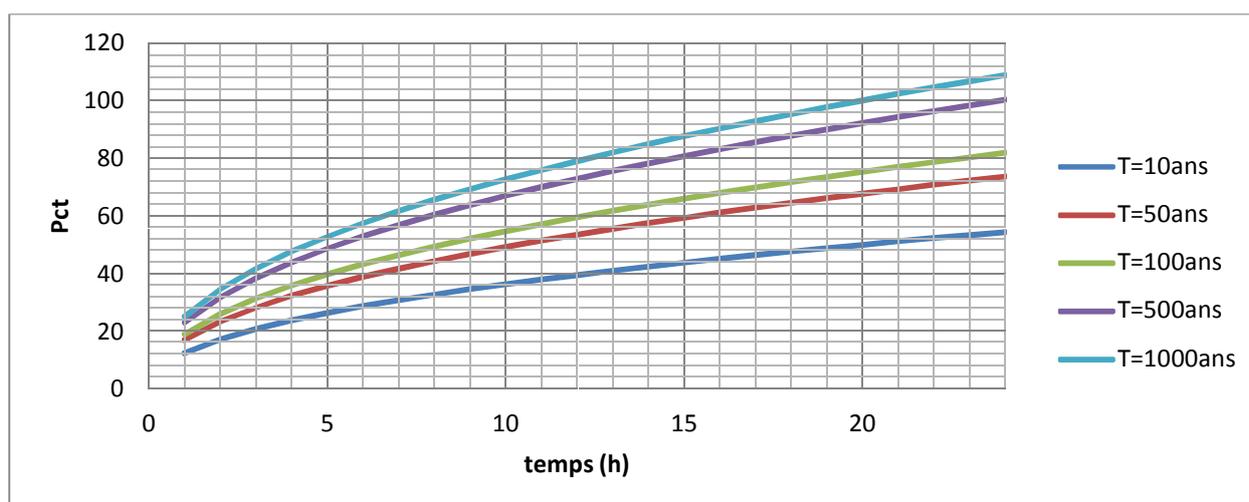


Figure II-9: Représentation des pluies de courte durée en fonction du temps

Chapitre II : Etude hydrologique

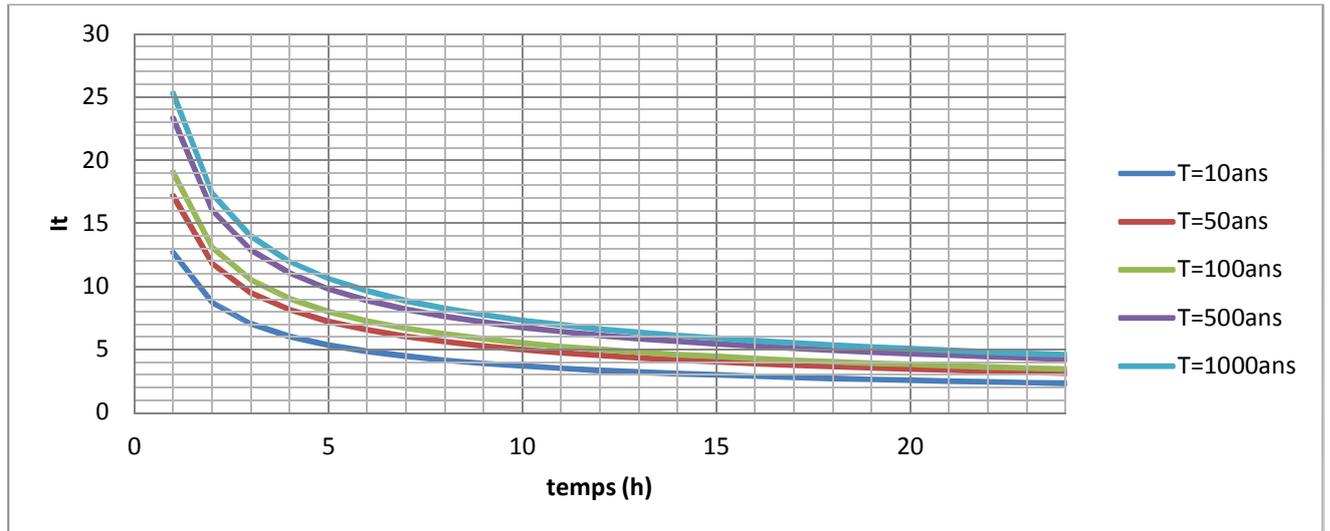


Figure II-10: Représentation des intensités en fonction de temps

II.4 Etude des apports

II.4.1 Apport liquide

On dispose d'une série hydrométrique de la station Ouenza sur une période d'observation de 31 ans (voir annexe)

Tableau II-14 : Récapitulatif des apports observés a la station Ouenza (Source A.N.R.H)

Mois	sept	oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout	Annuel
$A_0 \text{ hm}^3$	15,67	9,88	7,23	6,36	4,89	3,65	5,86	6,58	11,99	8,57	1,70	3,70	86.09
$A_0 \%$	18,20	11,47	8,40	7,39	5,68	4,24	6,81	7,65	13,93	9,96	1,98	4,30	100

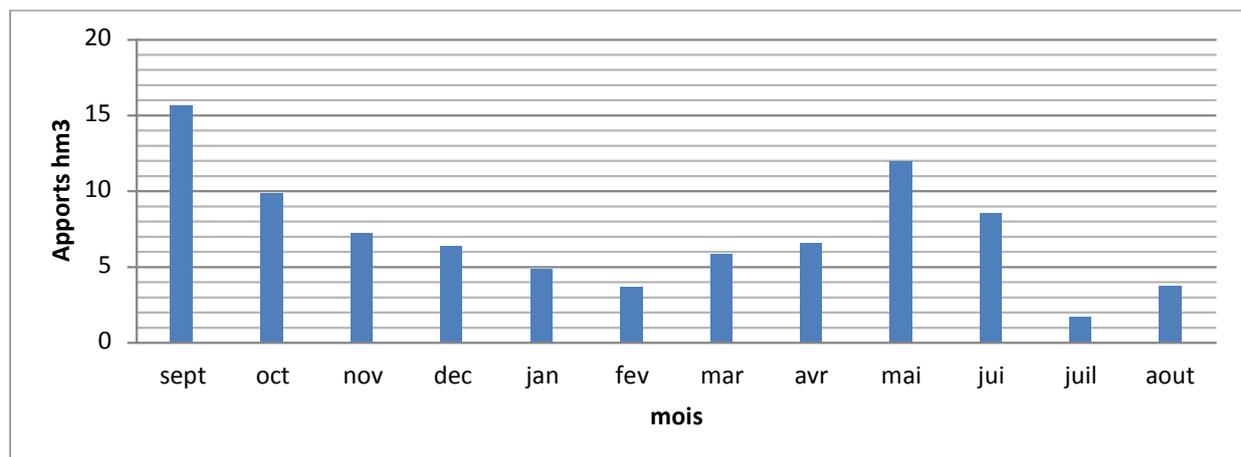


Figure II-11 : Répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel

II.4.1.1 Caractéristiques de l'écoulement

$$A_0 = 86.09 \text{ hm}^3$$

a) Module de l'écoulement

$$M_e = \frac{A_0}{T} \dots \dots \dots (II-19)$$

A_0 : Apport moyen annuel (l).

T : une année en secondes (31536000 s).

$$M_e = 2729.90 \text{ l/s}$$

b) Le module de l'écoulement relatif (spécifique)

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \dots \dots \dots (II-20)$$

A_0 : Apport moyen annuel (l).

S : surface de bassin versant = 4350 km²

$$M_0 = 0.63 \text{ l/s/Km}^2$$

c) La lame d'eau écoulée

$$L_e = \frac{A_0}{S} \dots \dots \dots (II-21)$$

$$L_e = 19.79 \text{ mm}$$

d) Coefficient de ruissellement

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \dots \dots \dots (II-22)$$

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle = 32.72 mm

L_e : Lame d'eau écoulée (mm).

$$C_e = 0.60$$

II.4.1.2 Analyse fréquentielle des apports

Pour l'analyse fréquentielle des apports on ajuste la série à la loi de Gumbel

Tableau II-15: les résultats de l'ajustement des apports à la loi de Gumbel

Periode de retour (ans)	Probabilité	Apport (Mm ³)	Intervalle confiance 95%	
1000	0.999	362.05	270.57	453.54
500	0.996	325.68	219.47	363.34
100	0.99	260.90	197.33	324.47
50	0.98	230.29	175.05	285.52
10	0.9	57.87	121.78	193.97
1.25	0.2	38.34	22.87	53.81

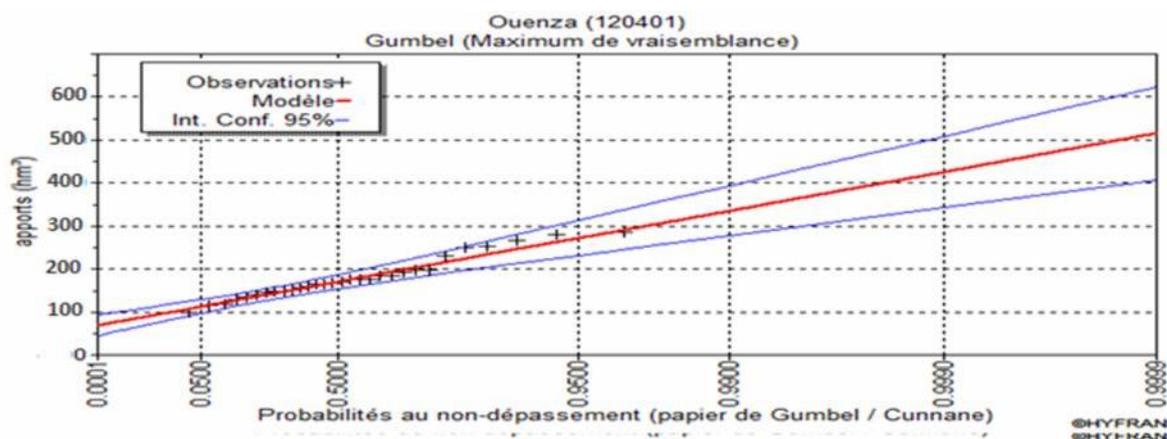


Figure II-12 : ajustement à la loi de Gumbel

L'apport de la fréquence 80% $A_{80\%} = 38.34 \text{ hm}^3$

La répartition de l'apport de fréquence 80% suit la même répartition de l'apport moyen annuel

Tableau II-16: la répartition de l'apport de la fréquence 80%

Année	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Annuel
Apport (%)	18,20	11,47	8,40	7,39	5,68	4,24	6,81	7,65	13,93	9,96	1,98	4,30	100
Apport (Mm ³)	6.98	4.40	3.22	2.83	2.18	1.63	2.61	2.93	5.34	3.82	0.76	1.65	38.34

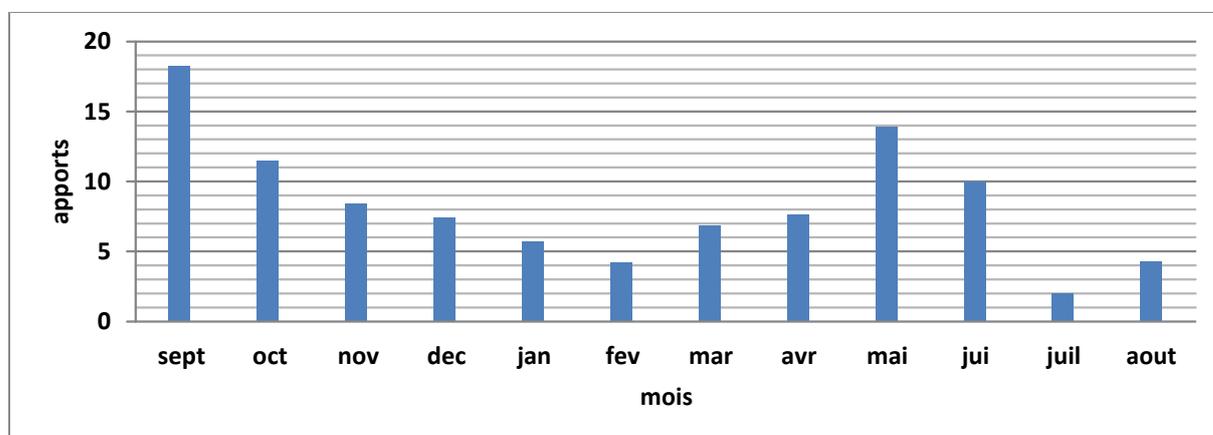


Figure II-13: représentation graphique de la répartition de l'apport de la fréquence 80%

II.4.2 Apports solides et estimation du volume mort

II.4.2.1 Apports solides

L'apport solide n'est disponible au niveau de l'A.N.R.H et sa nous mène a faire recours au formules empiriques

a)Formule de Fournier

$$E_s = \frac{1}{36} \left[\frac{Pm^2}{PA} \right]^{2,65} \left[\frac{h^2}{S} \right]^{0,46} \dots\dots\dots(\text{II-23})$$

Avec :

E_s : érosion spécifique en (t/Km² /an)

Pm : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux;37.40mm

PA : Pluie moyenne annuelle;324 mm

$h = 45 \%(H_{\max} - H_{\min})$ m

$H_{\max} = 1625\text{m}$

$H_{\min} = 845\text{m}$

S : Surface du bassin versant=4350 km²

A.N :

$E_s = 6.24 \text{ t/Km}^2/\text{an}$

b)Formule de Tixeront

$$T_s = r \cdot Le^{0,15} \dots\dots\dots(\text{II-24})$$

Tell que :

T_s : Transport solide t/km²/an

Le : La lame d'eau écoulée = 19.79 mm

r : c'est une caractéristique de la perméabilité du BV

Tableau II-17 : Valeurs de r en fonction de la perméabilité

Variation de perméabilité	
Elevée	8,5
Moyenne	75
Faible à moyenne	350
Faible	1400
Imperméable	3200

Notre bassin est d'une perméabilité moyenne donc $r = 75$

A.N

$T_s = 117.36 \text{ t/km}^2/\text{an}$

II.4.2.2 Estimation du volume mort

a) Méthode liée à l'érosion spécifique

$$V_m = \frac{Es.S.T.m}{\tau} \dots\dots\dots (II-25)$$

S : surface de bassin (4350 Km²)

T : délai de service de barrage (50ans)

τ : poids volumique des sédiments 1.6 t/m

m: pourcentage d'alluvion restant dans le lac (m=1.2)

$$V_m = 1.02 \text{ hm}^3$$

b) Formule de TEXERONT

Le volume mort est donné par la formule suivante :

$$V_m = (1.05 \div 1.10) \frac{Q_s * T}{\gamma_s} \dots\dots\dots (II-26)$$

$$\text{Avec : } Q_s = T_s * S \dots\dots\dots (II-27)$$

Q_s : Le débit solide (t/an)

γ_s : Poids spécifique de la vase humide ($\gamma_s = 1,6 \text{ t/m}^3$).

T : Durée de vie du barrage (50 ans).

T_s : Transport solide (t/Km²/an).

S : Surface du bassin versant (km²).

A.N :

$$Q_s = 117.36 * 4350 = 510516 \text{ t/an}$$

$$V_m = (1.07 * 510516 * 50) / 1.6 \quad \Longrightarrow \quad V_m = 17.07 \text{ hm}^3$$

Pour des raisons de sécurité on opte pour le volume obtenu par la formule de Tixeront donc le volume mort estimé à 50ans de service est **17.07 hm³**.

Chapitre II : Etude hydrologique

II.5 Etude des crues

Une crue est un événement comprenant une ou plusieurs augmentations rapides et fortes du débit d'une rivière maintenant ce débit au-dessus d'un seuil donné. La crue est simple, si elle présente une seule pointe. Elle est dite complexe si elle présente plusieurs pointes.

Les paramètres définissant une crue sont:

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

II.5.1. Déterminations des crues :

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour on passe par l'ajustement de la série des débits maximaux à la loi de Gumbel avec le logiciel HYFRAN.

La série des débits maximaux est représentée dans l'Annexe (station Ouenza)

Les résultats de l'ajustement par la loi de « Gumbel » sont résumés dans le tableau suivant :

Gumbel (Méthode de vraisemblance)

Nombre d'observations: 31

Paramètres

$$U = 311.21$$

$$= 263.64$$

Quantiles

$$q = F(X) \text{ (probabilité au non-dépassement)}$$

$$T = 1 / (1 - q)$$

Tableau II.18: Ajustement à la loi de Gumbel

Periode de retour (ans)	Probabilité	Qmax(m ³ /s)	Intervalle confiance95%	
1000	0.9990	2132.2	1582.1	2682.3
500	0.9960	1949.4	1450	2448.7
100	0.9900	1524	1141.8	1906.2
50	0.9800	1339.9	1007.8	1672.1
20	0.9500	1094.3	827.89	1360.6
10	0.9000	904.49	687.45	1121.5
5	0.8000	706.65	538.31	874.99
2	0.5000	407.83	299.31	516.36

• **Test d'adéquation du Khi carré**

Hypothèses

H_0 : L'échantillon provient d'une loi Normale

H_1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Normale

Résultats : $X^2 = 7.61$

p-value $p = 0.1068$

Degré de liberté : 4

Nombre de classe : 7

Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5 %

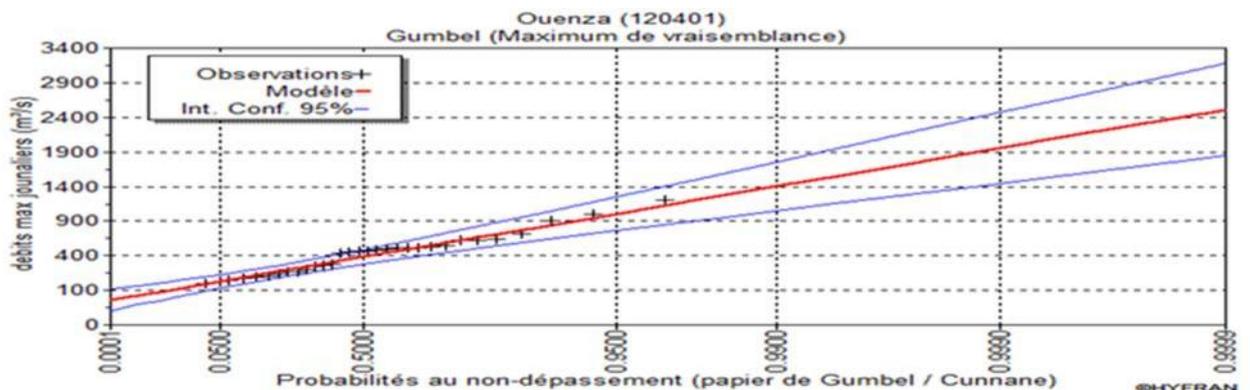


Figure II.14 : ajustement à la loi de Gumbel

Le tableau ci-dessous récapitule les débits probables calculés pour différentes périodes de retour.

Tableau II.19 : Débits fréquentiels calculés

T(ans)	2	5	10	20	50	100	500	1000
Qmax(m ³ /s)	407.83	706.65	904.49	1094.3	1339.9	1524	1939.4	2132.2

II.5.2 Hydrogrammes des crues

L'hydrogramme de crue est une identité de la crue, il nous donne les caractéristiques principales de la crues tel que:

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

Pour le tracer de l'hydrogramme de crue, on va utiliser la méthode de Sokolovski.

II.5.2.1 Détermination des Hydrogramme de crues probables par la méthode de Sokolovski

Sokolovski considère que l'hydrogramme de crue présente deux branches de courbe, l'une pour la montée et l'autre pour la décrue. Chacune d'elle a sa propre équation.

a) Pour la montée

$$Q_{\text{montée}} = Q_{\text{max}} \left(\frac{t}{t_m} \right)^n \dots\dots\dots(\text{II-28})$$

b) Pour la décrue

$$Q_{\text{déc}} = Q_{\text{max}} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^m \dots\dots\dots (\text{II-29})$$

Avec :

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

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

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

t_d : temps de la décrue en heures.

t_b= t_m+ t_d :temps de base

Q_{max}: débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m³/s).

n , m : Puissance des courbes ;

n= 2 pour la montée de la crue.

m= 3pour la décrue.

t_m = t_cavec t_c :le temps de concentration du bassin versant=15.68h

t_d = t_m=3t_m=47.04h et le **t_b=62.72h**

Chapitre II : Etude hydrologique

Tableau II-20: les résultats des hydrogrammes de crue par la méthode de SOKOLOVSKI

Temps(h)	Q _{50%}	Q _{20%}	Q _{10%}	Q _{5%}	Q _{2%}	Q _{1%}	Q _{0,2%}	Q _{0,1%}
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	6,64	11,50	14,72	17,80	21,80	24,79	31,55	34,69
4	26,54	45,99	58,86	71,21	87,20	99,18	126,21	138,76
6	59,72	103,47	132,44	160,23	196,19	223,15	283,97	312,20
8	106,16	183,95	235,45	284,86	348,79	396,71	504,84	555,03
10	165,88	287,42	367,88	445,09	544,98	619,86	788,82	867,23
12	238,86	413,88	529,75	640,92	784,77	892,60	1135,89	1248,82
14	325,12	563,34	721,05	872,37	1068,16	1214,92	1546,08	1699,78
15,68	407,83	706,65	904,49	1094,30	1339,90	1524,00	1939,40	2132,20
16	399,56	692,33	886,16	1072,12	1312,74	1493,11	1900,09	2088,98
18	350,41	607,17	777,15	940,24	1151,27	1309,45	1666,37	1832,02
20	305,47	529,29	677,48	819,65	1003,61	1141,50	1452,64	1597,05
22	264,55	458,38	586,71	709,84	869,15	988,57	1258,02	1383,09
24	227,45	394,10	504,44	610,30	747,27	849,94	1081,61	1189,14
26	193,99	336,13	430,24	520,53	637,35	724,92	922,52	1014,22
28	163,99	284,15	363,70	440,02	538,78	612,80	779,84	857,36
30	137,25	237,82	304,40	368,28	450,93	512,89	652,69	717,57
32	113,59	196,82	251,92	304,79	373,19	424,47	540,17	593,87
34	92,82	160,83	205,85	249,05	304,95	346,85	441,39	485,27
36	74,75	129,51	165,77	200,56	245,57	279,31	355,45	390,78
38	59,19	102,55	131,26	158,81	194,45	221,17	281,46	309,44
40	45,95	79,62	101,91	123,30	150,97	171,71	218,52	240,24
42	34,85	60,39	77,30	93,52	114,51	130,24	165,74	182,22
44	25,70	44,54	57,01	68,97	84,45	96,05	122,23	134,38
46	18,31	31,73	40,62	49,14	60,17	68,44	87,09	95,75
48	12,50	21,65	27,72	33,53	41,06	46,70	59,43	65,34
50	8,06	13,97	17,88	21,64	26,49	30,13	38,35	42,16
52	4,83	8,36	10,70	12,95	15,86	18,04	22,95	25,24
54	2,60	4,50	5,76	6,97	8,54	9,71	12,35	13,58
56	1,19	2,06	2,64	3,19	3,91	4,44	5,65	6,22
58	0,41	0,71	0,91	1,11	1,35	1,54	1,96	2,15
60	0,08	0,14	0,17	0,21	0,26	0,29	0,37	0,41
62	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,01	0,01
62,72	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

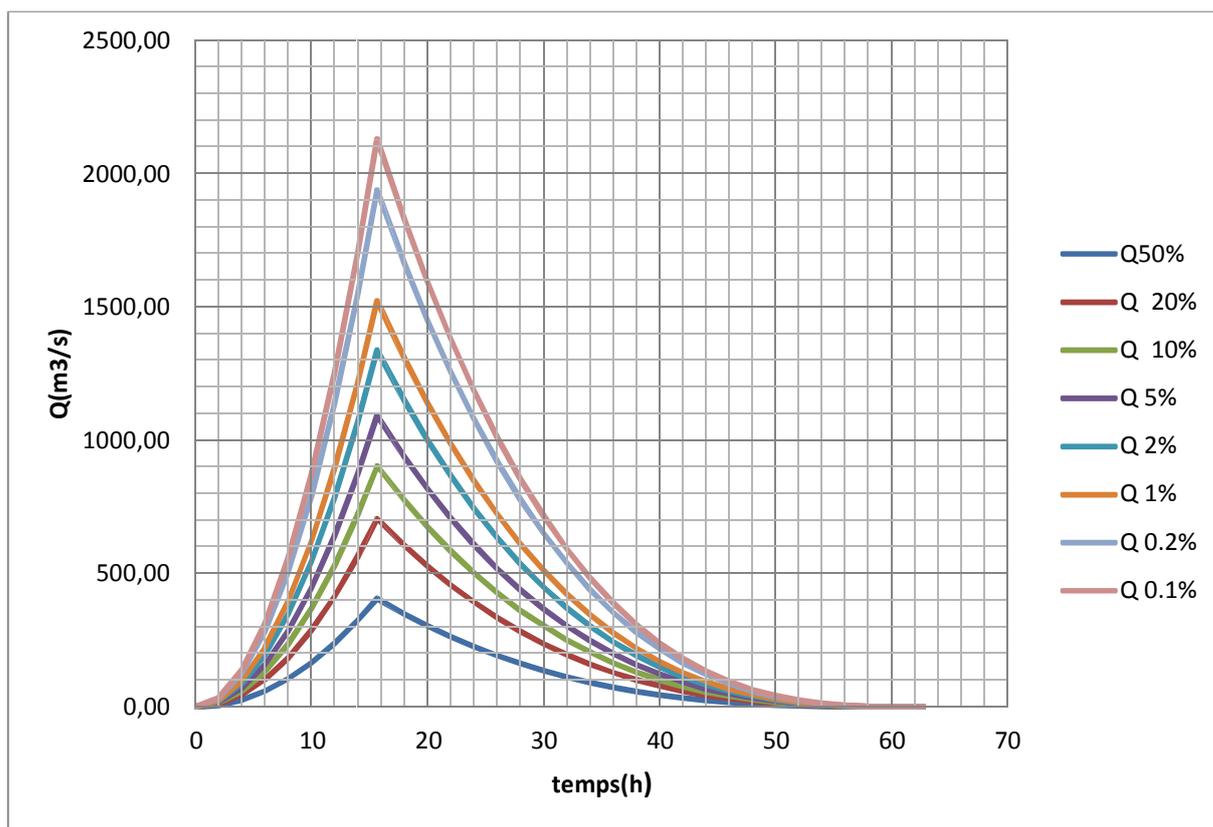


Figure II-15 : Représentation graphique des hydrogrammes des crues

II.5.3. Estimation de la crue de projet

L'estimation de la crue de projet résulte non seulement de l'influence des facteurs hydrologiques sur le projet lui-même et du coût de l'ouvrage, mais également du risque potentiel de rupture du barrage sur la vie des personnes et sur les pertes économiques résultant de cette rupture.

Tableau II-21 : Crues de projet recommandées

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

Chapitre II : Etude hydrologique

Pour notre cas, on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé (site éloigné des zones urbaines- volume d'emmagasinement relativement faible), donc on opte pour la crue millénaire : $Q_{\max 0,1\%} = 2132.2 \text{ m}^3/\text{s}$

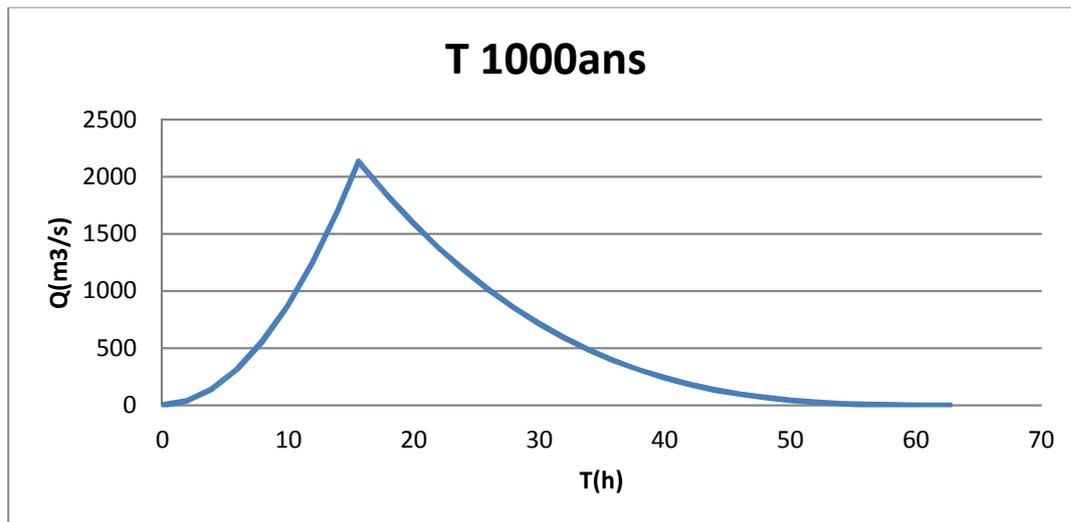


Figure II-16 : Représentation graphique de la crue millénaire

II.5.4. Choix de la crue de chantier

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

Les barrages lors de la construction sont souvent protégés contre les crues ciquantennales ou même centennales, mais dans notre pays, l'ouvrage de dérivation est souvent dimensionné contre les crues dont la période de retour varie entre 5 et 50 ans. Et d'une autre part lorsque le batardeau est incluse dans la digue on peut lui attribué une petite sur élévation car il va être un ouvrage permanent par la suite, par contre si le batardeau est indépendant de la digue la il faut chercher la solution la plus économique puisque le batardeau est provisoire.

Vu toutes ces exigences on va choisir la crue (5ans) pour la conception des ouvrages de dérivation. D'où: $Q = Q_{\max, 20\%} = 706.65 \text{ m}^3/\text{s}$

II.6. Régularisation

La régularisation a pour objectif la détermination de la capacité optimum de la retenue ainsi que le niveau correspondant qui permettent de rendre réguliers les débits de l'oued Mellegue afin de satisfaire les besoins avec le moindre risque de défaillance possible.

Deux types de régularisation sont utilisés:

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle

II.6.1. Courbes caractéristiques :

$$V_1 = \frac{2}{3} \times S_1 \times H_1 \dots \dots \dots (II-30)$$

$$V_n = V_{n-1} + (S_{n-1} + S_n) \cdot H/2 \dots \dots \dots (II-31)$$

Tableau II-22 : Coordonnées des courbes caractéristiques

Cote (mNGA)	H (m)	Surface (km ²)	Volume (hm ³)
533	0	0	0
535	2	0,01	0,01
540	7	0,06	0,16
545	12	0,39	1,15
550	17	1,16	4,86
555	22	2,41	13,59
560	27	3,97	29,36
565	32	6,39	55,01
570	37	9,45	94,36
575	42	12,82	149,81
580	47	16,63	223,24
585	52	22,84	321,5

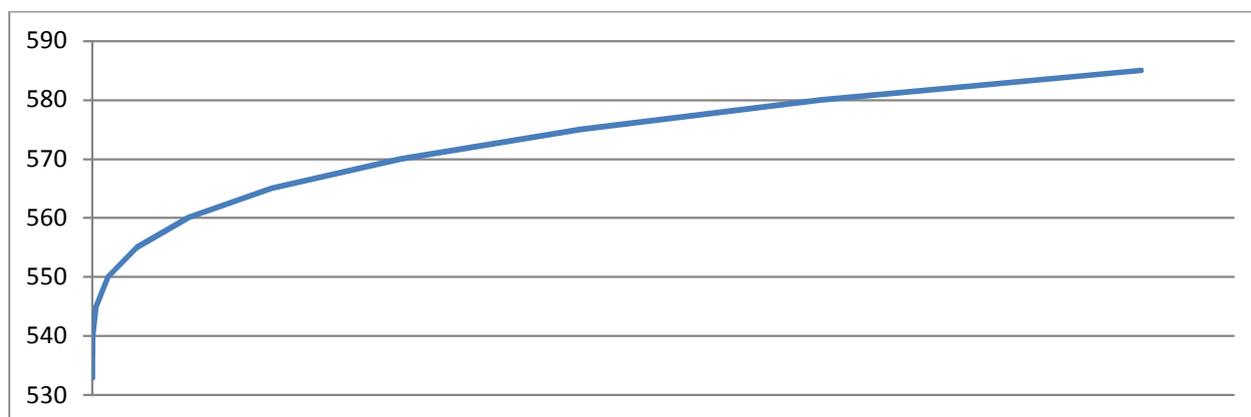


Figure II-17 : courbe hauteur-surface

Chapitre II : Etude hydrologique

N.B : la courbe capacité hauteur ($H=f(v)$) est représenté aux annexes.

II.6.2.Calcul du volume utile

Tableau II-23: Répartition mensuelle de A80%

Année	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Annuel
Apport (%)	18,20	11,47	8,40	7,39	5,68	4,24	6,81	7,65	13,93	9,96	1,98	4,30	100
Apport (hm ³)	6.98	4.40	3.22	2.83	2.18	1.63	2.61	2.93	5.34	3.82	0.76	1.65	38.34

Tableau II-24 : Répartition mensuelle des besoins

Année	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Annuel
U (%)	13.19	0	0	0	0	0	0	2.88	16.52	18.9	23.8	24.7	100
U (hm ³)	2.27	0	0	0	0	0	0	0.5	2.86	3.28	4.12	4.28	17.31

La période de bonne hydraulité

Année	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
A (hm ³)	6.98	4.40	3.22	2.83	2.18	1.63	2.61	2.93	5.34	3.82	0.76	1.65
U (hm ³)	2.27	0	0	0	0	0	0	0.5	2.86	3.28	4.12	4.28
A-U	4.71	4.4	3.22	2.83	2.18	1.63	2.61	2.43	2.48	0.54	-3.40	-2.63

Donc la période de bonne hydraulité commence en moi de septembre

Chapitre II : Etude hydrologique

II.6.2.1. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

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

- **1^{ère} Consigne d'exploitation**

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

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

- **2^{ème} Consigne d'exploitation**

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

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II-25 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Mois	A _{80%}	U	A _{80%} - U	1 ^{ère} consigne			2 ^{ème} consigne		
				V _{rf}	V _{ri}	S	V _{rf}	V _{ri}	S
Sep	6.98	2.27	4.71	17.07				17.07	4.71
				21.78	21.78		12.36	17.07	4.4
Oct	4.4	0	4.4	26.18	23.06	3.12	12.67	17.07	3.22
Nov	3.22	0	3.22	26.28	23.06	3.22	13.85	17.07	2.83
Déc	2.83	0	2.83	25.89	23.06	2.83	14.89	17.07	2.18
Jan	2.18	0	2.18	25.24	23.06	2.18	15.44	17.07	1.63
Fév	1.63	0	1.63	24.69	23.06	1.63	15	17.07	2.07
Mar	2.61	0	2.61	25.67	23.06	2.61	17.61	17.61	
Avr	2.93	0.5	2.43	25.49	23.06	2.43	20.04	20.04	
Mai	5.34	2.86	2.48	25.54	23.06	2.48	22.52	22.52	
Juin	3.82	3.28	0.54	23.6	23.06	0.54	23.06	23.06	
Juil	0.76	4.12	-3.36	19.7	19.7		19.7	19.7	
Aou	1.65	4.28	-2.63	17.07	17.07		17.07	17.07	
				S		21.04	S		21.04

Chapitre II : Etude hydrologique

D'après le tableau ci-dessus on a les résultats suivants :

$V_s=27.03 \text{ hm}^3$ et $V_d= 5.99 \text{ hm}^3$; donc la retenue fonctionne à un seul temps. $V_s > V_d$

Alors : $V_u=V_d = 5.99 \text{ hm}^3$ $V_u= \mathbf{5.99 \text{ hm}^3}$

$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m = 5.99+17.07 = 23.06 \text{ hm}^3$

$V_{\text{NNR}}=23.06 \text{ hm}^3 \quad \Longrightarrow \quad \text{NNR}=555.5 \text{ m NGA}$

II.6.2.2. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Les pertes dans la retenue sont de deux sortes :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

a - Pertes par évaporation

On a : $V_{ep} = E_s \cdot S_{moy} \dots\dots\dots(\text{II-32})$

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

E_s : Evaporation mensuelle (m).

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

V_{moy} : volume moyen $\left[V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right] \dots\dots\dots(\text{II-33})$

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

b) Pertes par infiltration

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{V_{moy}}{100} \dots\dots\dots(\text{II-34})$$

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

: Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette .

Tableau II-26 : valeurs de γ en fonction des conditions hydrogéologiques

Nature	Hauteur d'infiltration pendant une année (cm)		
		Année	Mois
Sol a faible perméabilité	0 à 50	5 à 10	0,5 à 1,0
Sol à perméable moyenne	50 à 100	10 à 20	1 à 1,5
Sol a forte perméabilité	>100 à 200	>20 à 40	>1,5 à 3,0

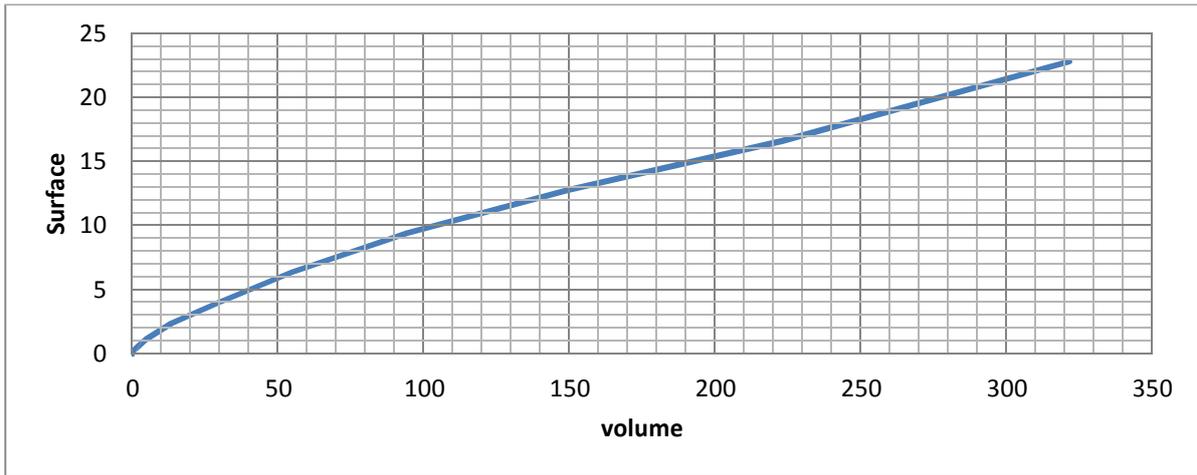


Figure II-19 : courbe surface-volume

Tableau II-27 : Les volumes des pertes dans la retenue

Mois	$V_{\text{moy}} (\text{hm}^3)$	$S_{\text{moy}} (\text{Km}^2)$	Es (mm)	$V_{\text{evap}} (\text{hm}^3)$	$V_{\text{inf}} (\text{hm}^3)$	$f (\text{hm}^3)$
Sep	19,425	2,77	120	0,33	0,10	0,43
Oct	22,42	3,26	72	0,23	0,11	0,34
Nov	23,06	3,5	40	0,14	0,12	0,26
Dec	23,06	3,5	24	0,08	0,12	0,20
Jan	23,06	3,5	28	0,10	0,12	0,21
Fev	23,06	3,5	40	0,14	0,12	0,26
mars	23,06	3,5	72	0,25	0,12	0,37
avril	23,06	3,5	104	0,36	0,12	0,48
mai	23,06	3,5	140	0,49	0,12	0,61
Juin	23,06	3,5	168	0,59	0,12	0,70
Juil	21,38	3,04	192	0,58	0,11	0,69
aout	18,385	2,52	168	0,46	0,09	0,55

Chapitre II : Etude hydrologique

Tableau II-28 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Mois	A _{80%}	U	f	A _{80%} - (U+f)	1ère consigne			2ème consigne		
					V _{rf}	V _{ri}	S	V _{rf}	V _{ri}	S
Sep	6.98	2.27	0.43	4.28		17.07		12.79	17.07	4.28
Oct	4.4	0	0.34	4.06	21.35	21.35		13.01	17.07	4.06
Nov	3.22	0	0.26	2.96	25.41	24.46	0.95	14.11	17.07	2.96
Déc	2.83	0	0.2	2.63	27.42	24.46	2.96	14.44	17.07	2.63
Jan	2.18	0	0.21	1.97	27.09	24.46	2.63	15.1	17.07	1.97
Fév	1.63	0	0.26	1.37	26.43	24.46	1.97	17.03	17.07	0.04
Mar	2.61	0	0.37	2.24	25.83	24.46	1.37	18.4		
Avr	2.93	0.5	0.48	1.95	26.7	24.46	2.24	20.64		
Mai	5.34	2.86	0.61	1.87	26.41	24.46	1.95	22.59		
Juin	3.82	3.28	0.7	-0.16	26.33	24.46	1.87	24.46		
Juil	0.76	4.12	0.69	-4.05	24.3	24.3		24.3		
Aou	1.65	4.28	0.55	-3.18	20.25	20.25		20.25		
					17.07	17.07		17.07	17.07	
					S		15.94	S		15.94

D'après le tableau ci-dessus on a les résultats suivants :

$V_s = 23.33 \text{ hm}^3$ et $V_d = 7.39 \text{ hm}^3$; donc la retenue fonctionne à un seul temps. $V_s > V_d$

Alors : $V'_u = V_d = 7.39 \text{ hm}^3$ $V'_u = 7.39 \text{ hm}^3$

$V_{\text{NNR}} = V'_u + V_m = 7.39 + 17.07 = 24.46 \text{ hm}^3$

$V_{\text{NNR}} = 24.46 \text{ hm}^3 \implies \text{NNR} = 556.65 \text{ m NGA}$

Estimation de l'erreur

Les volumes des pertes sont considérés comme une consommation pour ces calculs on doit vérifier la condition suivante : $1 < E < 2\%$

$$E = ((V'_u - V_u) / V'_u) * 100 \dots\dots\dots (II-35)$$

$$E = ((7.39 - 5.99) / 7.39) * 100 = 18.94\% > 2\%$$

Chapitre II : Etude hydrologique

La condition n'est pas vérifiée donc on doit faire des approximations successives du volume moyen jusqu'à stabilisation des pertes.

1^{er} approximation

Tableau II-29 : Les volumes des pertes dans la retenue

Mois	$V_{\text{moy}} (\text{hm}^3)$	$S_{\text{moy}} (\text{Km}^2)$	Es (mm)	$V_{\text{evap}} (\text{hm}^3)$	$V_{\text{inf}} (\text{hm}^3)$	$f (\text{hm}^3)$
Sep	19,21	2,64	120	0,317	0,096	0,413
Oct	22,91	3,34	72	0,240	0,115	0,355
Nov	24,46	3,72	40	0,149	0,122	0,271
Dec	24,46	3,72	24	0,089	0,122	0,212
Jan	24,46	3,72	28	0,104	0,122	0,226
Fev	24,46	3,72	40	0,149	0,122	0,271
mars	24,46	3,72	72	0,268	0,122	0,390
avril	24,46	3,72	104	0,387	0,122	0,509
mai	24,46	3,72	140	0,521	0,122	0,643
Juin	24,38	3,68	168	0,618	0,122	0,740
Juil	22,28	3,18	192	0,611	0,111	0,722
aout	18,66	2,57	168	0,432	0,093	0,525

Chapitre II : Etude hydrologique

Tableau II-30 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Mois	A _{80%}	U	f	A _{80%} - (U+f)	1ère consigne			2ème consigne		
					V _{rf}	V _{ri}	S	V _{rf}	V _{ri}	S
Sep	6.98	2.27	0.413	4.29		17.07		12.78	17.07	4.29
Oct	4.4	0	0.355	4.04	21.36	21.36		13.03	17.07	4.04
Nov	3.22	0	0.271	2.94	25.40	24.53	0.87	14.13	17.07	2.94
Déc	2.83	0	0.212	2.61	27.47	24.53	2.94	14.46	17.07	2.61
Jan	2.18	0	0.226	1.95	27.14	24.53	2.61	15.12	17.07	1.95
Fév	1.63	0	0.271	1.35	26.48	24.53	1.95	16.99	17.07	0.08
Mar	2.61	0	0.390	2.22	25.88	24.53	1.35	18.34		
Avr	2.93	0.5	0.509	1.92	26.75	24.53	2.22	20.56		
Mai	5.34	2.86	0.643	2.05	26.45	24.53	1.92	22.48		
Juin	3.82	3.28	0.740	-0.2	26.58	24.53	2.05	24.53		
Juil	0.76	4.12	0.722	-4.08	24.33	24.33		24.33		
Aou	1.65	4.28	0.525	-3.18	20.25	20.25		20.25		
					17.07	17.07		17.07	17.07	
					S		15.91	S		15.91

D'après le tableau ci-dessus on a les résultats suivants :

$V_s=23.37 \text{ hm}^3$ et $V_d= 7.46 \text{ hm}^3$; donc la retenue fonctionne à un seul temps. $V_s > V_d$

Alors : $V''_u=V_d = 7.46 \text{ hm}^3$ **$V''_u = 7.46 \text{ hm}^3$**

$V_{\text{NNR}} = V''_u + V_m = 7.46+17.07 = 24.53 \text{ hm}^3$

$V_{\text{NNR}}=24.53 \text{ hm}^3$ \longrightarrow **NNR=558 m NGA**

Estimation de l'erreur

Les volumes des pertes sont considérés comme une consommation pour ces calculs on doit vérifier la condition suivante : $1 < E < 2\%$

$$E = ((V''_u - V'_u) / V''_u) * 100 \quad E = ((7.46 - 7.39) / 7.46) * 100 = 1.34\%$$

La condition est vérifiée.

N.B : le graphique d'exploitation est représenté au annexes.

II.6.2.3. Régularisation Interannuelle

La régularisation interannuelle a pour but de satisfaire la consommation durant plusieurs années, il y a plusieurs méthodes de calcul, on cite:

- ✓ Méthode de Kristky-Menkel.
- ✓ Méthode de Pléchkov-Svaidzé.

Dans notre cas on utilise la methodede Pléchkov-Svaidzé.

Calcul du volume utile interannuel par la méthode de Pléchkov-Svaidzé

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

$$V_{\text{uint}} = (\beta_s + \beta_{\text{plur}})W_o \dots \dots \dots \text{(II -36)}$$

Avec: β_s : composante saisonnière.

β_{plur} : composante interannuel.

W_o : l'apport moyen interannuel.

La composante saisonnière est calculée déjà. (Voir tableau II.30). On a trouvé $V_s = 7.46 \text{hm}^3$

La composante interannuelle β_{plur} est déterminée en utilisant les monogrammes de Pléchkov-Svaidzé, cette composante β_{plur} est fonction de : (P%, α Cv, Cs, r).

α : Coefficient de régularisation.

P% : Probabilité de garantie.

Cs : Coefficient d'asymétrie.

Cv : Coefficient de variation.

r : Coefficient de corrélation entre les écoulements des années voisines. Ce Coefficient est donné par le tableau de Radkovitch (tableau II.31).

Tableau II-31 : Tableau de Radkovitch $r = f$ (module spécifique).

Module spécifique M_0 (l/s.km ²)	>20	20-10	10-4	4-1	1
r	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5

Pour notre cas : $M_0 = 0.63 \text{ l/s.km}^2$ on est dans la troisième catégorie (1) donc : **r = 0.5**

P=80%

$\alpha = 0,9$

Cv = 0.42

Cs = 2.03

Chapitre II : Etude hydrologique

On utilise les graphiques de Miloslovski pour la détermination de S_{plur}

$$\beta_{plur} = 1,42$$

$$V_{plur} = \beta_{plur} * W_o = 1,42 * 86.09 = 122.25 \text{ hm}^3 \quad \mathbf{V_{plur} = 122.25 \text{ hm}^3}$$

$$\text{Donc : } V_{u_{int}} = 7.46 + 122.25 = 129.71 \text{ hm}^3 \quad \mathbf{V_{u_{int}} = 129.71 \text{ hm}^3}$$

$$V_{NNR} = V_m + V_{u_{int}} = 17.07 + 129.71 = 146.78 \text{ hm}^3 \quad \mathbf{V_{NNR} = 146.78 \text{ hm}^3}$$

$$\mathbf{NNR = 574 \text{ m NGA}}$$

Tableau II-32: récapitulatif des paramètres hydrologiques et de régularisation :

Dénomination	Unité	Valeur
Volume mort	Mm ³	17.07
Cote Vm	m NGA	553.5
Volume utile	Mm ³	129.71
Volume au NNR	Mm ³	146.78
Cote NNR	m NGA	574m

III.7. Laminage des crues

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

$$\mathbf{Q.dt = q.dt + S.dh} \dots \dots \dots (II-37)$$

Avec : Q: Débit entrant de la crue.

q : Débit déverse par l'évacuateur de crue (débit laminé).

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

Le débit cumulé à l'instant test : $Q - q = S.dh/dt$

Avec : dh/dt : Vitesse de remplissage ou de montée de la retenue

IL existe plusieurs méthodes de calcul dont on peut citer :

1. Méthode de Kotcherine.
2. Méthode Step bystep.
3. Méthode graphique.
4. Méthode d'Eier-Cieh.

5. Méthode de Hidenblat.

6. Méthode de Black More

Dans notre étude on va utiliser la méthode de : **Kotcherine**

II.7.1. Méthode de Kotcherine

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

- ✓ l'Hydrogramme de crue est considéré comme un triangle ou trapèze.
- ✓ les débits transitent par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire.
- ✓ le laminage commence au niveau normale de la retenue (NNR).
- ✓ les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

II.7.1.1 Calcul du débit déversant pour différents valeurs de h_d et b

Le procédé de calcul consiste à :

- Donner des différentes valeurs des lames d'eau h_d ,
- Définir la cote PHE pour chaque lame,
- A l'aide de la courbe capacité-hauteur ; on détermine le volume V_{PHE} relatif à chaque PHE.
- Définir le volume en charge pour chaque lame.
- Déterminer le volume de la crue pour l'hydrogramme ayant une forme triangulaire :

$$V_f = 0.5 \times Q_{max} \times T$$

- A l'aide de la formule $q_{max} \% = Q_{max} \% \times (1 - V_f/V_c)$

La Détermination du débit de crues à évacuer correspondant à chaque lame h_d . Les calculs sont résumés dans le tableau qui suit.

Chapitre II : Etude hydrologique

Tableau II-33 : Déterminer le débit de crues à évacuer correspondant à chaque lame hd

Hd(m)	PHE(m)	VPHE(hm ³)	Vf(hm ³)	qmax	$q_{max} = m \cdot b \cdot \sqrt[3]{2g \cdot hd}$ b(m)				
					70	80	90	100	110
2	576	160,63	13,85	2009,52	429,78	491,17	552,57	613,97	675,36
2,2	576,2	164,28	17,5	1977,19	495,83	566,66	637,49	708,33	779,16
2,4	576,4	166,86	20,08	1954,34	564,96	645,66	726,37	807,08	887,79
2,6	576,6	168,75	21,97	1937,60	637,03	728,03	819,03	910,04	1001,04
2,8	576,8	170,68	23,9	1920,50	711,93	813,63	915,33	1017,04	1118,74
3	577	174,42	27,64	1887,38	789,55	902,34	1015,14	1127,93	1240,72
3,2	577,2	178,26	31,48	1853,36	869,81	994,06	1118,32	1242,58	1366,84
3,4	577,4	181,78	35	1822,18	952,61	1088,70	1224,79	1360,87	1496,96
3,6	577,6	184,58	37,8	1797,38	1037,89	1186,16	1334,43	1482,70	1630,97
3,8	577,8	187,8	41,02	1768,86	1125,57	1286,37	1447,16	1607,96	1768,76
4	578	190,36	43,58	1746,19	1215,59	1389,25	1562,90	1736,56	1910,22
4,2	578,2	193,38	46,6	1719,44	1307,89	1494,73	1681,58	1868,42	2055,26
4,4	578,4	195,77	48,99	1698,27	1402,42	1602,76	1803,11	2003,45	2203,80
4,6	578,6	198,43	51,65	1674,71	1499,11	1713,27	1927,43	2141,59	2355,75
4,8	578,8	201,25	54,47	1649,73	1597,94	1826,21	2054,49	2282,77	2511,04
5	579	204,75	57,97	1618,73	1698,84	1941,53	2184,22	2426,92	2669,61

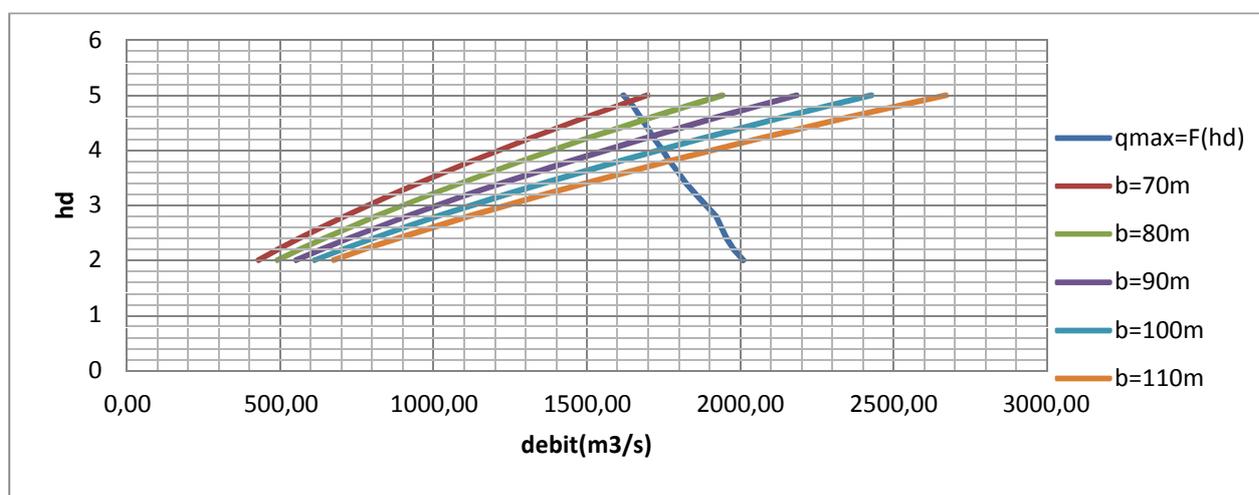


Figure II-20 : courbes du laminage $H=f(Q,q)$

Chapitre II : Etude hydrologique

Les résultats de l'étude du laminage des crues millénaires de quelques largeurs du déversoir sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II-34 : résultat de calcul par la méthode de Kotcherine

Largeur(m)	Hauteur(m)	Q Laminé (m3/s)
70	4.9	1620
80	4.6	1680
90	4.2	1710
100	4	1750
110	3.8	1780

II.8. Etude d'optimisation

L'étude d'optimisation a pour but principal la détermination de 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.

II.8.1. Calcul de la revanche

a) Formule de STEVENSON

$$R=0.75 hv+V^2/2g \quad hv=0.75+0.34\sqrt{F}-0.26^4\sqrt{F} \quad V=1.5+0.66 h^2_v$$

b) Formule de Mallet et de PAQUANT

$$R=0.75hv+V^2/2g \quad hv=\frac{1}{2}+\frac{1}{3}\sqrt{F} \quad V=\frac{3}{2}+\frac{2}{3} hv$$

c) Formule de L'USBR

$$R=0.75 hv+V^2/2g \quad hv=0.75+0.34\sqrt{F}-0.26^4\sqrt{F} \quad V=1.5+2hv$$

R : la revanche

hv : la hauteur des vagues (m)

V : vitesse de propagation de la vague (m/s)

F : le fetch (Km) = 4.15 km

Tableau II-35 : les résultats du calcul de la revanche :

Formule	Hv (m)	V (m/s)	R (m)
STEVENSON	1.07	2.25	1.06
Mallet et PAQUANT	1.18	2.29	1.15
L'USBR	1.07	3.64	1.48

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

Chapitre II : Etude hydrologique

II-8-2 La largeur en crête

- **Formule de KNAPPEN :** $b_{cr} = 1,65 \sqrt{H_b} \dots\dots\dots(\text{II-38})$

- **Formule de F-PREECE :** $b_{cr} = (1,1\sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots(\text{II-39})$

- **Formule simplifiée :** $b_{cr} = 3,60\sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots(\text{II-40})$

Avec : H_b : Hauteur du barrage (m).

$$H_b = \text{NNR} - C_f + h_{\text{dév}} + R + t \dots\dots\dots(\text{II-41})$$

On admet une valeur de $t = 1\text{m}$ pour le tassement du barrage.

Tableau II-36 : Variation de côte de la crête en fonction de la charge déversant

NNR	b(m)	h(m)	$N_{\text{PHE}}(\text{m})$	$q(\text{m}^3/\text{s})$	R(m)	Cote de la crête (m)	$H_b(\text{m})$	$b_{cr_{\text{moy}}}(\text{m})$
574	70	4.9	578.9	1620	2	580.9	48.9	10.13
574	80	4.6	578.6	1680	2	580.6	48.6	10.10
574	90	4.2	578.2	1710	2	580.2	48.2	10.07
574	100	4	578	1750	2	580	48	10.04
574	110	3.8	577.8	1780	2	579.8	47.8	10.02

II.8.3. Calcul des coûts

Le calcul des coûts de matériaux effectué après détermination des volumes de remblais et du béton compacté au rouleau les résultats sont représentés dans le tableau ci-après.

Tableau II-37: Calcul des coûts pour différentes largeurs b

b(m)	Coûts évacuateur (DA)	Coûts digue (DA)	Coûts évacuateur + Coûts digue (DA)
70	1692395700	239507100	1931902800
80	1620545400	272059200	1892604600
90	1544481000	303515100	1847996100
100	1480560360	335853000	1816413360

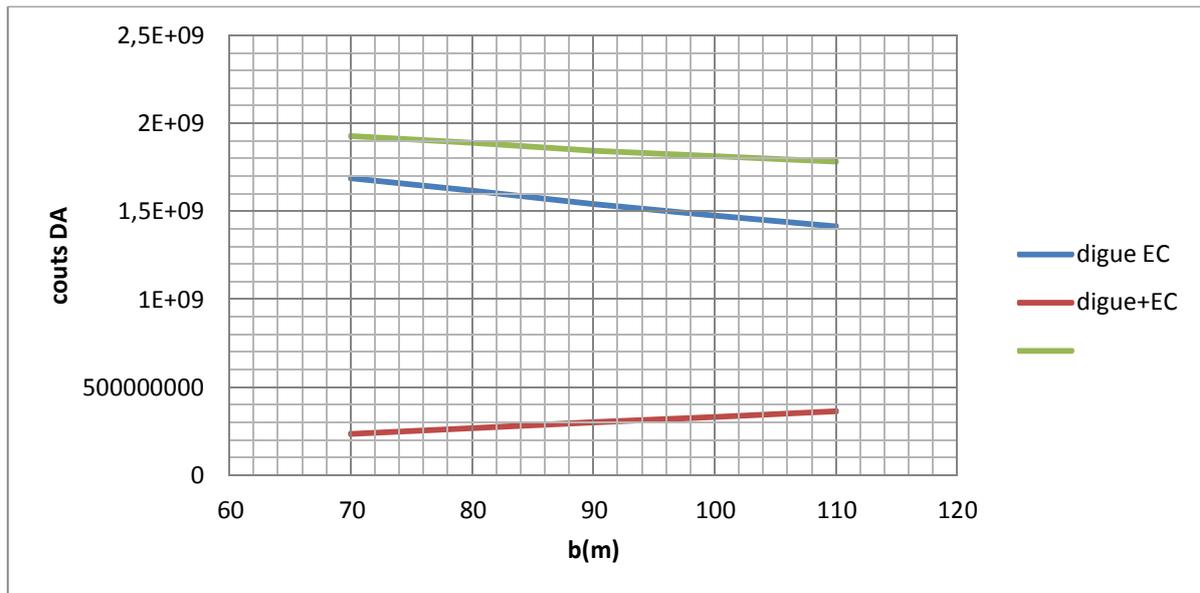


Figure II-21 : la courbe d'optimisation des coûts en fonction de la largeur b du déversoir

La courbe superposée des coûts totaux donne un point optimum correspondant à une largeur de déversoir optimale « $b = 110 \text{ m}$ » ce qui correspond à une hauteur déversée $h = 3.8 \text{ m}$ et un débit laminé $Q = 1780 \text{ m}^3/\text{s}$. avec une hauteur du barrage $H_b = 47.8 \text{ m}$, à une côte en crête de la digue égale à 579.8 m NGA

N.B : l'hydrogramme des débits entrants et sortants déterminée par la méthode de Hidenblat pour une largeur de 110 m est représenté aux annexes.

Conclusion

Au terme de ce chapitre on a pu déterminer tous les paramètres hydrologiques nécessaires pour la conception de notre barrage, à savoir les caractéristiques hydro-morphologiques et hydro-morpho-métriques du bassin versant ainsi que les caractéristiques du futur barrage.

Et ces paramètres vont nous servir au dimensionnement de tous les ouvrages hydraulique de notre barrage.

Chapitre III

Etude des variantes

de l'évacuateur de crues

Chapitre III : Etude des variantes de l'évacuateur des crues

Introduction

L'évacuateur des crues est un ouvrage indispensable pour la sécurité du barrage, le but de l'évacuateur de crue est de conduire le débit déversant dans le lit de la rivière à la fois le plus économiquement et le plus sûrement possible, sans affectée la sécurité du barrage.

III.I. Généralités

III.1.1. Critères de choix de l'évacuateur des crues

Les principaux critères à prendre en considération pour le choix de l'évacuateur de crues sont:

- les conditions topographiques et géologiques du site.
- Type du barrage.
- Durées et degrés d'utilisation.
- La sismicité de la zone de l'aménagement.
- Les conditions d'exploitation.

III.1.2. Classification des évacuateurs des crues

1) Selon le type de fonctionnement hydraulique

- Evacuateur de surface.
- Evacuateur en charge.
 - ✓ Forme puits.
 - ✓ Forme siphon sommaire pour petit barrage.
 - ✓ Forme siphon à faible charge et fort débit.

2) Selon L'emplacement par rapport à la digue

- Evacuateur central.
 - ✓ posé sur la digue
- Evacuateur latéral.
 - ✓ à entonnement frontal.
 - ✓ à entonnement latéral.

III.1.3. Choix du type de l'évacuateur des crues

Le choix du type d'évacuateur, son emplacement et son dimensionnement sont des questions essentielles dans la conception d'un barrage.

Dans la plupart des régions d'Afrique, les débits de crue peuvent atteindre des valeurs considérables. La prise en compte de l'effet de laminage permet souvent de dimensionner les déversoirs au plus juste. Il n'en reste pas moins que la plupart du temps le choix s'orientera

Chapitre III : Etude des variantes de l'évacuateur des crues

vers des évacuateurs de surface. Les tulipes ou les siphons, que l'on citera pour mémoire, sont en outre très vulnérables face aux risques élevés de transports de corps flottants.

Quel que soit le dispositif adopté, il résultera de toute façon de compromis : entre la sécurité vis à vis des risques hydrologiques et l'enveloppe financière allouée au projet, entre les activités à l'aval et son implantation au sein du barrage.

III.1.4. Les barrages en béton compacté au rouleau

Les barrages en béton en particuliers ceux réalisés en BCR, sont aujourd'hui généralement bien adaptés au passage de crues importantes, même au-dessus du corps du barrage.

Les barrages poids en BCR consiste à réaliser un évacuateur de surface (vanné ou non), implanté en partie centrale du barrage. Afin de dissiper une part importante de l'énergie, on construit sur le parement aval un coursier lisse ou en marches d'escalier équipé d'un déversoir standard (profil Creager) en béton compacté au rouleau.

Les marches d'escalier démarrent le plus haut possible sur le coursier et sont de hauteur croissante jusqu'à une hauteur de 0,60 à 1.20 mètre en partie courante du coursier. En cas de forts débits sur le coursier, il est nécessaire d'ancrer les marches dans le corps du barrage.

III.1.5. Les variantes à étudiées

Pour le barrage d'OULDJET MELLEGUE et en se référant sur la géologie et la topographie du site de ce dernier on propose deux variantes à étudier :

- Evacuateur de crues central en escalier, posé sur la digue, équipé d'un déversoir standard (profil Creager) et d'un bassin dissipation type USBR.
- Evacuateur de crue central à surface libre, posé sur la digue, équipé d'un déversoir standard (profil Creager) et un coursier lisse. Avec un bassin dissipation type USBR.

Et cela pour les avantages qu'ils présentent :

- Pas risque de saturation,
- Il supporte une grande charge sur le déversoir.
- Une bonne sécurité,
- Un bon rendement.

Chapitre III : Etude des variantes de l'évacuateur des crues

III.2. Evacuateur des crues central en escalier

III.2.1.Méthodologie

Données de base

- Largeur : B = 110 m.
- Débit évacué : $Q_{dév} = 1780 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Charge déversante : $H_{dev} = 3.8 \text{ m}$.
- Côte de la retenue normale : $NNR = 574 \text{ m}$.
- Coefficient de rugosité pour le béton: $0,014 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ (rugosité équivalente en sable).
- Pente du coursier = pente du parement aval du barrage : $1V / 0.9H$ ($= 48.01^\circ$).

III.2.2. Le déversoir

III.2.2.1.Définition de la forme de la crête du déversoir :

Le déversoir est de type sans-vide et revêt le contour prédéfini par la formule de

CREAGER [10]

a. Quadrant aval

$$y = -0.5 \frac{(x^{1.85})}{(Hd^{0.85})} \dots\dots\dots(III-1)$$

Tableau III-1: Les coordonnées du profil de déversoir de la variante I

X(m)	0,00	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00	7,00	8,00
Y(m)	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-
	0,00	0,16	0,58	1,23	2,09	3,16	4,42	5,88	7,53

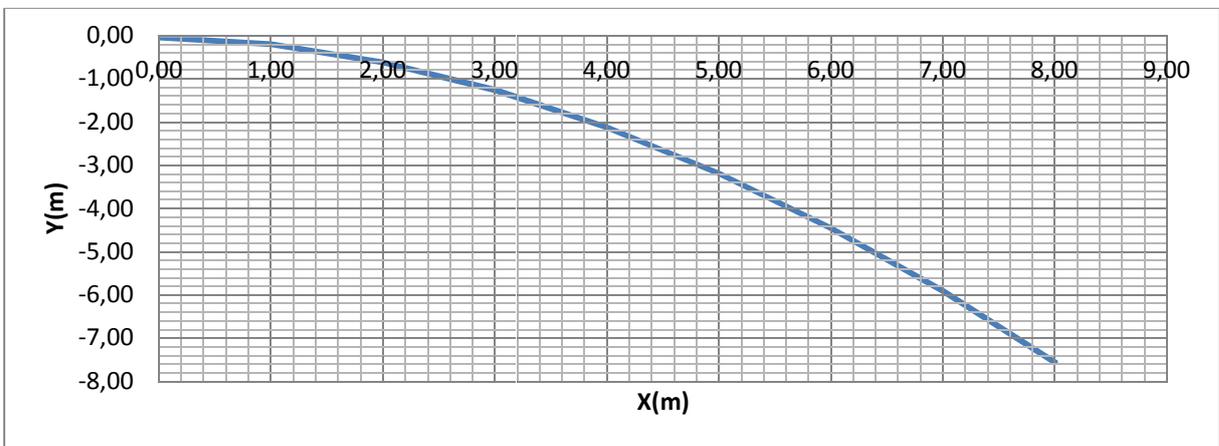


Figure III-2 : Profil Wes-Creager du déversoir de la variante I

Chapitre III : Etude des variantes de l'évacuateur des crues

b. Quadrant amont

La figure suivante présente la proposition pour le parement amont du l'USCE (United States Army, Corps of Engineers), 1958. La courbe de la crête se compose de trois arcs circulaires

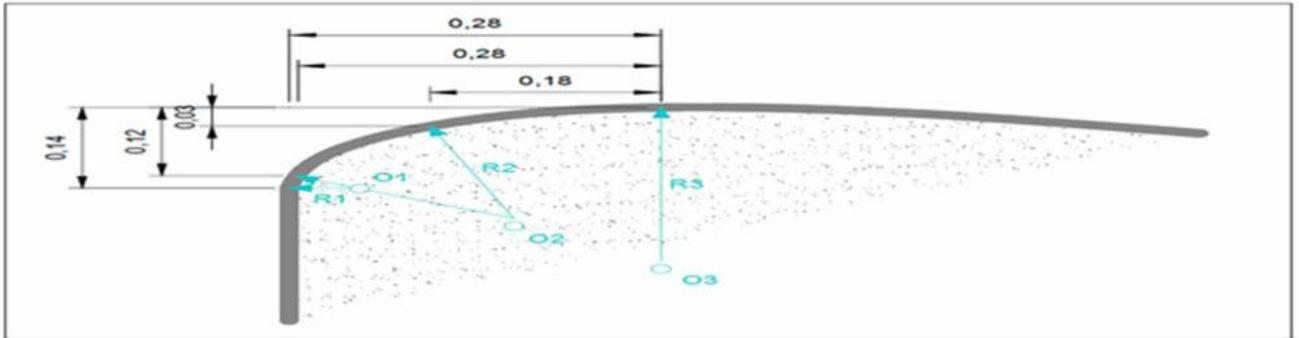


Figure III-3 : quadrant amont

Le tableau suivant montre les origines O, rayons de courbure R et domaines de validité relatifs à H_d pour le quadrant amont.

I	O _i	R _i
1	(-0.5682/-0.3196)	0,094
2	(-0.2467/-0.5146)	0,47
3	(0/-1,175)	1.175

III.2.3. Le coursier

III.2.3.1. La hauteur des marches :

la hauteur des marche dépende de la hauteur critique (h_c) par la formule suivante :

$$S_{opt} = 0.3 * h_c \dots \dots \dots (III-2)$$

S_{opt} = la hauteur optimum des marches

h_c = la hauteur critique

Pour la hauteur critique $Fr=1$

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g * hc}} \dots \dots \dots (III-3)$$

Après simplification on aura :

$$h_c = (q^2/g)^{1/3} \dots \dots \dots (III-4)$$

q : le débit spécifique = $Q_{max}/B = 16.18 \text{ m}^2/\text{s}$

Chapitre III : Etude des variantes de l'évacuateur des crues

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

$$h_c = 2.99\text{m}$$

D'où on aura $S_{\text{opt}} = 0.3 * 2.99 = 0.9\text{m}$ $S_{\text{opt}} = 0.9\text{m}$

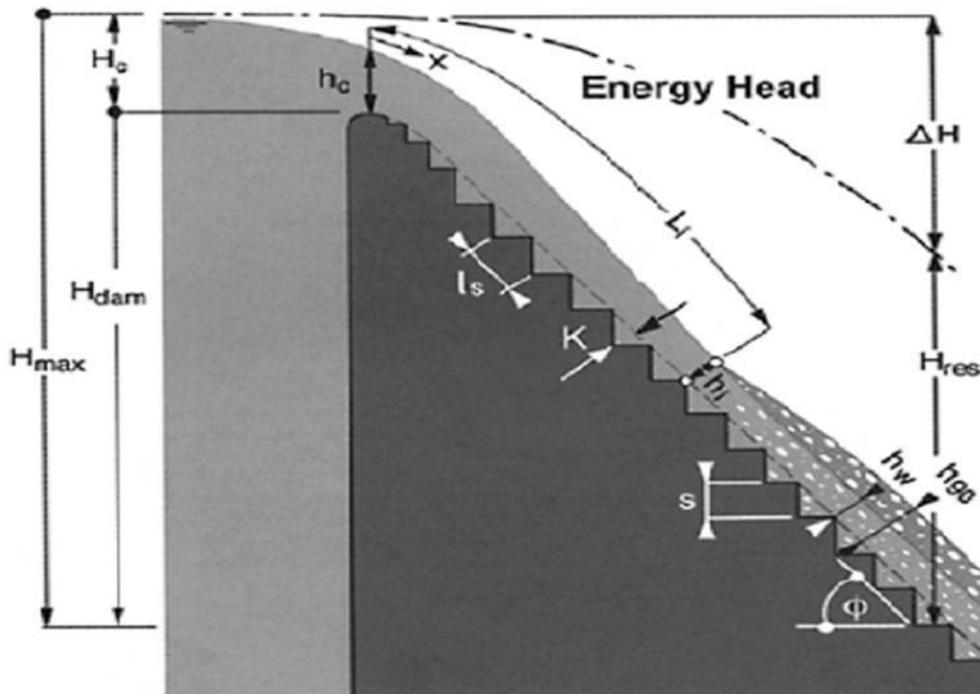


Figure III-3: Evacuateur de crue en marche d'escalier

III.2.3.2. Caractéristiques hydrauliques du courant sur le coursier

III.2.3.2.1. Contrôle pour l'occurrence du l'écoulement

Si $h_c/S_{\text{opt}} > 0.91 - 0.14 * \tan \alpha \implies$ écoulement torrentiel

Si $h_c/S_{\text{opt}} < 0.91 - 0.14 * \tan \alpha \implies$ écoulement en nappe

D'après le tableau ci-dessous pour les valeurs de débit inférieures $200\text{m}^3/\text{s}$ on est en présence d'un écoulement en nappe et pour tous les débits plus grands par contre on est en présence d'un écoulement torrentiel.

Donc pour notre cas $Q = 1780\text{m}^3/\text{s}$ on est dans l'écoulement torrentiel (skimming flow)

Tableau III-2: limite entre écoulement en nappe et écoulement torrentiel

Q	q	hc	hc/sopt	0.91-0.14 *tan
0	0,00	0,00	0,00	0,75
200	1,82	0,70	0,77	0,75
400	3,64	1,10	1,23	0,75
600	5,45	1,45	1,61	0,75
800	7,27	1,75	1,95	0,75
900	8,18	1,90	2,11	0,75
1000	9,09	2,03	2,26	0,75
1200	10,91	2,30	2,55	0,75
1400	12,73	2,55	2,83	0,75
1600	14,55	2,78	3,09	0,75
1700	15,45	2,90	3,22	0,75
1780	16,18	2,99	3,32	0,75

A : zone à écoulement en nappe

B : zone à écoulement torrentiel

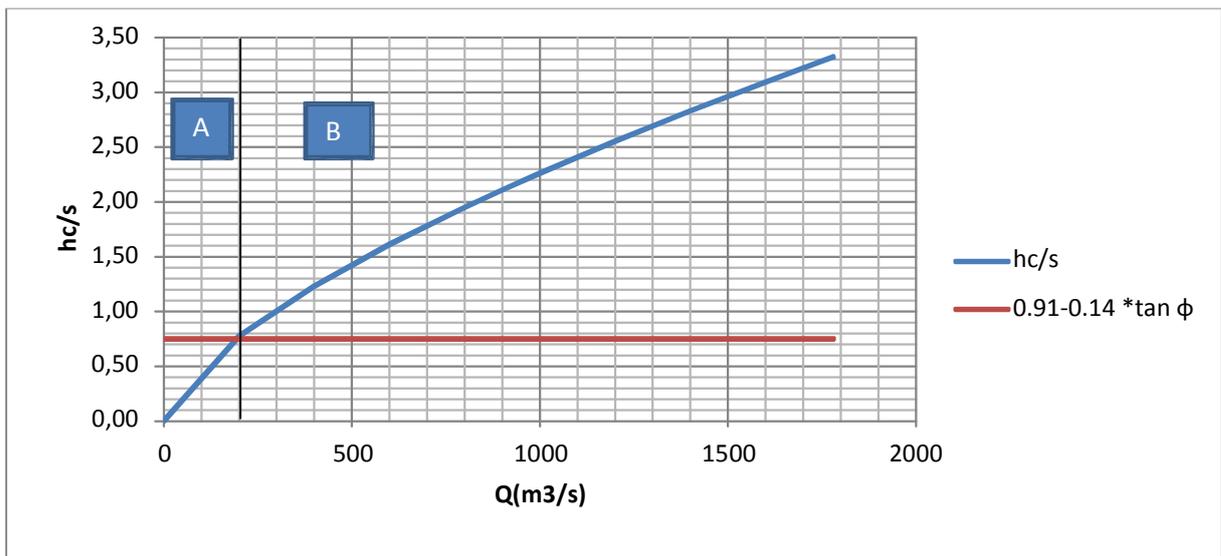


Figure III-4: Limite entre écoulement en nappe et écoulement torrentiel

III.2.3.2.2. Calcul de la longueur de la zone de courant non-aéré

$$Li = 5.90 * hc^{(6/5)} / (\sin \theta)^{(7/5)} * s^{(1/5)} \dots \dots \dots (III-5)$$

Chapitre III : Etude des variantes de l'évacuateur des crues

Avec :

Li : longueur de la zone de courant non-aéré.

A.N

$$Li=33.78m$$

Donc l'entraînement d'air naturel commence a une longueur de 33.78m et la longueur totale du coursier égale 39m

III.2.3.2.3 Hauteur d'eau au point de début d'entraînement d'air naturel :

$$hi = 0.4 * F_*^{0.6} * s$$

$$F_* = q / (g * \sin \theta * s^3)^{0.5}$$

$$F_* = 7.01$$

$$hi = 2.52m$$

III.2.3.2.4 Concentration moyenne d'air au point de début d'entraînement d'air naturel

$$Ci = 1.2 * 10^{-3} * (240 - F)$$

$$Ci = 0.23$$

Remarque

Le débit unitaire $q=16.18m^2/s$ inférieure a $25m^2/s$ donc les dégâts de cavitation ne se manifestent pas donc ce n'est pas la peine d'introduire des aérateurs.

III.2.3.2.4 Distance de début du courant uniforme

La distance Lu de début du courant uniforme est calculée avec la formule suivante:

$$Lu = 8.6 q^{0.71} / (S_{opt}^{0.07} \cos^{0.07} \sin^{0.28}) \dots \dots \dots (III-6)$$

$$Lu = 54.62m$$

Dans notre cas le courant uniforme n'est pas obtenu.

III.2.3.2.5. Caractéristiques hydrauliques à la fin du coursier

Pour le calcul de l'énergie résiduaire à la fin du coursier on a utilisé la formule suivante

$$H_{rés} = (h_w * \cos \theta) + \frac{q^2}{2g * h_w^2} \dots \dots \dots (III-7)$$

Où :

= 1.21 = coefficient d'énergie cinétique (valeur moyenne)

Chapitre III : Etude des variantes de l'évacuateur des crues

$$h_w = \frac{h_{w,u}}{1 - \left(\frac{1-h_{w,u}}{h_c}\right) \exp\left(\frac{-10 \cdot h_{w,u}^2 \sin \varphi \cdot x}{3 \cdot h_c^3}\right)} \dots\dots\dots(III-8)$$

h_w : hauteur d'eau claire équivalente.

$h_{w,u}$: hauteur uniforme d'eau claire équivalente

$$h_{w,u} = 0.23 \cdot (\sin \varphi)^{-1/3} \cdot h_c \dots\dots\dots(III-9)$$

Tableau III-3: caractéristiques hydraulique à la fin de coursier

débit Q (m3/s)	1780
x (m)	39
$h_{w,u}$ (m)	0.76
h_w (m)	0.77
Hrés	27.28

III.2.3.2.5 Détermination de la hauteur des murs bajoyers du coursier

Pour le calcul de la hauteur des murs bajoyers du coursier on fait référence à un paramètre Caractéristique des courants aérés, c'est à dire la hauteur d'eau équivalente à une concentration d'air de 90% q_u on calcule par la formule suivante

$$h_{90} = 0.55 \left(\frac{q^2 \cdot s}{g \cdot \sin \varphi} \right)^{1/4} \cdot \tan \varphi \left(\frac{\sqrt{g \cdot s \cdot \sin \varphi}}{3 \cdot q} (x - L_i) \right) + 0.42 \left(\frac{q^{10} \cdot s^3}{(g \cdot \sin \varphi)^5} \right)^{1/18} \dots (III - 10)$$

La hauteur des bajoyers du coursier conseillée par la littérature technique est

$$h_{bajoyers} = 1.5 \cdot h_{90} \dots\dots\dots (III-11)$$

=1.5 = facteur de sécurité

Donc pour les crues de projet, en considérant L_i calculé et $x = 39$ m (Distance depuis la crête du coursier au début des bajoyers du bassin de dissipation) on obtient

Tableau III-4: Autres caractéristiques hydraulique à la fin de coursier

débit Q (m3/s)	1780
x (m)	39
h_{90} (m)	1.40
h_{baj} (m)	2.1

Chapitre III : Etude des variantes de l'évacuateur des crues

III.2.4. Bassin d'amortissement

III.2.4.1. Conception

A la sortie du coursier, il faut prévoir un dispositif pour dissiper l'énergie cinétique de l'eau. Il s'agit d'un ouvrage qui par création d'un ressaut hydraulique, transforme l'écoulement torrentiel au niveau du coursier à un écoulement lent pouvant être restitué dans le lit de l'oued sans risque d'érosion.

III.2.4.2. Dimensionnement

Le débit (Q) qui passe dans le bassin de dissipation est : $Q = V_1 \cdot h_1 \cdot B$(III-12)

Avec $h_1 = 0.77\text{m}$ donc $V_1 = 21.01\text{ m/s}$

La hauteur (h_2).est déterminée par la relation : $h_2 = \frac{h_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_R^2} - 1 \right)$(III-13)

La longueur de ressaut hydraulique selon Bekhmeteff $L_{\text{ressaut}} = 6 (h_2 - h_1)$(III-14)

La longueur de bassin de dissipation $L_{\text{bassin}} = (0.8-1.25) L_{\text{ressaut}}$(III-15)

Le nombre de Froude est donne par la relation ; $F_R = \frac{V_a}{\sqrt{gh_1}}$

Le nombre de Froude $Fr = \frac{V_a}{\sqrt{gh_1}} = 7.64$

La hauteur (h_2).est déterminée par la relation : $h_2 = \frac{0.77}{2} \left(\sqrt{1 + 8 * 7.64^2} - 1 \right) = 7.94\text{ m}$

La longueur de ressaut hydraulique $L_{\text{ressaut}} = 6 (h_2 - h_1) = 43\text{m}$

La longueur de bassin de dissipation $L_{\text{bassin}} = 50\text{ m}$

Nous avons Fr supérieure à 4,5 et V_a supérieure à 15 m/s alors on opte pour un Bassin de dissipation USBR type III

Tableau III-5: principale résultats de bassin de dissipation

largeur du bassin (m)	110
longueur du bassin (m)	50
Hauteur d'eau claire équivalente h_w (m)	0.77
vitesse équivalente à la base du coursier V_1 (m/s)	21.01
nombre de Froude a la base du coursier Fr.	7.64

Chapitre III : Etude des variantes de l'évacuateur des crues

La figure ci-dessous schématise un bassin de dissipation USBR type III

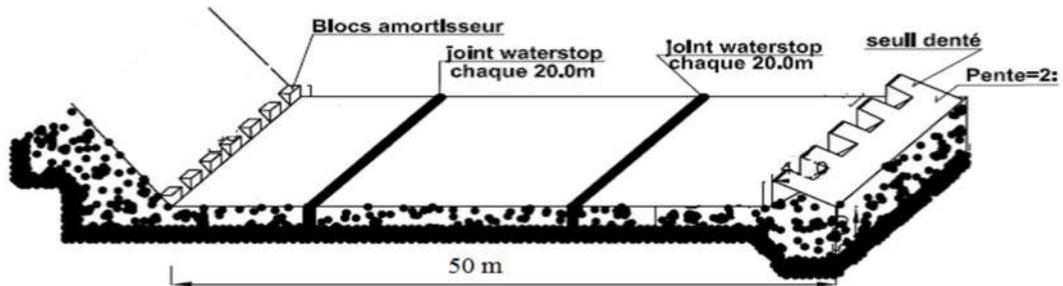


Figure III-5 : Bassin de dissipation type III de la variante I

Vérification de l'écoulement à la fin du bassin de dissipation

A la sortie du bassin de dissipation l'écoulement doit être en régime fluvial et pour un écoulement fluvial le nombre de fraude doit être inférieur à 1.

Le nombre de Froude a la sortie du bassin $Fr = \frac{V_s}{\sqrt{g \cdot h_2}}$

$$V_s = 1780 / (110 \cdot 7.94) = 2.04 \text{ m/s}$$

$Fr = 2.04 / (9.81 \cdot 7.94)^{0.5} = 0.23 < 1$ on est en régime fluvial donc on peut conclure que y'a pas de risque d'érosion dans le canal de fuite.

III.2.4.2.1 Dimensionnement des blocs de chute

$$h_1 = a_1 = e_1 = y_1 = 0.77$$

h_1 : La hauteur du bloc de chute.

a_1 : L'épaisseur du bloc de chute.

e_1 : L'espacement entre deux blocs de chutes successives

Le nombre des blocs de chute = $110 / (0.77 + 0.77) = 72$ blocs

III.2.4.2.2. Dimensionnement du seuil denté :

$$h_2 = 0.2h_2 = 0.2 \cdot 7.94 = 1.58 \text{ m}$$

$$a_2 = 0.15 h_2 = 0.15 \cdot 7.94 = 1.19 \text{ m}$$

$$e_2 = 0.15 h_2 = 0.15 \cdot 7.94 = 1.19 \text{ m}$$

h_2 : La hauteur du seuil denté,

a_2 : L'épaisseur du seuil denté,

e_2 : L'espacement entre deux seuils dentés successifs.

Chapitre III : Etude des variantes de l'évacuateur des crues

Le nombre des seuils dentés $110/(1.19+1.19) = 46$ seuils dentés

III.2.4.2.3. La hauteur des murs bajoyers sur le bassin de dissipation

$$H_m = h_e + r \dots\dots\dots(III-16)$$

H_m : hauteur du mur bajoyer

h_e : hauteur d'eau = 7.94 m

r : revanche de sécurité donnée : $r=0.16$

Alors :

$$H_m = 8.10 \text{ m}$$

II.3. Evacuateur des crues central à coursier lisse

Données utilisées

- Largeur : $B = 110 \text{ m}$.
- Débit évacué : $Q_{\text{dév}} = 1780 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Charge déversante : $H = 3.8 \text{ m}$.
- Côte de la retenue normale : $NNR = 574 \text{ m}$.
- Coefficient de rugosité pour le béton: $0,014 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ (rugosité équivalente en sable).
- Pente du coursier = pente du parement aval du barrage : $1V / 0.9H$ ($= 48.01^\circ$).

III.3.1. Le déversoir

III.3.1.1. Définition de la forme de la crête du déversoir

Le déversoir est de type sans-vidé et revêt le contour prédéfini par la formule de

Wes-Creager :

c. Quadrant aval

$$y = -0.5 \frac{(x^{1.85})}{(Hd^{0.85})} \dots\dots\dots(III-17)$$

Tableau III-6: Les coordonnées du profil de déversoir de la variant II

X(m)	0,00	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00	7,00	8,00
Y(m)	0,00	-0,16	-0,58	-1,23	-2,09	-3,16	-4,42	-5,88	-7,53

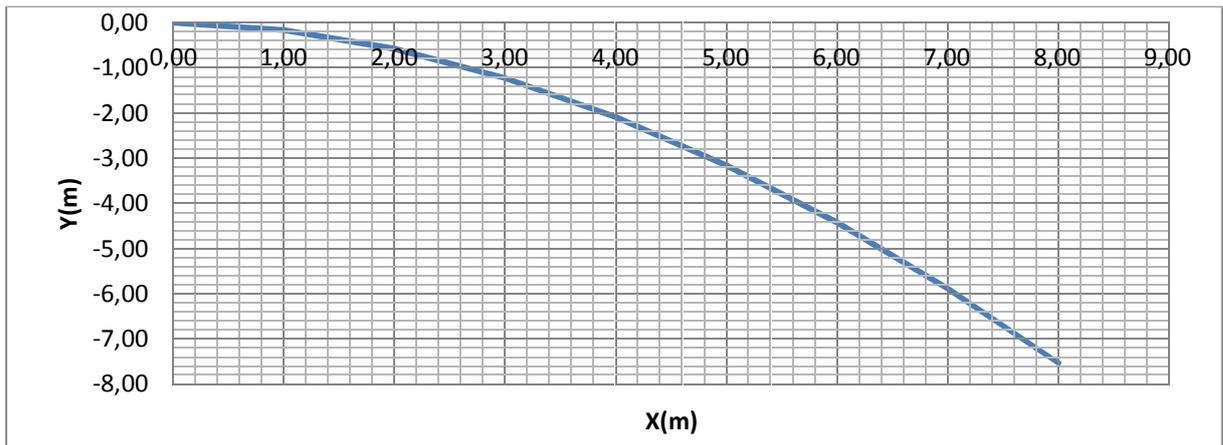


Figure III-7 : Profile Wes-Creager du déversoir de la variante II

d. Quadrant amont

La figure suivante présente la proposition pour le parement amont du l'USCE (United States Army, Corps of Engineers), 1958. La courbe de la crête se compose de trois arcs circulaires

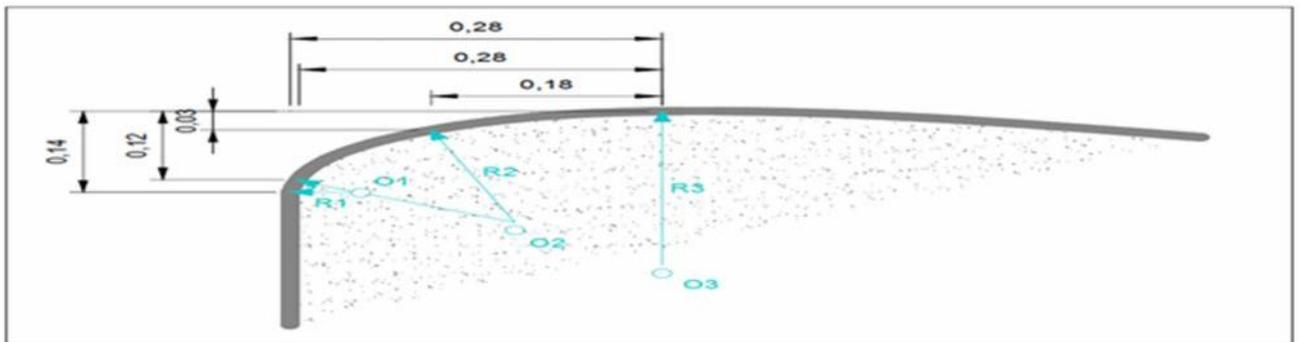


Figure III-3 : quadrant amont

Le tableau suivant montre les origines O_i , rayons de courbure R_i et domaines de validité relatifs à H_d pour le quadrant amont.

i	O_i	R_i
1	(-0.5682/-0.3196)	0,094
2	(-0.2467/-0.5146)	0,47
3	(0/-1,175)	1.175

Chapitre III : Etude des variantes de l'évacuateur des crues

On Prend $H_m = 1.7m$.

III.3.3 Bassin d'amortissement :

III.3.3.1 Conception

A la sortie du coursier, il faut prévoir un dispositif pour dissiper l'énergie cinétique de l'eau. Il s'agit d'un ouvrage qui, par création d'un ressaut hydraulique, transforme l'écoulement torrentiel au niveau du coursier à un écoulement lent pouvant être restitué dans le lit de l'oued sans risque d'érosion.

III.3.3.2 Dimensionnement

Le débit (Q) qui passe dans le bassin de dissipation est : $Q = V_1 \cdot h_1 \cdot B$ (III-21)

Avec $h_1 = 0.7$ donc $V_1 = 23.12$ m/s

La hauteur (h_2).est déterminée par la relation :
$$h_2 = \frac{h_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_R^2} - 1 \right)$$
.....(III - 22)

La longueur de ressaut hydraulique $L_{\text{ressaut}} = 6(h_2 - h_1)$ (III-23)

La longueur de bassin de dissipation $L_{\text{bassin}} = (0.8-1.25) L_{\text{ressaut}}$(III-24)

Le nombre de Froude est donne par la relation ; $F_R = \frac{V_a}{\sqrt{gh_1}}$

La hauteur d'eau amont $h_1 = \frac{q}{V_a} = \frac{Q}{B \cdot V_a}$ implique $h_1 = \frac{1780}{110 * 23.12} = 0.70m$

Le nombre de Froude $Fr = \frac{V_a}{\sqrt{gh_1}} = 8.82$

La hauteur (h_2).est déterminée par la relation :
$$h_2 = \frac{0.70}{2} \left(\sqrt{1 + 8 * 8.82^2} - 1 \right) = 8.39m$$

La longueur de ressaut hydraulique selon Bekhmeteff $L_{\text{ressaut}} = 6(h_2 - h_1) = 46.14$ m

La longueur de bassin de dissipation $L_{\text{bassin}} = (0.8-1.25) L_{\text{ressaut}} = 55$ m

Nous avons Fr supérieure à 4,5 et V_a supérieure à 15 m/s alors on opte pour un Bassin de dissipation USBR type III.

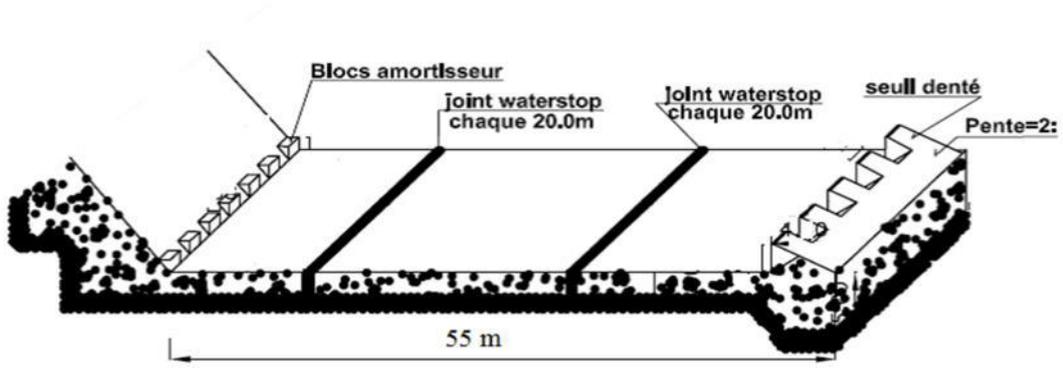


Figure III-8 : Bassin de dissipation type III variante II

Vérification de l'écoulement à la fin du bassin de dissipation

A la sortie du bassin de dissipation l'écoulement doit être en régime fluvial et pour un écoulement fluvial le nombre de Froude doit être inférieur à 1.

Le nombre de Froude à la sortie du bassin $Fr = \frac{V_s}{\sqrt{g \cdot h_2}}$

$$V_s = 1780 / (110 \cdot 8.39) = 1.93 \text{ m/s}$$

$Fr = 1.93 / (9.81 \cdot 8.39)^{0.5} = 0.22 < 1$ on est en régime fluvial donc on peut conclure que y'a pas de risque d'érosion.

Dimensionnement des blocs de chute

$$h_1 = a_1 = e_1 = y_1 = 0.7$$

h_1 : La hauteur du bloc de chute.

a_1 : L'épaisseur du bloc de chute.

e_1 : L'espacement entre deux blocs de chutes successives.

$$\text{Le nombre des blocs de chute} = 110 / (0.7 + 0.7) = 79 \text{ blocs}$$

• Dimensionnement du seuil denté

$$h_2 = 0.2h_2 = 0.2 \cdot 8.39 = 1.68 \text{ m}$$

$$a_2 = 0.15 h_2 = 0.15 \cdot 8.39 = 1.26 \text{ m}$$

$$e_2 = 0.15 h_2 = 0.15 \cdot 8.39 = 1.26 \text{ m}$$

h_2 : La hauteur du seuil denté,

a_2 : L'épaisseur du seuil denté,

2 :

Chapitre III : Etude des variantes de l'évacuateur des crues

e L'espace entre deux seuils dentés successifs.

Chapitre III : Etude des variantes de l'évacuateur des crues

Le nombre des seuils dentés $110/(1.26+1.26) = 44$ seuils dentés

c) La hauteur des murs bajoyers sur le bassin de dissipation

$$H_m = h_e + r$$

H_m : hauteur du mur bajoyer

h_e : hauteur d'eau = 8.40 m

r : revanche de sécurité donnée par : $r=0.2$

Ce qui donne : $r=0.61$ m alors $H_m = 9$ m

III.4.Choix de la variante favorable

La variante la plus favorable c'est la celle qui répond a plusieurs critères dont on peut cites:

- le rendement et la stabilité de l'ouvrage.
- la facilité de réalisation et exigence d'entretien.
- le cout et la durée de réalisation.

Le tableau suivant fait une présentation des résultats trouvés par le calcul hydraulique

Tableau III-7 : Présentation des résultats de calcul hydraulique

Les différentes dimensions		L'évacuateur central à coursier lisse	L'évacuateur central à en marche d'escalier
Déversoir			
	Largeur du seuil déversant(m)	110	110
	Charge déversant(m)	3.8	3.8
Coursier			
	Largeur (m)	110	110
	Longueur (m)	39	39
Bassin de dissipation			
	Type du bassin	Bassin à ressaut type III	Bassin à ressaut type III
	Longueur (m)	55	50 m
	Largeur (m)	110	110 m
Hauteurs Murs bajoyers			
	Coursier (m)	1.7	2.1
	Bassin de dissipation (m)	9.00	8.10

Chapitre III : Etude des variantes de l'évacuateur des crues

D'après le tableau ci- dessus on retient la variante II évacuateur des crues central à coursier lisse et un déversoir (profil Creager) car il répond presque a toutes les exigences du choix.

Conclusion

Ce chapitre nous a permet de dimensionner hydrauliquement l'évacuateur de crues, après le dimensionnement hydraulique on passe au génie civil de la variante retenue.

Chapitre IV

Etude genie civil

Introduction

L'étude génie civil permet de vérifier la stabilité de l'évacuateur de crues et calculer les armatures nécessaires afin qu'il résiste aux différentes charges exercées.

IV.1. Stabilités à vérifiées :

Pour dire que notre ouvrage est stable il faudrait que ces trois stabilités soient vérifiées:

- Stabilité au renversement
- Stabilité au poinçonnement
- Stabilité au glissement

IV.1.1. Stabilité du déversoir

1) Le déversoir :

L'évacuateur est intégré au barrage est centré sur l'axe de l'oued Mellegue. Le seuil du déversoir, dont la crête est calée à la cote de retenue normale (RN) 574m NGA, est de type Creager ; il sera réalisé en Béton Compacté au rouleau (BCR) à partir de la cote 569m NGA..Le profil déversant de la crête se raccorde tangentielllement au parement aval du profil type.

Il sera réalisé en plots de 22 m de largeur séparés avec des joints water-stop permettant d'assurer l'étanchéité entre les plots du déversoir.

2) Détermination de forces agissantes sur le déversoir

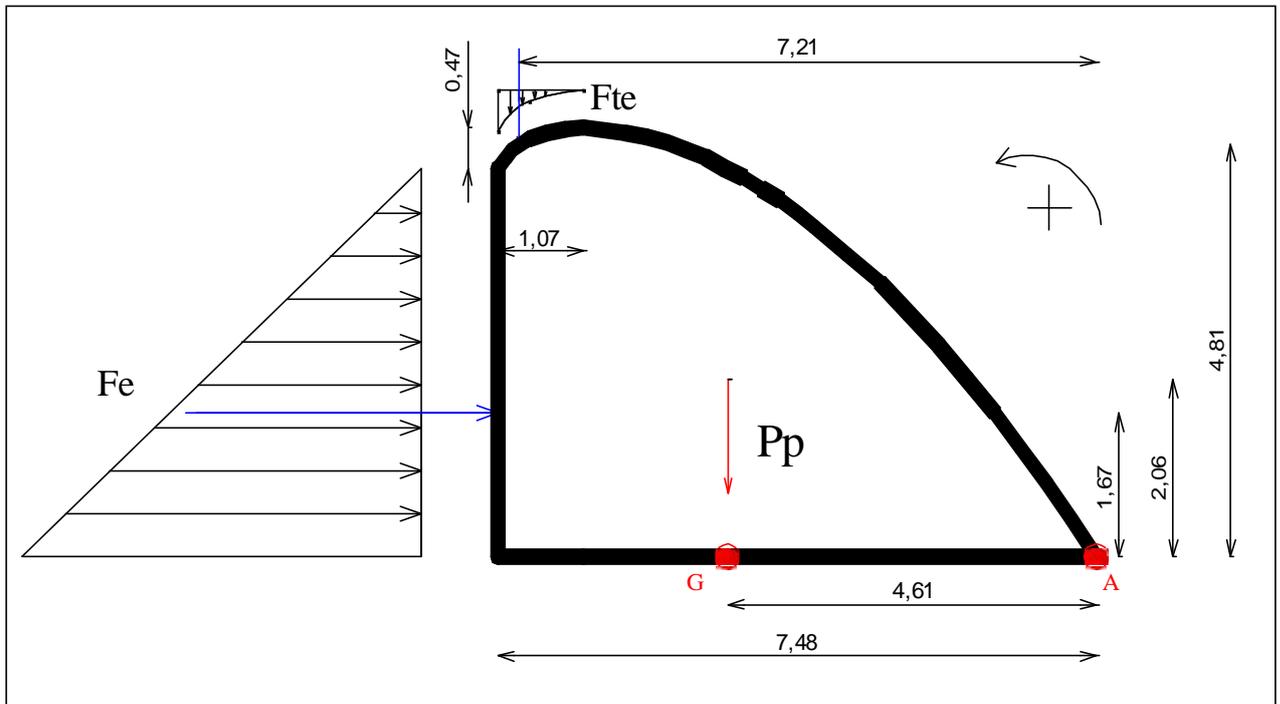


Figure IV-1 : présentation des forces qui agissent sur le déversoir

- **Poids propre du déversoir**

$$P_p = \gamma_b \cdot S_r \cdot l_s$$

γ_b : Poids volumique du béton : $\gamma_b = 2,4 \text{ T/m}^3$

S_r : Section du déversoir $S_r = 26 \text{ m}^2$ (déterminé par auto cad)

l_s : unité de longueur $l_s = 1 \text{ m}$

Donc : **$P_p = 62.4 \text{ T}$**

- **Poids de la tranche d'eau sur le déversoir :**

$$P_{te} = \gamma_w \cdot S_{te}$$

γ_w : Poids volumique de l'eau : $\gamma_w = 1 \text{ T/m}^3$

S_{te} : Section de la tranche d'eau $S_{te} = 0.14 \text{ m}^2$ (déterminé par auto cad)

$$\mathbf{P_{te} = 0.14 \text{ T}}$$

- **Force hydrostatique**

$$F_e = 0.5 \cdot \gamma_w \cdot h_{am}^2 \cdot l_s$$

h_{am} : hauteur d'eau à l'amont : $h_{am} = 5 \text{ m}$

$$\mathbf{F_e = 12.5 \text{ T}}$$

IV.1.1.1 Stabilité au Renversement :

Pour qu'il ait stabilité au renversement du déversoir, il faut que la relation suivante soit

vérifiée: $\frac{\sum M_{s/A}}{\sum M_{r/A}} > 1.5$

Tel que :

$\sum M_{s/A}$: moments stabilisateurs

: moments renversants

$$\sum M_{s/A} = M_{Pp/A} + M_{Pte/A}$$

$$\sum M_{r/A} = M_{Fe/A}$$

Après calculs on aura :

$$\frac{\sum M_{s/A}}{\sum M_{r/A}} = 13.83 > 1.5 \text{ donc la stabilité au renversement est vérifiée.}$$

IV.1.1.2 Stabilité au glissement

Pour qu'il n'y ait pas de glissement, il faut que $\frac{\sum F_H}{\sum F_V} < f$. $f = 0,8$ coefficient de glissement béton sur béton

v

Chapitre IV : Etude génie civil

ΣF : Somme des forces verticales (stabilisatrices) = $P_p + P_{te}$

ΣF_H : Somme des forces horizontales (déstabilisatrices) = F_e

Après calcul on aura :

$$\frac{\Sigma F_H}{\Sigma F_V} = 0.2 < 0.8 \text{ .d'ou la stabilité au glissement est } \mathbf{vérifiée}.$$

Rq : comme le déversoir est posé sur la digue en BCR donc la stabilité au poinçonnement est vérifiée

IV.1.2. Stabilité des murs bajoyers du coursier

Le coursier de l'évacuateur présente une passe de 110 m de largeur, posé sur le parement aval du barrage taluté à 0,9H/1V jusqu'au pied aval du barrage. Le coursier, réalisé en béton conventionnel, est composé d'un radier lisse.

Les murs bajoyers travaillent comme des murs de soutènement, ils s'opposent à la Poussée d'eau et assurent en même temps l'acheminement régulier des eaux vers l'aval. Le calcul de stabilité se fait pour une tranche de 1m et nous considérons que le canal est plain et ceci pour raison de sécurité.

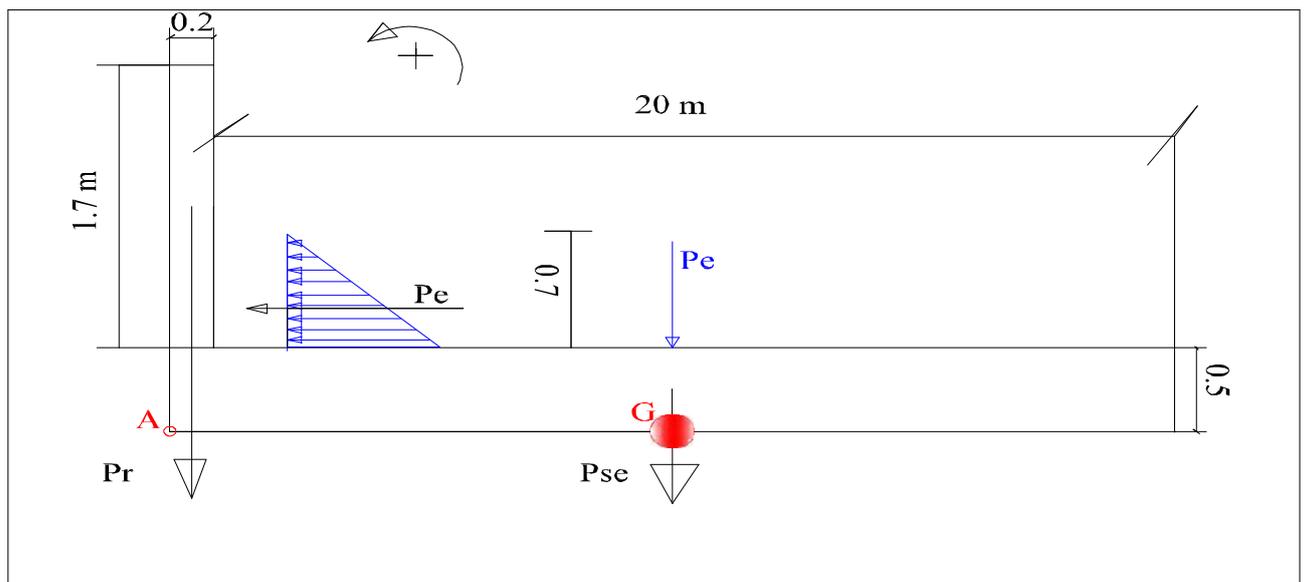


Figure IV-2 : présentation des forces qui agissent sur le coursier

a) Forces verticales

Poids du rideau

$$Pr = b \cdot Sr \cdot Is$$

Sr : Section du rideau $Sr = 0.34 \text{ m}^2$

Donc : $Pr = 0.82T$.

Poids de la semelle

$$P_s = \gamma_s \cdot S_{se} \cdot I_s$$

S_{se} : Section de la semelle $S_r = 10.10 \text{ m}^2$

$$P_s = 24.24 \text{ T.}$$

Poids de l'eau

$$P_e = \gamma_w \cdot S_e \cdot I_s$$

S_e : Section de la tranche d'eau $S_e = 14 \text{ m}^2$

$$P_e = 14 \text{ T}$$

b) Forces horizontales

Poussée d'eau

$$F_e = 0.5 \cdot \gamma_w \cdot h^2 \cdot I_s$$

h : hauteur d'eau dans le coursier : $h = 0.7 \text{ m}$

$$F_e = 0.25 \text{ T.}$$

VI.1.2.1. Stabilité au renversement

Le mur est stable au renversement si $\frac{\sum M_{s/A}}{\sum M_{r/A}} > 1.5$

$$\sum M_{s/A} = (P_r \cdot 0.1) + (P_s \cdot 10.2) + (P_e \cdot 10.2) = 390.13 \text{ Tm}$$

$$M_{r/A} = F_e \cdot 1.35 = 0.34 \text{ Tm}$$

$$\frac{\sum M_{s/A}}{\sum M_{r/A}} = 1147.44 > 1.5$$

La stabilité au renversement est vérifiée.

VI.1.2.2. Stabilité au glissement

Pour qu'il y ait pas de glissement, il faut que $\frac{\sum F_H}{\sum F_V} < f$

$f = 0.8$ coefficient de glissement béton sur béton

$$\sum F_H = F_e = 0.25 \text{ T}$$

$$\sum F_V = P_r + P_s + P_e = 0.82 + 24.24 + 14 = 39.06 \text{ T}$$

$$\frac{\sum F_H}{\sum F_V} = 0.006 < 0.8$$

Donc la stabilité au glissement est vérifiée

Rq : comme le coursier est posé sur la digue en BCR donc la stabilité au poinçonnement est vérifiée.

IV.1.3. Stabilité des murs bajoyers du bassin de dissipation

L'énergie résiduelle de la lame d'eau déversée sera dissipée dans un bassin venant en Prolongement de l'extrémité aval du coursier. Les murs bajoyers du bassin de dissipation auront une forme d'un mur de soutènement à contrefort.

Quelques règles pour le pré-dimensionnement du bassin de dissipation

- e_r : épaisseur de rideau $h/30 < e_r < h/20$ $e_r = 35$ cm
- e_s : épaisseur de la semelle e_s (30-50 cm) $e_s = 50$ cm
- e_c : épaisseur des contre forts e_c (30-50cm) $e_c = 30$ cm
- L : longueurs entre axes des contre forts L (3-5m) $L = 4$ m
- b_1 = largeur en base du conter forts $= H/b_1 = 5.6$ m on prend $b_1 = 2$ m

Rq : Le calcul de stabilité se fait on néglige la présence des contre forts

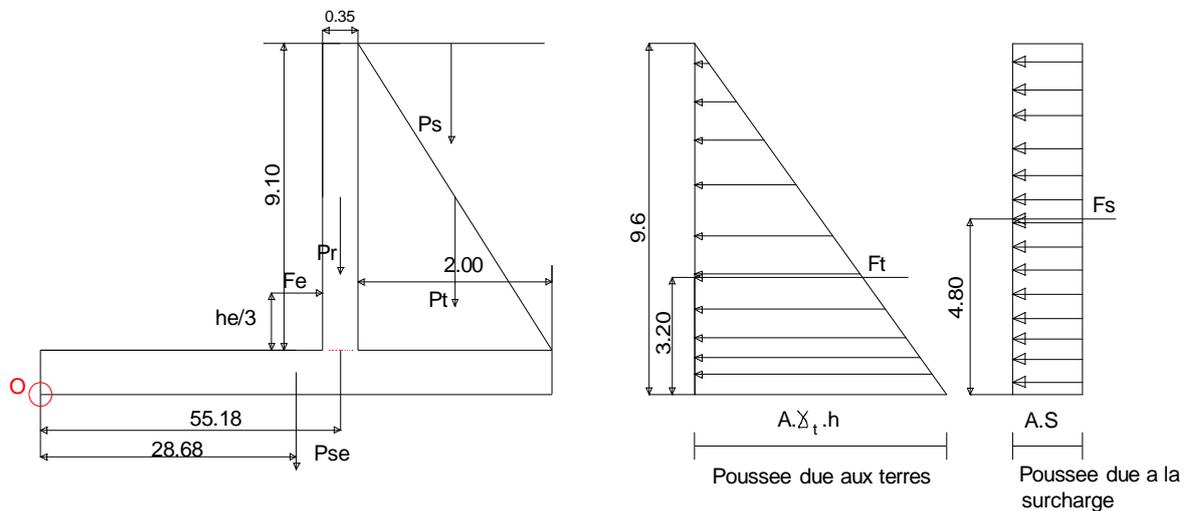


Figure IV-3 : présentation des forces qui agissent sur le bassin de dissipation

a) Forces verticales

Poids du rideau

$$Pr = b \cdot Sr \cdot Is$$

Sr : Section du rideau $Sr = 3.01 \text{ m}^2$

Donc : $Pr = 7.22 \text{ T}$.

Poids de la semelle

$$Ps = b \cdot Ss \cdot I$$

Ss : Section de la semelle $Ss = 28.68 \text{ m}^2$

$Ps = 68.83 \text{ T}$.

Poids de l'eau

$$P_e = \gamma_w \cdot S_e \cdot I_s$$

S_e : Section d'eau $S_e = 462 \text{ m}^2$

$$P_e = 462 \text{ T}$$

Poids des terres

$$P_t = \gamma_t \cdot S_t \cdot I_s$$

γ_t : poids volumique des terre = 1.8 T/m^3

S_t : section des terre = 18.02 m^2

$$P_t = 32.44 \text{ T}$$

Poids de la surcharge

$$P_s = S_s \cdot s \cdot I_s$$

S_s : section de la surcharge = 2 m^2

s : surcharge $s = 1 \text{ T/m}^2$

$$P_s = 2 \text{ T}$$

b) Forces horizontales

Poussée d'eau

$$F_e = 0.5 \cdot \gamma_w \cdot h^2 \cdot I_s$$

h : hauteur d'eau dans le bassin de dissipation : $h = 8.4 \text{ m}$.

$$F_e = 35.28 \text{ T}$$

Poussée des terres

$$F_t = A \cdot \gamma_t \cdot H^2 / 2 \cdot I_s$$
$$A = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.33$$

φ : L'angle de frottement interne = 30°

γ_t : Poids volumique des terres = $1.8 \text{ (t/m}^3)$

$H = 9.6 \text{ m}$

$$F_t = 27.37 \text{ T}$$

Poussée de la surcharge

$$F_s = A \cdot s \cdot H$$

$$F_s = 3.17 \text{ T}$$

VI.1.3.1. Stabilité au renversement

Le mur est stable au renversement si $\frac{\sum M_{s/o}}{\sum M_{r/o}} > 1.5$

$$\sum M_{s/o} = (Pr * 55.18) + (Pse * 28.68) + (Pt * 56.53) + (Ps * 56.53) = 4319.34 \text{ Tm}$$

$$M_{r/o} = (Ft * 3.2) + (Fs * 4.8) = 102.28 \text{ Tm}$$

$$\frac{\sum M_{s/o}}{\sum M_{r/o}} = 42.02 > 1.5$$

Donc la stabilité du mur au renversement est vérifiée.

VI.1.3.2. Stabilité au glissement

Pour garantir la stabilité au glissement, il faut que $\frac{\sum F_H + CS}{\sum F_V * tg\phi} < f$

$f = 0.6$ coefficient de glissement béton sur terre.

$$\sum F_H = F_t + F_s = 30.54 \text{ T}$$

$$\sum F_V = Pr + Ps + Pt + Ps = 110.49$$

$$\frac{\sum F_H}{\sum F_V} = 0.28 < 0.6$$

Donc la stabilité du mur au glissement est vérifiée.

VI.1.3.2. Stabilité au poinçonnement

Pour que la stabilité au poinçonnement soit vérifiée, il faudra s'assurer que :

$$\text{Max}(\sigma_1, \sigma_2) < \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Tel que: } \sigma_1 = \frac{N}{S} + 6 \frac{M_G}{b \times B^2} \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} - 6 \frac{M_G}{b \times B^2}$$

$$N = Pe + Ps + Pr + Pt + Ps = 572490 \text{ Kg}$$

Pour le calcul de M_G on attribua un signe positif pour les moments dans le sens des aiguilles de la montre

$$M_G = (Pr * 2658) + (Fe * 330) + (Pt * 2767) + (Ps * 2767) + (-Ft * 320) + (-Fs * 480) + (-Pe * 118)$$

A.N

$$M_G = 61332640 \text{ Kg.cm}$$

Calcul de (σ_1, σ_2)

$$S = b \times B = 100.573 \times 5 \text{ (surface de la semelle)}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + 6 \frac{M_G}{b \times B^2} = (572490 / 100 * 5735) + (6 * 61332640 / 100 * 5735^2) = 1.11 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - 6 \frac{M_G}{b \times B^2} = (572490 / 100 * 5735) - (6 * 61332640 / 100 * 5735^2) = 0.89 \text{ bars}$$

$$\text{Max}(\sigma_1, \sigma_2) = 1.11 \text{ bars} < \overline{\sigma_{sol}} = 2 \text{ bars}$$

On constate que la stabilité au poinçonnement est vérifiée.

IV.1.4 Ferrailage des éléments de l'évacuateur

IV.1.4.1 Ferrailage du coursier

a) Ferrailage des murs bajoyer

Le mur est considéré comme une poutre encastrée dans la semelle et soumise à la poussée hydrodynamique de l'eau. Le calcul du ferrailage du rideau se fait pour le cas critique. C'est là où l'évacuateur est sollicité, autrement dit l'évacuateur est sous l'action de l'eau. Comme la hauteur du mur n'est pas importante (1.7m) donc on ne va pas faire un calcul économique, autrement dit on va faire le calcul pour la hauteur complète.

On calcul les aciers à la base du rideau pour une section rectangulaire avec une longueur de 1m. L'enrobage des aciers principal est 3 cm.

Le calcul ce fait a l'E.L.U pour les charge permanente on multiplier par (1.35) et pour les charges d'exploitation on multiplier par (1.5)

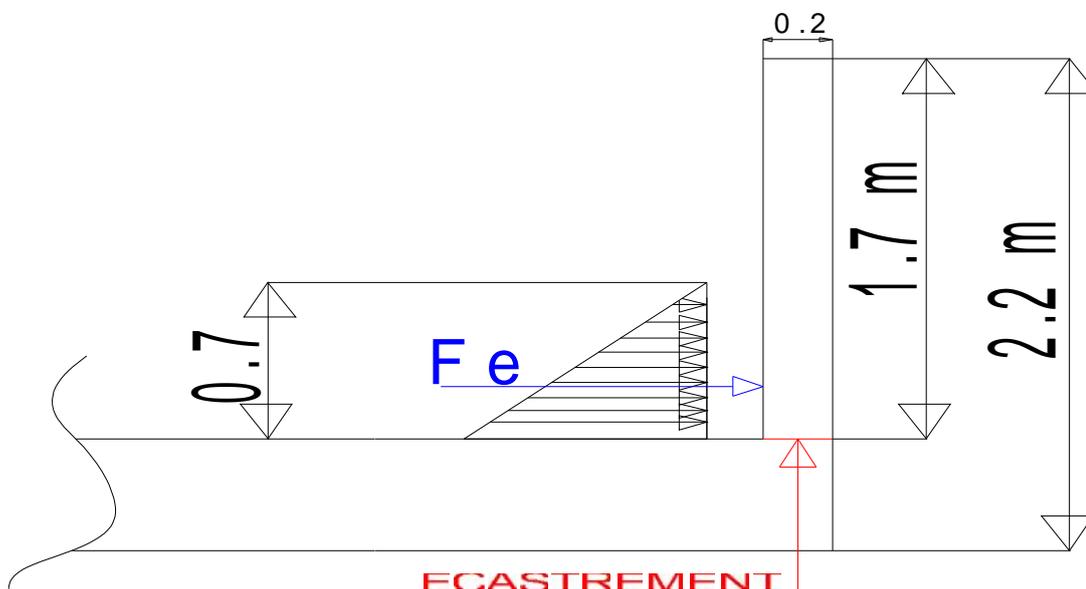


Figure IV-4: diagramme des contraintes du rideau de coursier

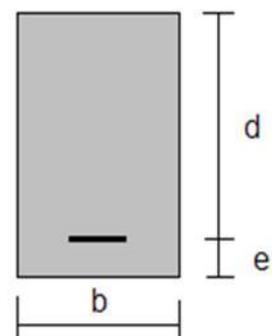
F : Force résultante due à la poussée des eaux $F = 1.5 \gamma_w h \frac{h}{2} = 2.17 T$

le moment résultant égal à :

$$M_h = Fe * h/3 \dots \dots \dots (IV-$$

$$h = 1.7 \text{ m}$$

$$M = 1.23 Tm$$



Chapitre IV : Etude génie civil

- **Calcul des aciers**

enrobage = 3 cm

$$\mu = \frac{M_h}{\bar{\sigma}_{bc} \times b \times d^2} = \frac{1.23 \times 10^5}{142 \times 17 \times 17 \times 100} = 0.029$$

$\bar{\sigma}_{bc} = 142 \text{ bars}$: Contrainte admissible du béton en compression.

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = 2.1 \times 10^{-3}$$

f_s : Limite élastique des aciers utilisés = 4000 bars pour les aciers tors.

γ_s : Coefficient de sécurité pour les aciers.

$\gamma_s = 1.15$ Dans les calculs pour les cas courants.

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} \quad \varepsilon_l = \frac{4000}{1.15 \times E_s} = 1.65 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{1000\varepsilon_l + 3.5} = 0.678$$

$$\mu_1 = 0.8\alpha_1 - 0.32\alpha_1^2 = 0.395$$

On a $\mu < \mu_1 \Rightarrow$ pas d'aciers comprimés.

$\mu = 0.029 < 0.186$. Donc la section pivote autour du pivot A

$$\text{et } 1000\varepsilon_s = 10 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 4000/1.15 = 3478.26 \text{ bars}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.037$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.98$$

$$A = \frac{M_h}{\beta d \sigma_s} = 2.12 \text{ cm}^2/m$$

b) Ferrailage de la semelle

La semelle est soumise, aux charges dues au poids des murs, poids de l'eau, les réactions de sol, poids de la semelle.

Le ferrailage de la semelle ce fait en présence de l'eau sur le coursier.

Le diagramme des contraintes de la semelle est représenté dans la figure ci-après

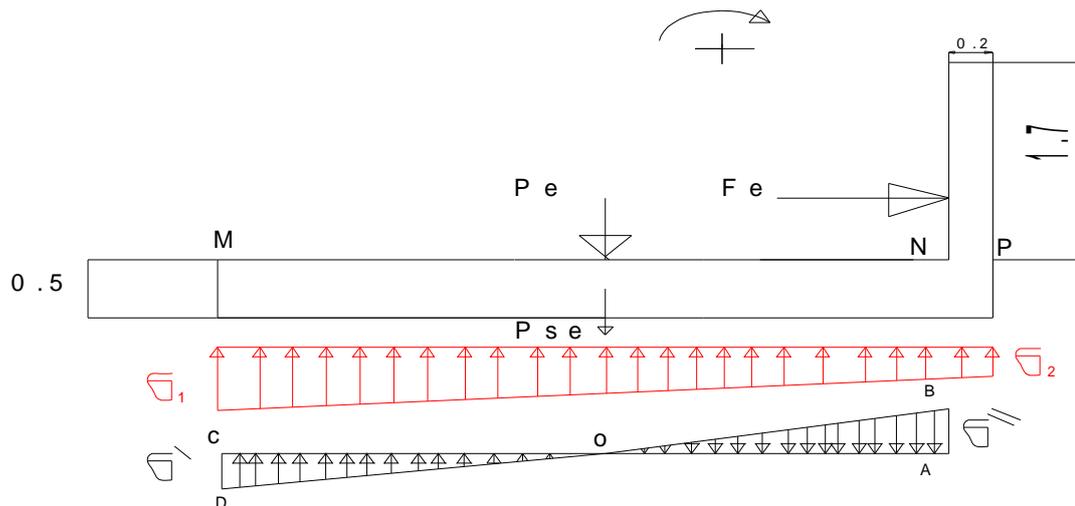


Figure IV-7 : diagramme des contraintes de la semelle

Contraintes σ dues aux forces verticales :

$$s = \frac{(1.35 * Pr) + (1.5 * Pe)}{100 * B}$$

$$\text{A.N : } s = \frac{(1.35 * 820) + (1.5 * 14000)}{100 * 2020} = 0.2 \text{ bars}$$

Contrainte σ_{se} due au poids de la semelle

$$s_{se} = \frac{(1.35 * Pse)}{100 * B}$$

$$\text{A.N : } s_{se} = \frac{(1.35 * 24240)}{100 * 2020} = 0.16 \text{ bars}$$

Contraintes de réaction du sol

$$s_1 = \frac{1.35 * (Pr + Pse) + 1.5 * (Pe)}{100 * B} + \frac{6 * MG}{100 * B * B}$$

$$s_2 = \frac{1.35 * (Pr + Pse) + 1.5 * (Pe)}{100 * B} - \frac{6 * MG}{100 * B * B}$$

M_G : moment /G' des forces verticales + moment /G' des forces horizontales

A.N.

$$s_2 = 0.57 \text{ bars}$$

$$s_1 = 0.49 \text{ bars}$$

Détermination des réactions du sol N :

La réaction du sol au point N est déterminée graphiquement :

$$N = 0.53 \text{ bars}$$

1) Etude de la partie MN

Cette partie est travail comme étant une console encastrée au point N.

$$s' = 0.016 \text{ bars}, \quad s'' = 0.0135 \text{ bars}$$

2) Position du point O

On a les triangle (OAB) et (OCD) sont semblable donc $(OA/OC) = (AB/CD)$

$$((OA)/(2020-OA)) = 0.0135/0.016$$

$$\text{Donc : } OA = 924.56 \text{ cm et } OC = 1095.77 \text{ cm}$$

La force résultante: $F_a = \text{aire du triangle OAB} = 1248.16 \text{ kg}$

La force résultante est : $F_b = \text{aire du triangle OCD} = 1753.23 \text{ kg}$

Donc Le moment d'encastrement égale a :

$$M_c = F_b \cdot (2020 - OC/3) - F_a \cdot OA/3 = 2.5210^6 \text{ kg cm on aura } M_c = 25.20 \text{ t m}$$

On a $M_c > 0$ donc le moment de la console est celui de F_b .

3) Calcul des aciers de la partie MN

Enrobage = 4cm

$$\mu = \frac{M_{MN}}{\sigma_{bc} \times b \times c^2} = \frac{2520000}{142 \times 46 \times 46 \times 100} = 0.084$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} \text{ et } E_s = 2.1 \times 10^6$$

$\gamma_s = 1.15$ dans les calculs pour les cas courants.

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} \quad \varepsilon_l = \frac{4000}{1.15 \times E_s} = 1.65 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{1000\varepsilon_l + 3.5} = 0.678$$

$$\mu = 0.8\alpha_1 - 0.32\alpha_1^2 = 0.395$$

On a $\mu < \mu_l \Rightarrow$ pas d'aciers comprimés.

$\mu = 0.084 < 0.186$ Donc la section pivote autour du pivot A

$$\text{et } 1000\varepsilon_s = 10 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 4000/1.15 = 3478.26 \text{ bars}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.11$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.96$$

$$A = \frac{M_{MN}}{\sigma_s \beta} = 16.41 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Chapitre IV : Etude génie civil

β d σ

$$A = \max (A_{\min} , A_{\text{cal}})$$

$$A_{\min} = 0,5 . b . d / 100 ; A_{\min} = 23 \text{ cm}^2$$

$$A = 23 \text{ cm}^2$$

Tableau IV-1 : les aciers choisis pour le coursier par 1m de longueur

		Semelle	Murs bajoyer
Les aciers tendus ($\frac{\text{mm}^2}{\text{cm}^2}$)		23	2.12
	Le diamètre ($\frac{\text{mm}}{\text{mm}}$)	20	8
	Le nombre des barres / m	8	5
	L'espacement ($\frac{\text{mm}}{\text{cm}}$)	12.5	20
Les aciers comprimés ($\frac{\text{mm}^2}{\text{cm}^2}$)		Pas d'aciers comprimés	Pas d'aciers comprimés
Les aciers de répartitions		/	/
	Le diamètre ($\frac{\text{mm}}{\text{mm}}$)	12	8
	Le nombre des barres / m	5	5
	L'espacement ($\frac{\text{mm}}{\text{cm}}$)	20	20

IV.1.2.2 Ferrailage du bassin de dissipation

a) Ferrailage des murs bajoyer

Le mur est calculé comme une dalle simplement appuyée sur les appuis (contrefort) et soumise à la résultante due aux pressions des terres et de la surcharge (en utilisant les coefficients de sécurité)

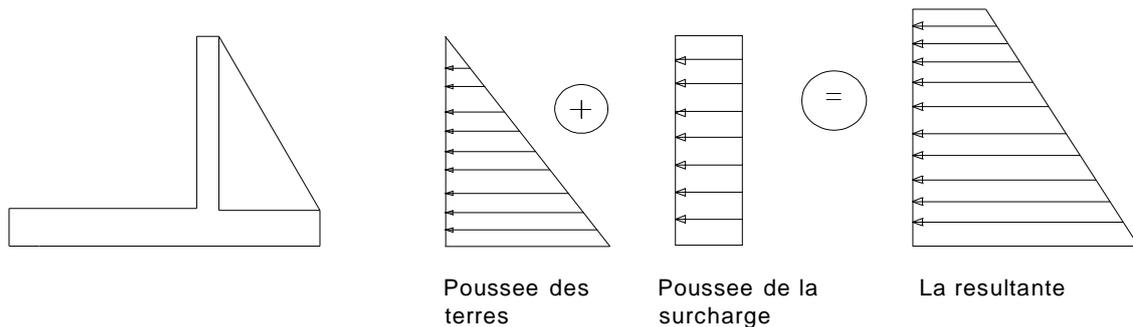


Figure IV-08: représentation des forces qui agissent sur le mur bajoyer

Le calcul se fera on subdivise le mur en tranches de 1m de hauteur. Mais la dernière tranche aura 1.10 car le mur a 9.10m de haut. et tous sa afin de simplifier les calculs

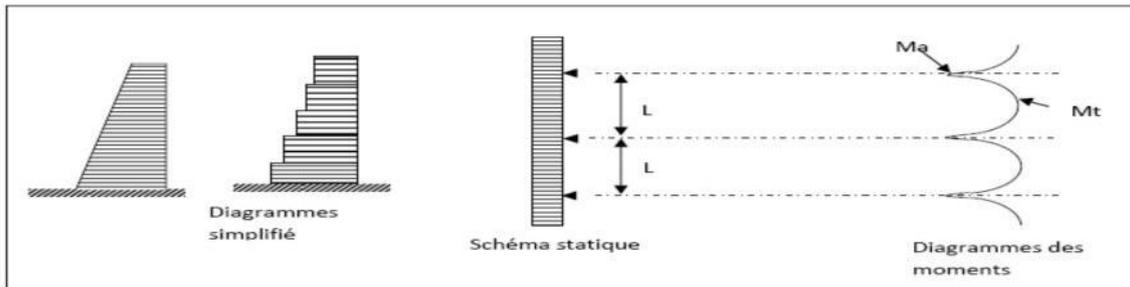


Figure IV-09: représentation de l'allure des moments en travée et en appuis

Le calcul du ferrailage du rideau se fait pour le cas critique. C'est là où le bassin est au repos (vide) c'est-à-dire que la force hydrodynamique est nul. Soumis à : $M_a = P L^2 / 16$ $M_t = P L^2 / 10$

Tel que

M_a : moment en appuis.

M_t : moment en travée.

P : pression des forces agissant sur le mur à chaque 1m de hauteur.

L : distance entre les axes des contre forts ($l=4$ m)

$$P = 1.35F_t + 1.5F_s$$

1.35 et 1.5 sont des coefficients de sécurité.

F_t : force due au poussé de la terre

$$F_t = 1.55 A \gamma_t H_i$$

γ_t : Poids volumique des terres = 1.8 (t/m^3)

$$A = t g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.33$$

φ : L'angle de frottement interne = 30°

$$F_s = 1.5 A s$$

F_s : force due au poussé de la surcharge $s=1$ t/m

Au lieu de travailler avec le diagramme résultant, on fait les calculs avec un diagramme de pression simplifié.

- Calcul des aciers

Chapitre IV : Étude génie civil

enrobage = 3 cm

$$\mu = \frac{M_h}{\bar{\sigma}_{bc} \times b \times d^2}, \quad l_{ei} \text{ section qui reprend le moment } b=100, d=35-3=32$$

$\bar{\sigma}_{bc} = 142$: Contrainte admissible du béton en compression.

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} \text{ et } E_s = 2.1 \times 10^6$$

f_s : Limite élastique des aciers utilisés = 4000 bars pour les aciers tors

γ_s : coefficient de sécurité pour les aciers.

$\gamma_s \equiv 1.15$ dans les calculs pour les cas courants.

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} \quad \varepsilon_l = \frac{4000}{1.15 \times E_s} = 1.65 * 10^{-3}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{1000\varepsilon_l + 3.5} = 0.678$$

$$\mu_1 = 0.8\alpha_1 - 0.32\alpha_1^2 = 0.395$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.068$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.97$$

$$A = \frac{M_h}{\beta d \sigma_s}$$

Tous les calculs sont représenté dans le tableau IV-2 (voir annexes).

Tableau IV-3: choix des aciers de rideau du bassin de dissipation

Tranche	aciers sur appuis					aciers en travées				
	Acier principale	Espacement (cm)	Acier comprimé	Acier de répartition	Espacement (cm)	Acier principale	Espacement (cm)	Acier comprimé	Acier de répartition	Espacement (cm)
1	5T ₁₆	20	/	5T ₈	20	5T ₂₀	20	/	5T ₈	20
2	5T ₁₆	20	/	5T ₈	20	5T ₂₀	20	/	5T ₈	20
3	5T ₁₄	20	/	5T ₈	20	5T ₂₀	20	/	5T ₈	20
4	5T ₁₄	20	/	5T ₈	20	5T ₂₀	20	/	5T ₈	20
5	5T ₁₂	20	/	5T ₈	20	5T ₁₆	20	/	5T ₈	20
6	5T ₁₂	20	/	5T ₈	20	5T ₁₄	20	/	5T ₈	20
7	5T ₁₀	20	/	5T ₈	20	5T ₁₄	20	/	5T ₈	20
8	5T ₁₀	20	/	5T ₈	20	5T ₁₂	20	/	5T ₈	20
9	5T ₈	20	/	5T ₈	20	5T ₁₀	20	/	5T ₈	20

b) Ferrailage du contrefort

Les contreforts travaillent comme des consoles verticales, encastrées dans la semelle est soumises aux pressions des terres et de la surcharge. Et pour économiser on fera les calculs a l'encastrement et a mi-hauteur.

- **Calcul des moments**

A l'encastrement :

$$M_h = (1.35A\gamma_t \frac{h^2}{2} L) \frac{h}{3} + (1.5AshL) \frac{h}{2}$$

$$M_h = 384.84 \text{ tm}$$

L=distance entre les axes des contreforts = 4 m

A mi hauteur :

$$M_{h/2} = (1.35A\gamma_t \frac{h^3}{48} L) + (1.5AsL \frac{h^2}{8})$$

$$M_{h/2} = 70.86 \text{ tm}$$

Chapitre IV : Etude génie civil

✓ Calcul des aciers

A l'encastrement

enrobage = 3 cm

la section qui reprend le moments $b=30$ $d=300-3=297$

$$\mu = \frac{M_h}{\bar{\sigma}_{bc} \times b \times d^2} = \frac{384.84 \times 10^5}{142 \times 297 \times 297 \times 30} = 0.129$$

$\bar{\sigma}_{bc} = 142$: Contrainte admissible du béton en compression.

$$\varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} \quad \text{et} \quad E_s = 2.1 \times 10^6$$

f_e : Limite élastique des aciers utilisés = 4000 bars pour les aciers tors..

$\gamma_s = 1.15$ Dans les calculs pour les cas courants.

$$\varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} \quad \varepsilon_1 = \frac{4000}{1.15 \times E_s} = 1.65 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{1000\varepsilon_1 + 3.5} = 0.678$$

$$\mu_1 = 0.8\alpha_1 - 0.32\alpha_1^2 = 0.395$$

On a $\mu < \mu_1 \Rightarrow$ pas d'aciers comprimés.

$\mu = 0.054 < 0.186$ Donc la section pivote autour du pivot A

Et $1000\varepsilon_s = 10 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{4000}{1.15} = 3478.26$ bars

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.173$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.93$$

$$A = \frac{M_h}{\beta d \sigma_s} = 40.06 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

A mi hauteur :

enrobage = 3 cm

la section qui reprend le moments

$b=30$ $d=150-3=147$

$$\mu = \frac{M_{h/2}}{\bar{\sigma}_{bc} \times b \times d^2} = \frac{70.86 \times 10^5}{142 \times 147 \times 147 \times 30} = 0.077$$

$\bar{\sigma}_{bc} = 142$: Contrainte admissible du béton en compression.

$$\varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} \quad \text{et} \quad E_s = 2.1 \times 10^6$$

f_e : Limite élastique des aciers utilisés = 4000 bars pour les aciers tors.

$\gamma_s = 1.15$ dans les calculs pour les cas courants.

Chapitre IV : Etude génie civil

$$\varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} \quad \varepsilon_1 = \frac{4000}{1.15 \times E_s} = 1.65 * 10^{-3}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{1000\varepsilon_1 + 3.5} = 0.678$$

$$\mu_1 = 0.8\alpha_1 - 0.32\alpha_1^2 = 0.395$$

On a $\mu < \mu_1 \Rightarrow$ pas d'aciers comprimés.

$\mu = 0.077 < 0.186$ donc la section pivote autour du pivot A

$$\text{et } 1000\varepsilon_s = 10 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 4000/1.15 = 3478.26 \text{ bars}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.1$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.96$$

$$A = \frac{M_{h/z}}{\beta d \sigma_s} = 14.44 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Tableau IV-4 : les aciers choisi pour les contre forts

	contreforts	
	A l'encastrement	A mi hauteur
Les aciers tendus ($\frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$)	40.06	14.44
Le diamètre ($\frac{\text{cm}}{\text{cm}}$)	32	20
Le nombre des barres / m	5	5
L'espace ($\frac{\text{cm}}{\text{cm}}$)	6	6
Les aciers comprimés ($\frac{\text{cm}^2}{\text{cm}^2}$)	Pas d'aciers comprimés	Pas d'aciers comprimés
Les aciers de répartitions	/	/
Le diamètre ($\frac{\text{cm}}{\text{cm}}$)	12	12
Le nombre des barres / m	05	05
L'espace ($\frac{\text{cm}}{\text{cm}}$)	20	20

Conclusion

A la fin de ce chapitre nous constatons que la stabilité des éléments le l'évacuateur de crues (déversoir, coursier, bassin de dissipation) est vérifier.

Nous avons aussi déterminé le ferrailage nécessaire pour les éléments de l'évacuateur de crues.

Chapitre V

Les ouvrages annexes

Chapitre V : Les ouvrages annexes

Introduction

Les ouvrages annexes d'un barrage jouent un rôle capital dans le fonctionnement de ce dernier. Et les ouvrages annexes prévus pour le barrage d'Ouldjet Mellegue sont les suivants :

- L'ouvrage de dérivation provisoire.
- L'ouvrage de vidange de fond.
- L'ouvrage de prise d'eau.

Dans ce chapitre nous allons faire une conception détaillée de ces derniers.

V.1. Ouvrage de dérivation provisoire

Les excavations pour la fondation du barrage, ainsi que la mise en place du béton doivent être réalisées au sec. Pour y parvenir, il faut détourner l'oued en dehors de la zone des travaux pour construire le corps d'un barrage en BCR.

L'ouvrage de dérivation à pour but de dériver les eaux des crues pendant la construction du barrage. Et les types de dérivation sont comme suit :

- ✓ Galerie
- ✓ Canal
- ✓ Conduite

V.1.1. Choix de la variante

En fonction des conditions topographique, géologiques, géotechniques et hydraulique, la dérivation se fait par une galerie et deux batardeaux.

V.1.2 Débit de dimensionnement de la dérivation provisoire

La dérivation provisoire est conçue pour évacuer les eaux de la crue de période de retour de 5 ans ($Q_{\max 20\%} = 706.65 \text{ m}^3/\text{s}$)

V.1.3 Calcul hydraulique de la dérivation provisoire

V.1.3.1 Dimensionnement de la galerie

a) l'écoulement à surface libre :

La première phase est celle où le niveau d'eau est inférieur au diamètre du tunnel. Dans ce cas l'écoulement est a surface libre et sera régit par la formule suivante :

$$Q = S * C * \sqrt{RI} \dots\dots\dots (V - 1)$$

Avec Q : débit évacué;

$$S : \text{section mouillée} \quad S = \frac{R^2}{2} (\pi_{rad} - \sin \pi^0)$$

$$R : \text{rayon hydraulique} \quad R = \frac{S}{P}$$

Chapitre V : Les ouvrages annexes

P : périmètre mouillé $P = R\theta_{\text{rad}}$;

C : coefficient de Chézy $C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}$;

n : coefficient de rugosité $n = 0,014$;

I : pente du tunnel $I = 0,04$.

La hauteur d'eau dans la galerie :

$$h = R \left(1 - \cos \frac{\theta}{2} \right)$$

$$\cos \frac{\theta}{2} = 1 - \frac{h}{R}$$

b) l'écoulement en charge :

L'écoulement devient en charge lorsque le niveau d'eau sera supérieur au diamètre de la galerie et l'écoulement sera régi par la formule suivante :

$$Q = \mu S \sqrt{2gZ} \dots \dots \dots (V-2)$$

Avec Q : débit évacué;

S : section de la galerie $S = \pi \frac{D^2}{4}$;

g : accélération de la pesanteur (m/s²);

Z : la dénivelée $Z = (H + L * i) - D/2$;

μ : coefficient de débit;

H : hauteur d'eau devant la galerie;

D : diamètre de la galerie;

L : longueur de la galerie (L = 200 m)

I : pente de la galerie (I = 0,04).

Avec

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{\xi_i}}$$

$$\sum \xi_i = 0,5 + 1 = 1,5$$

: coefficient de résistance linéaire.

$$N \frac{125 \bar{n}^2}{D^{1/3}}$$

$n = 0,014 \text{m}^{-1/3}$.s Rugosité de béton.

Tableau V-1 : Coefficient de débits

Dg	$\sum \zeta_i$	λ	$\lambda \cdot L/D$	$(1 + \sum \zeta_i + \lambda L/D)^{0.5}$	μ
7	1,5	0,0128	0,366	1,693	0,591
8	1,5	0,0123	0,306	1,675	0,597
9	1,5	0,0118	0,262	1,662	0,602
10	1,5	0,0114	0,227	1,651	0,606

Pour l'écoulement en charge :

$$Q = \mu \bar{n} S \bar{i} \sqrt{2g \bar{h} Z}$$

$$Z = H + (L \cdot I - D/2)$$

Tableau V-2 : Q = f (D)

Dg [m]	μ	S [m ²]	$\mu \cdot S \cdot 2g$	Z [m]	Q [m ³ /s]
7	0,591	38,465	100,69	H+4,5	$100.69 \sqrt{H+4.5}$
8	0,597	50,24	132,85	H+4	$132.85 \sqrt{H+4}$
9	0,602	63,585	169,55	H+3,5	$169.55 \sqrt{H+3.5}$
10	0,606	78,5	210,71	H+3	$210.71 \sqrt{H+3}$

c) laminage de la crue de chantier

Le laminage de la crue de chantier ce fait par la méthode de Kotcherine et les calculs sont donné sous forme de tableau. (Voir annexes)

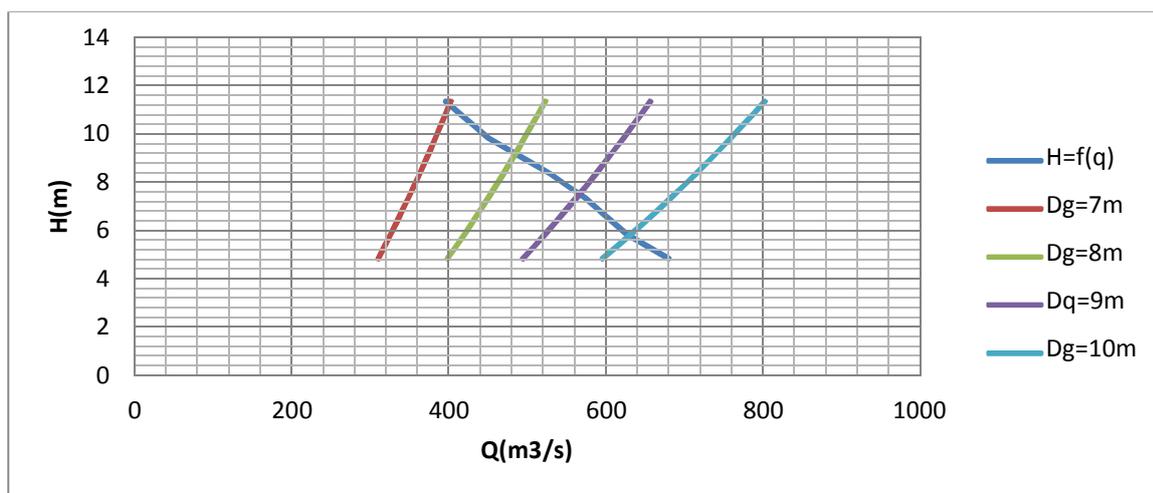


Figure V-1: Débit déversant pour différentes valeurs de Hd

Chapitre V : Les ouvrages annexes

Les résultats du laminage sont donnés dans le tableau qui suit.

Tableau V-3 : Résultats du laminage.

D (M)	7	8	9	10
H (m)	11.6	9.2	7.6	6
Q (m³/s)	400	480	560	630

V.1.3.2 Batardeau

a) Calcul de la revanche du batardeau :

$$R \geq 0,75 + H < \frac{v^2}{2g}$$

$$H_v = 0,75 + 0,34\sqrt{F} - 0,26\sqrt[4]{F}$$

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

F : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch et doit inférieure à 18 kilomètre F = 2.5 km.

A.N

$$H_v = 0,75 + 0,34\sqrt{2.5} - 0,26\sqrt[4]{2.5} = 0.96\text{m}$$

$$V = 1,5 + 2 H_v$$

$$V = 3.42 \text{ m/s}$$

Donc : $R = 1.3 \text{ m}$

b) Calcul de la largeur en crête du batardeau :

Formule de KNAPPEN :

$$b = 1,65\sqrt{H_b}$$

Tableau V-4 : Résultats des calculs

Diamètre de la galerie (m)	Hauteur du batardeau (m)	Largeur en crête (m)
7	12.9	5.93
8	10.5	5.35
9	8.9	4.92
10	7.3	4.46

Chapitre V : Les ouvrages annexes

V.1.4. Calcul d'optimisation :

Le calcul est effectué par une méthode qui est basée sur la détermination des volumes du batardeau et de la galerie ainsi que sont équivalents en béton, ensuite on trace la courbe d'optimisation pour déterminer le diamètre optimal.

Pour assurer un écoulement à surface libre dans la galerie, les dimensions doivent être telles que la hauteur d'eau pour la crue de projet soit comprise entre 70% à 80% la hauteur de la galerie, mais ils peuvent parfois s'éloigner des dimensions optimales du point de vue hydraulique, afin de permettre l'utilisation de coffrage ou de vannes normalisés.

Le schéma suivant nous donne les différents paramètres pour cette méthode.

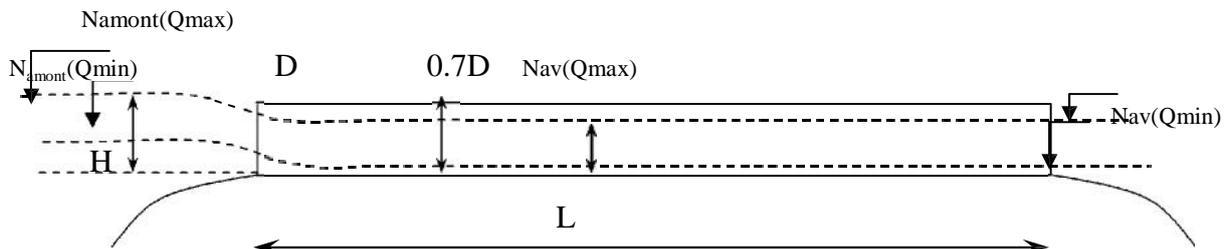


Figure V-2 : Schéma pour le calcul d'optimisation

Tableau V-5 : calcul d'optimisation pour la galerie de dérivation

	1	Diamètre	D (m)
Paramètres hydrauliques	2	Section du tunnel	$A = D^2/4$ (m ²)
	3	Profondeur de remplissage	$h_o = 0,7D$ (m)
	4	Section mouillée	$A_1 = 0,74.A$ (m ²)
	5	Rayon hydraulique	$R_h = 0,3D$ (m)
	6	Coefficient de Chézy	$C = 1/n R^{1/6}$
	7	Vitesse moyenne	$V = Q/A_1$ (m/s)
	8	Pente	$i = V^2/C^2R$
	9	Perte de charge linéaire	$h_l = i.L$ (m)
	10	Perte de charge à l'entrée	$Z_{entr} = V^2/2gj^2$ (m)
	11	Perte de charge totale	$Z_o = Z_{entr} + h_l$ (m)
	12	Niveau amont pour Q	$N_{am} = N_{av} + Z_o$ (m NGA)
	13	La cote de niveau d'eau à l'entrée de tunnel	$N_I = N_{am} - Z_{entr}$ (m NGA)
	14	Cote du seuil	$C_s = N_I - h_o$ (m NGA)
	Volumes des travaux	15	Hauteur du batardeau
16		Section du batardeau	$F_{bat} = (b + mH_{bat}).H_{bat}$
17		Longueur moyenne du batardeau	L_{moy}^b (m)
18		Volume du batardeau	$V_{bat} = L * F$ (m ³)

Chapitre V : Les ouvrages annexes

	19	Conversion en volume de béton	$V'_{\text{bét}} = 0,1 V_{\text{bat}}$
	20	Volume d'excavation du tunnel	$V_{\text{gal}} = L \cdot A$
	21	Conversion en volume de béton	$V'_{\text{gal}} = 1,5 V_{\text{gal}}$
	22	Volume total des travaux	$\Sigma V' = V'_{\text{bat}} + V'_{\text{gal}}$

Tableau V-6 : Les résultats de calcul d'optimisation

	N°	Désignation	Résultats			
	1	D [m]	7	8	9	10
Paramètres hydrauliques	2	A [m ²]	38,465	50,24	63,585	78,5
	3	h ₀ [m]	4,9	5,6	6,3	7
	4	A ₁	28,4641	37,1776	47,0529	58,09
	5	Rh [m]	2,1	2,4	2,7	3
	6	C	80,830484	82,649552	84,288034	85,781211
	7	V [m/s]	14,05	12,911	11,901498	10,84524
	8	I	0,0143874	0,0101678	0,0073843	0,0053281
	9	h ₁ [m]	2,8774845	2,0335625	1,4768543	1,0656209
	10	Z _{ent} [m]	12,421345	10,48904	8,9129043	7,4010668
	11	Z ₀ [m]	15,29883	12,522603	10,389759	8,4666877
	12	Nam [mNGA]	548,69883	548,3226	547,48976	545,76669
	13	N1 [mNGA]	536,27748	537,83356	538,57685	538,36562
	14	Cs [mNGA]	531,37748	532,23356	532,27685	531,36562
	Calcul des volumes des travaux	15	H _{bat} [m]	13,69883	13,322603	12,489759
16		F _{bat}	456,621	426,1068	373,451	280,02
17		L ^b _{moy} [m]	102,5	95,4	87,9	83,5
18		V _{bat}	46803,653	40650,589	32826,343	23381,67
19		V' _{bat}	4680,3653	4065,0589	3282,6343	2338,167
20		V _{gal} = L . A	7693	10048	12717	15700
21		V' _{gal} = 1,5 V _{gal}	11539,5	15072	19075,5	23550
22		V'	16219,865	19137,059	22358,134	25888,167

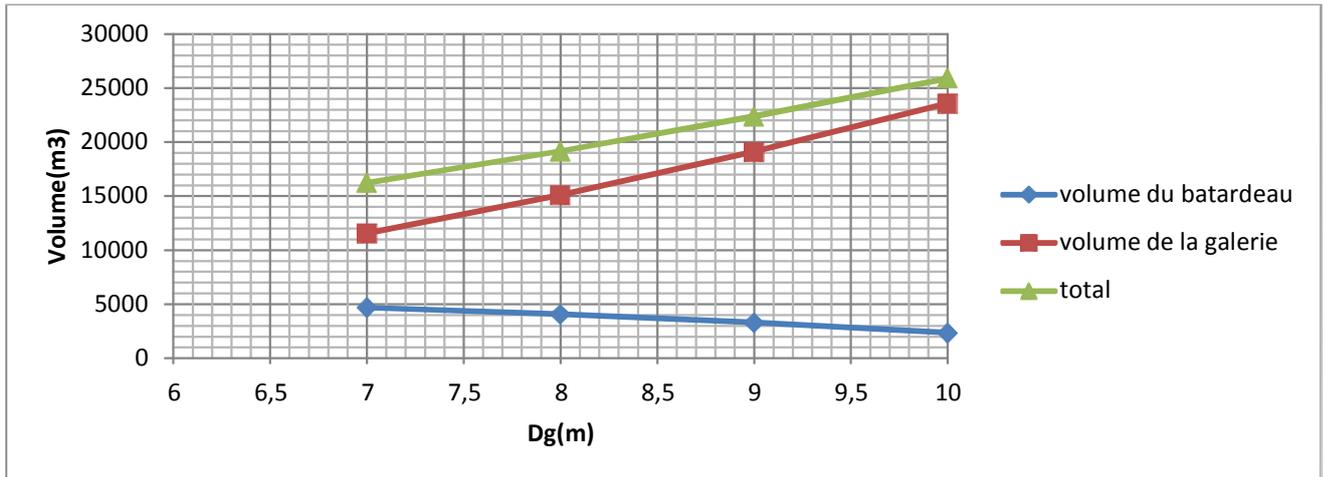


Figure V-3 : Courbe d'optimisation.

Conclusion

D'après la courbe d'optimisation on remarque que le point optimum correspond au diamètre optimum **7m** ce qui correspond à une hauteur du batardeau égal à 13.69 m.

On prend $H_{bat} = 13.70$ m

Vérification de la capacité d'évacuation de la galerie

La condition de vérification $Q_{laminé} < Q$

Q: Débit de la galerie,

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

n: Coefficient de rugosité, $n = 0,014$ (béton armé);

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

S : Section mouillée de la galerie (m²);

P: Périmètre mouillé;

I : Pente de la galerie $I = 0,014$.

AN

$R = 2.1$ m $C = 80.83$ m^{0.5}/s et $Q = 414.08$ m³/s, donc la condition est vérifiée

V.1.5. La Profondeur critique

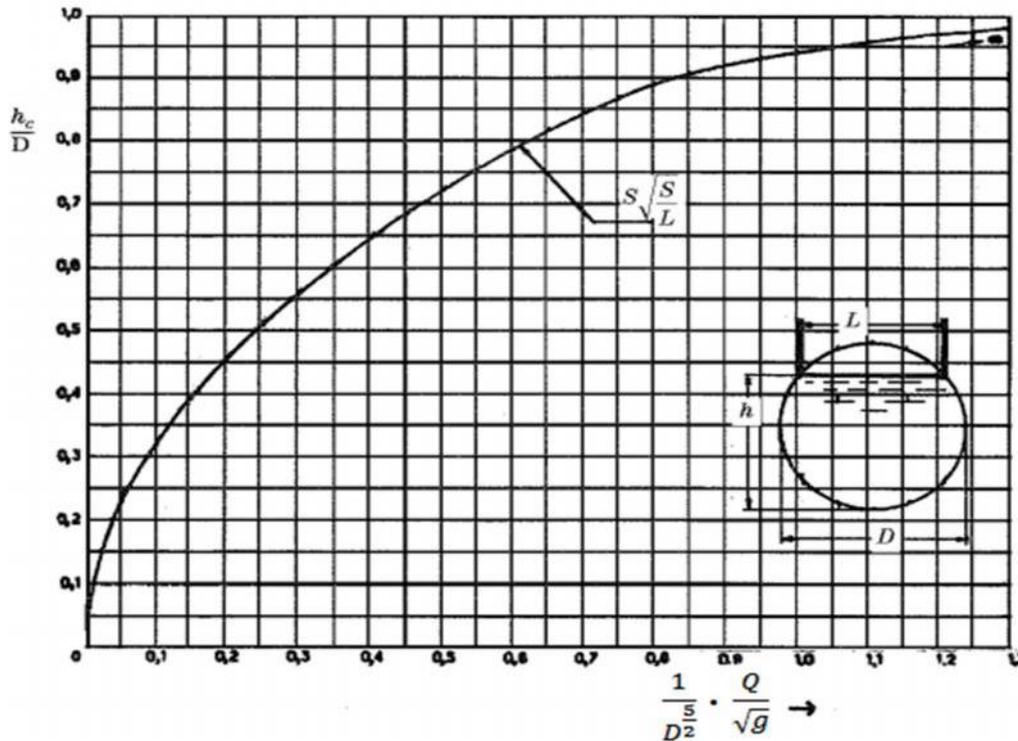
Le régime critique définit la charge spécifique minimale, donné par la relation suivante :

$$\frac{dH}{dh} = 1 - \frac{Q^2}{gS^3} * \frac{dS}{dh} = 0$$

Avec $dS = L * dh$

$$\text{On obtient } \frac{Q}{\sqrt{g}} = S \sqrt{\frac{S}{L}}$$

L'abaque suivant permet de déterminer la profondeur critique dans la galerie.



Avec

$Q=414.08\text{m}^3/\text{s}$ et $D=7\text{m}$

$\frac{1}{D^2} \cdot \frac{Q}{\sqrt{g}} = 1.02$ et $\frac{h_c}{D} = 0.95$ d'où $h_c=6.65\text{m} > h_n$ écoulement torrentiel.

V.1.6. dimensionnement du canal d'amené et du canal de restitution

- Canal d'amené

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

La vitesse d'approche est donnée par la formule :

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

Q_{lam} : Débit max laminé [m³/s].

S_{can} : Section du canal en [m²] et $S_{can} = h \times bc$.

h : Tirant d'eau (6.65m)

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

$bc=8\text{m}$

$$V_{ap} = \frac{400}{8.5 \cdot 6.65} = 7.07\text{m/s}$$

La vitesse admissible pour les terrains rocheux est comprise entre 4,4 et 10m/s.

Donc, pas de risque de l'érosion. $V_{ap} < V_{adm}$.

Et $Fr = V / \sqrt{g \cdot h}$ $Fr = 0.88 < 1$ régime fluviale.

Chapitre V : Les ouvrages annexes

- **Canal de restitution**

Le canal de restitution sera implanté afin qu'il dissipe l'énergie cinétique de l'eau à la sortie de la galerie de dérivation

La vitesse de l'eau à la sortie de la galerie est $V = \frac{Q}{S}$

Q : débit laminé ; $Q = 400 \text{ m}^3/\text{s}$

S : section de la galerie ; $S = 38.465 \text{ m}^2$

$$V=10.40\text{m/s}$$

$$Fr=V/\sqrt{g * h} \quad Fr=1.5$$

Donc pour $1 < Fr < 1,7$

Il n'est pas nécessaire d'établir un bassin spécial de tranquillisation, il suffit juste de bétonner la partie où la profondeur commence à se modifier.

V.1.7. Construction des batardeaux

Les batardeaux amont et aval sont prévus comme des petits barrages leur rôle est d'orienter les eaux de crues vers le canal de dérivation. Ces éléments seront démolis à la fin des travaux. Ils sont deux barrages en remblai tout-venant qui seront réalisés par les graviers et des sables alluvionnaires qui se trouvent le long du fond de l'oued Mellegue.

V.1.7.1 Crête du batardeau amont

Pour la détermination du niveau de la crête de la digue, on peut utiliser la relation suivante: Cote crête = Cf + Hbat = 549.7 mNGA

V.1.7.2. Les talus du batardeau amont

Le choix de la pente des talus amont et aval est en fonction des matériaux de constructions utilisées et leurs caractéristiques ainsi que la hauteur du batardeau. D'après le tableau qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage.

Tableau V-8 : Pentes des talus en fonction de la hauteur et du type de la digue :

hauteur de la digue	type de la digue	fruit de talus	
		amont	aval
H ≤ 5	homogène	2,5	2
	A zone	2	2
5 < H < 10	homogène à granulométrie étendue	2	2
	homogène à grande présence d'argile	2,5	2,5
	A zone	2	2,5
10 < H < 20	homogène à granulométrie étendue	2,5	2,5
	homogène à grande présence d'argile	3	2,5
	A zone	2	3

Chapitre V : Les ouvrages annexes

H 20	homogène à granulométrie étendue	3	2,5
	homogène à grande présence d'argile	3	2,5
	A zone	3	3

Parement amont $m_1 = 2.5$ Parement aval $m_2 = 2.5$

V.1.7.3. Protection des talus du batardeau amont

Les talus du batardeau doivent être protégés contre les dangers naturels tels que l'érosion provoquée par le ruissellement des eaux de pluies, l'action des vents.

- **Talus aval**

Pour le talus aval on ne prévoit aucune protection car il n'est pas en contact avec les eaux.

- **Talus amont:**

L'imperméabilité sera obtenue par une gaine imperméable qui sera fixée sur le parement amont. C'est également la solution la plus économique et cela quel que soit le type de digue en remblai.

V.1.7.4. Le drain du batardeau amont

On prévoit un dispositif drainant qui permet à la fois de dissiper les pressions interstitielles renfermées par la fondation et d'intercepter le débit de fuite sans dégât.

a) Dimensionnement du Drain tapis

$$L_d = 1/4 L_b$$

L_d : longueur du drain tapis en m

L_b : largeur transversale du batardeau ($L_b = 102.5\text{m}$)

On trouve $L_d = 25\text{m}$

b) Dimensionnement de prisme

- **Hauteur :**

$$h_p = (0.15 \div 0.2) h_b$$

h_{bat} : Hauteur du batardeau ($h_{bat} = 13.70\text{m}$)

$$h_p = 2.30$$

- **Largeur en crête :**

$$B_{dr} = (1/3 \div 1/4) h_p \quad \text{on prend } B_{dr} = 0.6\text{m}$$

- **Fruits des talus :**

$$m_1 = (1 \div 2.5) \text{ on prend } m_1 = 2.5$$

$$m_2 = (1.15 \div 2.5) \text{ on prend } m_2 = 2.5$$

V.1.7.5. Crête du batardeau aval

Le chantier sera protégé par un batardeau au niveau aval du barrage indépendant de la digue. Sa construction est similaire à celle du batardeau amont. Sur la courbe de tarage, on prend cote du plan d'eau qui correspond au débit laminé ($Q=400\text{m}^3/\text{s}$) et on calcule la hauteur du batardeau aval.

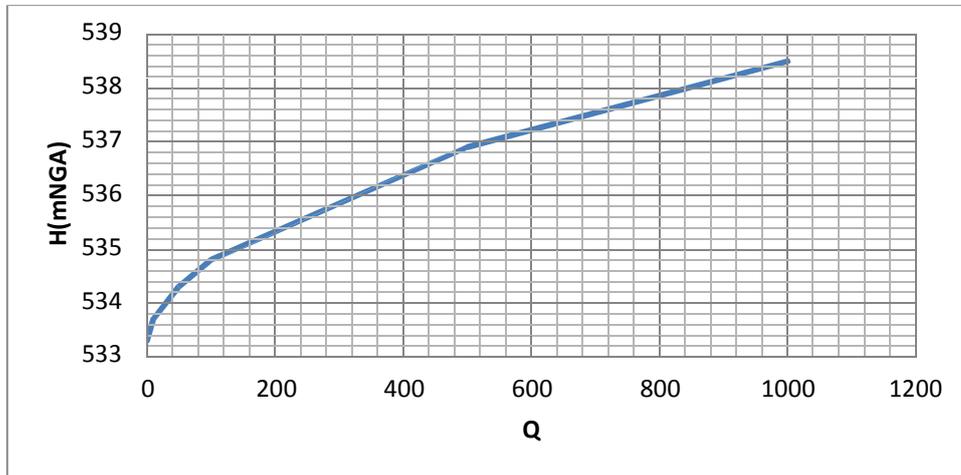


Figure V-4 : courbe de tarage de l'Oued Mellegue

$$H_{\text{bat}} = N_{400} - N_{\text{aval-gal}} + R$$

$$H_{\text{bat}} = 536,4 - 532 + 0,6 = 5\text{m} \quad H_{\text{bat}} = 5\text{m}$$

V.1.7.6. Les talus du batardeau aval

Le choix de la pente des talus amont et aval est en fonction des matériaux de constructions utilisées et leurs caractéristiques ainsi que la hauteur du batardeau. D'après le tableau V-8 qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage.

$$\text{Parement amont } m_1 = 2 \quad \text{Parement aval } m_2 = 2$$

V.1.7.7. Protection des talus du batardeau aval

Les talus du batardeau doivent être protégés contre les dangers naturels tels que l'érosion provoquée par le ruissellement des eaux de pluies, l'action des vents.

- **Talus amont:**

Pour le talus aval on ne prévoit aucune protection car il n'est pas en contact avec l'eau.

- **Talus aval:**

L'imperméabilité sera obtenue par une gaine imperméable qui sera fixée sur le parement aval du batardeau. C'est également la solution la plus économique et cela quel que soit le type de digue en remblai.

V.1.7.8. Le drain du batardeau aval :

On prévoit un dispositif drainant qui permet à la fois de dissiper les pressions interstitielles renfermées par la fondation et d'intercepter le débit de fuite sans dégât.

a) Dimensionnement du Drain tapis

$$L_d = 1/4 L_{bat}$$

L_d : longueur du drain tapis en m

L_b : largeur transversale du batardeau ($L_b = 70\text{m}$)

On trouve $L_d = 17.5\text{m}$

On prend $L_d = 18\text{m}$

b) Dimensionnement de prisme

• Hauteur :

$$h_p = (0.15 \div 0.2) h_b$$

h_{bat} : Hauteur du batardeau ($h_{bat} = 5\text{m}$)

$$h_p = 0.9$$

• Largeur en crête :

$$B_{dr} = (1/3 \div 1/4) h_p \text{ on prend } B_{dr} = 0.3\text{m}$$

• Fruits des talus :

$$m_1 = (1 \div 2.5) \text{ on prend } m_1 = 2$$

$$m_2 = (1.15 \div 2.5) \text{ on prend } m_2 = 2$$

V.2. Ouvrage de vidange de fond :

La vidange de fond constitue un élément très important dans un barrage de retenue. Elle sert notamment à assurer :

- la montée contrôlée du plan d'eau pendant le premier remplissage du barrage.
- le contrôle du plan d'eau en cas d'événement particulier, comme par exemple des instabilités des rives.
- un abaissement du plan d'eau en période de danger.
- l'évacuation de dépôts de sédiments.
- l'alimentation du cours d'eau aval en cas exceptionnels.

V.2.1. Choix de type de vidange

La conduite en charge est la plus économique par rapport à la conduite à surface libre. Du fait qu'elle nécessite aucun accessoire, on opte pour la conduite en charge.

Chapitre V : Les ouvrages annexes

V.2.2. Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite de vidange

➤ Il faut une protection amont afin d'éviter tout problème dû au transport solide (colmatage).

➤ prévoir un dissipateur d'énergie à l'aval pour éviter les affouillements.

➤ Prévoir une bonne assise pour la conduite.

➤ Prévoir le nombre et la position des vannes nécessaires en fonction du type de conduite, de son diamètre, de la charge amont du barrage et du volume stocké.

Quelques dispositifs minimums de vidange qu'on doit tenir en compte sont donnés dans le Tableau (V-9).

Tableau V.9 : type de vidange de fond en fonction de $H^2 \cdot \sqrt{V}$

$H^2 \cdot \sqrt{V}$	Type de conduite	Diamètre (mm)	Nombre de position des vannes
30	P V C ou Acier	(160 – 200) 300 en Acier	Une vanne en aval
30 à 100	Acier	300 - 400	
100 à 300	Acier ou béton en âme tôle	400 – 600	une vanne de garde amont et une vanne avale
300 à 700		600 – 800	
700 à 1500		800 - 1200	
1500	Galerie en béton armé (tuyau posé dans la galerie de visite)		Vanne de garde et vanne réglable en avale.

H : Hauteur du barrage =47.8m

V : Volume d'eau stocké =129.71Mm³

Donc $H^2 V^{0.5} = 26022.11 > 1500$

Dans ce cas la vidange de fond est une conduite en charge, en béton armé (tuyau posé dans la galerie de visite).

V.2.2.1. Calcul hydraulique de la conduite de vidange

Pendant la période d'évacuation par la vidange, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue et du volume entrant à la retenue durant cette période.

Le débit évacué par la vidange de fond sera :

Chapitre V : Les ouvrages annexes

$$Q = \frac{V_u}{T} + Q_0$$

V_u : volume utile en [m³]. $V_u = 129.71 \text{ Mm}^3$

T : Temps de vidange ($10 < T < 21$), on prend $T = 20$ jours

Q_0 : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal à débit moyen annuel).

A.N

$$Q = ((129.71 \cdot 10^6) / (20 \cdot 24 \cdot 3600)) + 3.2$$

$$Q = 78.26 \text{ m}^3/\text{s}$$

V.2.2.2. Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre

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

D'où :

$$S = \frac{Q}{\mu \cdot \sqrt{2g \cdot H}}$$

Q_{vf} : Débit de la vidange de fond (m³/s).

H : charge disponible entre le niveau normal de la retenue et le niveau aval en (m)

$H = 39 \text{ m}$

μ : Coefficient de débit : $\mu \in [0,8 - 0,85]$.

$$S = \frac{78.26}{0,83 \cdot \sqrt{19.62 \cdot 39}} = 3.41 \text{ m}^2$$

Le diamètre de la conduite sera :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 3.41}{3.14}} = 2.08 \text{ m}$$

V.2.2.3. Correction de la valeur de coefficient μ

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \zeta}}$$

$\sum \zeta$: Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières).

- **Coefficient de pertes de charge linéaires**

$$K_{lin} = \frac{125 n^2 L}{D^5}$$

K_{lin} : Coefficient de perte de charge;

n : Coefficient de rugosité [$n = 0,014 \text{ m}^{1/3} \cdot \text{s}$];

D : Diamètre de la conduite ($D = 2.08 \text{ m}$)

L : longueur de la conduite de vidange en [m] ($L = 57.5 \text{ m}$).

$$K_{lin} = 0,019 \quad K_{sing} = 0,52$$

- **Coefficient de pertes des charges singulières**

On a :

$$\xi_{Entrée} = 0,5 \quad , \quad \xi_{sortie} = 1 \quad , \quad \xi_{vannes} = (0,1 + 0,1) = 0,2, \quad \xi_{grille} = 0,26$$

Donc: $\sum \xi_s = 1,96$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (0,52 + 1,96)}} = 0,54$$

$$S = \frac{78,26}{0,54 \times \sqrt{19,62 \times 39}} = 5,24 \text{ m}^2$$

$$D'ou: D_{vf} = \sqrt{\frac{4 \times 5,24}{f}} = 2,58 \text{ m}$$

On prend un diamètre : $D_{vf} = 2,6 \text{ m}$

La conduite étant de diamètre 2,6m.

$$\text{Vitesse de vidange : } V = Q/S \quad \mathbf{V = 14,93 \text{ m/s}}$$

V.3.Ouvrage de prise d'eau

Le but de cet ouvrage est d'assurer le débit de pointe de la demande aval entre le niveau normale de la retenue et le niveau de plus basses eaux, en tenant compte d'un prélèvement d'eau de qualité compatible avec la destination prévue.

V.3.1 Type de prise

1- Prise d'eau en charge

Ce type est représenté par une conduite sous remblai en « âme tôle » ou en acier enrobé de béton .Ce type d'ouvrage est très économique, permettant une prise d'eau avec faible perte de charge et donne l'avantage du regroupement des organes de command au pied aval de la digue.

Chapitre V : Les ouvrages annexes

En outre les inconvénients majeurs et le niveau unique de prise et la fonction non séparée avec la vidange.

2- Prise d'eau flottante :

Dans cette variante, les fonctions de prise et de vidange sont séparées, le prélèvement d'eau s'effectue à une profondeur constante ; l'inconvénient de celle-ci et celui du coût important de sorte qu'elle nécessite des pièces hydromécaniques relativement sophistiqués nécessitant un entretien périodique.

3- Tour de prise :

Cette variante représente l'avantage du prélèvement à différents niveaux, la séparation des fonctions (prise- vidange), mais du point de vue économique elle est plus coûteuse (tour + passerelle), ainsi que la sensibilité aux secousses dues aux séismes.

V.3.2.Choix de type de prise

On opte pour une conduite en acier posée avec la vidange de fond dans la galerie de visite.

V.3.3.Calcul hydraulique de la conduite de prise d'eau

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est en fonction de la demande aval (consommation maximale en aval), de temps de prise et de la charge d'eau minimale.

La consommation maximale est en mois d'Aout : $V_{\max} = 4.28 \text{ hm}^3$

Donc : $Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T}$ avec : T : temps de prise (T=31 jours à raison de 16 h par jour)

D'où $Q_{\max} = 2.40 \text{ m}^3/\text{s}$

$$Q = \mu S \sqrt{2gH}$$

μ : coefficient de débit $\mu = 0,5$

S : section de la conduite en m^2 .

H= 39ms

$$S = \frac{Q}{\mu \sqrt{2gH}}$$

On trouve : $S = 0.173 \text{ m}^2$.

$$d = \sqrt{\frac{4S}{\pi}}$$

$d = 0.469 \text{ m} = 469 \text{ mm}$

V-3-3-2 Correction de la valeur de coefficient μ :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_s}}$$

- **Perte de charge singulière :**

$\sum \xi_s$: Somme des coefficients de pertes de charge singulières elles sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires.

- **pertes de charge linéaires :**

$$\xi_{lin} = \frac{f L}{D} = \frac{125 n^2 L}{D^{1/3}}$$

f : Coefficient de perte de charge;

n : Coefficient de rugosité [$n = 0,011 \text{m}^{1/3} \cdot \text{s}$]

L : longueur de la conduite de prise d'eau en [m] ($L = 57.5\text{m}$).

$$f = 0,019 \cdot L^{2.33}$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (2.33 + 0.35)}} = 0.52$$

$$S = \frac{2.4}{0.52 \times \sqrt{19.62 \times 39}} = 0.17 \text{m}^2$$

$$D'ou: D = \sqrt{\frac{4 \times 0.17}{f}} = 0.465 \text{m}$$

On prend un diamètre normalisé : $D = 500\text{mm}$

Vitesse dans la conduite de prise d'eau :

$$V = Q/S \quad \quad \quad V = 14.12 \text{ m/s}$$

Conclusion

Les ouvrages annexes dimensionner se résume comme suit :

- ✓ une dérivation provisoire constitué d'une galerie de 7m de diamètre ,un batardeau amont de 13.7m de hauteur et un batardeau aval de 5m de hauteur.
- ✓ Une vidange de fond de 2.6 m de diamètre.
- ✓ Une prise d'eau de 500 mm de diamètre.

Chapitre VI

Organisation de chantier

Chapitre VI : Organisation de chantier

Introduction:

L'objectif de ce chapitre est de connaître le délai de réalisation du barrage Ouldjet Mellegue, ainsi l'estimation de coût de notre ouvrage à savoir les moyens matériels tel que les engins mécaniques modernes et rentables, qui destinent à excaver, transporter et bétonner l'ensemble de l'aménagement, ainsi les moyens humains tel que la main d'œuvre.

VI.1. Les différentes phases du chantier

Dans la réalisation d'un barrage on distingue quatre phases principales, et elles sont comme suit :

- Ouverture des accès au chantier et aux zones d'emprunts.
- Installation de chantier.
- Travaux hors crue.
- Construction des ouvrages.
- Fermeture de la vidange et mise en eau .

VI.1.1. Ouverture des accès au chantier et aux zones d'emprunts

L'ouverture des accès est indispensable, est cela afin de faciliter l'accès du personnel, des engins au chantier et aux zones d'emprunts.

VI.1.2. Les installations de chantier

Le chantier doit être équipé des installations qu'on site ci-dessous :

- Installations destinées au personnel
- Installations destinées au stockage des matériaux.
- Installation destinées a la préfabrication.
- Installation destinées a la réparation des engins.
- Installations destinées au stockage des carburants.

Ces installations doivent être placées soigneusement.

VI.1.3. Travaux hors crue

Des travaux préparatoires en fond de vallée consistent à :

- réaliser les injections de consolidation
- la réalisation de dérivation provisoire

VI.1.4. Construction des ouvrages

La construction des ouvrages comprend quatre grandes parties :

- les terrassements.
- la construction de la digue

Chapitre VI : Organisation de chantier

- la construction de l'évacuateur
- les travaux d'injection et de drainage depuis les galeries
- la construction de prise et la vidange de fond

VI.1.5. Fermeture de la vidange et mise en eau

Après avoir achevé tous les travaux de réalisation du barrage il vient la dernière étape, qui consiste à fermer la vidange de fond est le remplissage de la retenue.

VI.2. Planification des travaux

La planification consiste à rechercher constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre. Son objectif est de s'assurer que tout le travail se fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau).
- A temps (sans retard).
- Economique (avec des bénéfices).

VI.2.1. les données préparatoires

Le travail de planification nécessite les étapes suivantes :

- 1) Collection des informations concernant les plans d'architecture, le cahier de charges, les normes de travail et de matériels, le prix des matériaux, et la grille des salaires.
- 2) La décomposition du projet : on décompose le projet en opérations soit en éléments de construction (voiles, semelles, ... etc.), soit suivant la ressource à utiliser (terrassements, coulage, ferrailage, ... etc.).
- 3) Prévoir la relation entre opérations ; il existe deux types de relations :
 - Relation logique (exemple on ne peut pas faire le bétonnage avant le ferrailage)
 - Relation référentielle (réaliser le maximum de taches au même temps)
- 4) Attribution des durées : temps de réalisation de chaque opération par la formule suivante :

$$T=Q/(n.R)$$

T : Temps de travail

Q : Quantité de travail

n: normes de travail

R : Ressource.

- 5) Conception du réseau.

Pour trouver la durée de réalisation de notre aménagement, il existe plusieurs méthodes de planification, notre travail est basé sur les trois méthodes qui sont :

- ✓ Méthode basée sur le réseau à nœud ou méthode C.P.M .

Chapitre VI : Organisation de chantier

- ✓ Méthode basée sur le tableau
- ✓ Méthode basée sur le graphique (diagramme de Gantt) ou méthodes des barres

VI.2.2. Symboles et durées des différentes opérations

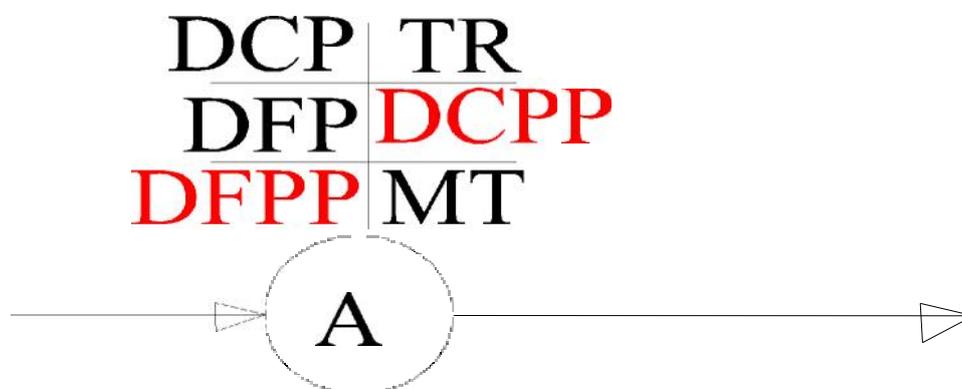
Le tableau ci-après nous donne les différentes opérations qui compose le projet ainsi que leur temps de réalisation

Tableau VI-1 Symboles et durées des opérations

Opération	Désignation	Temps de réalisation (mois)
Installations et accès	A	7
Excavations à ciel ouvert rive droite	B	3
Excavations à ciel ouvert rive gauche	C	2
Excavations à ciel ouvert lit d'oued	D	2
Excavations Galerie souterraines	E	4
Bétonnage Galerie souterraines	F	3
Pré-batardeau	G	1
galerie de dérivation	H	4
Batardeau amont	I	3
Batardeau aval	J	2
Construction de la digue en BCV	K	8
Construction du Bassin de dissipation	L	4
Construction du déversoir et le coursier	M	3
Prise d'eau	N	2
Vidange de fond	O	1
Injections et drainage	P	1
L'équipement hydromécanique	Q	1
Travaux de finition	R	1

VI.2.3 Planification avec réseau a nœuds

Cette méthode consiste à faire le calcul allé et retour en utilisant les paramètres de la grille suivante :



Tel que :

A : Opération (tache)

TR : temps de réalisation

DCP : date de commencement au plus tôt

DCPP : date de commencement au plus tard

DFP : date de finition au plus tôt.

DFPP : date de finition au plus tard.

MT : marge totale.

$$\text{Et : } \begin{cases} DFP = DCP + TR \\ DCPP = DFPP - TR \\ MT = DFPP - DFP \\ DCP_i + TR = DFP_i \\ DFP_i = DCP_{i+1} \end{cases}$$

✓ Détermination du chemin critique (C C)

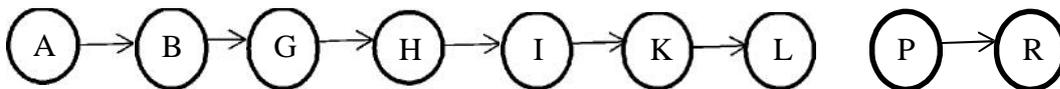
C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle . Donc pour retrouver un chemin critique, il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{CC} = D.T.Pcc \end{cases}$$

N.B

Le réseau a nœuds est sur la planche N°

Représentation du chemin critique.



$$DTR = TR = 7+3+1+4+3+8+4+1+1 = 32 \text{ mois}$$

D'après le réseau à nœuds le temps de réalisation est de **32 mois**.

VI.2.4. Planification avec la méthode de tableau

Elle s'applique à base du réseau à flèche.

Les résultats de calcul par cette méthode sont donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI-2 : détermination du chemin critique par la méthode du tableau

Opération		TR(mois)	D.P		D.F.P		MT
			D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
1-2	A	7	0	7	0	7	0
2-3	B	3	7	10	7	10	0
2-4	C	2	7	9	8	10	1
4-3	/	0	9	9	10	10	1
2-5	D	2	7	9	9	11	2
3-6	G	1	10	11	10	11	0
5-7	E	4	9	13	11	15	2
6-8	H	4	11	15	11	15	0
7-9	F	3	13	16	15	18	2
8-9	I	3	15	18	15	18	0
8-10	J	2	15	17	16	18	1
10-9	/	0	17	17	18	18	1
9-11	K	8	18	26	18	26	0
11-12	L	4	26	30	26	30	0
11-13	M	3	26	29	27	30	1
11-14	N	2	26	28	27	29	1
13-12	/	0	29	29	30	30	1
12-16	O	1	30	31	30	31	0
14-15	P	1	28	29	29	30	1
15-16	Q	1	29	30	30	31	1
16-17	R	1	31	32	31	32	0

D'après le tableau ci-dessus le temps de réalisation est de **32 mois**.

VI.2.5. Planification avec la méthode de GANT

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux afin de planifier avec le diagramme à barres.

N.B

Le diagramme de Gantt est représenté sur la planche N°

VI.3. Personnels et matériels nécessaires

Afin de réaliser le barrage d'Ouldjet Mellegue il faut disposer de moyens humains et matériel qu'on site ci- dessous.

- ✓ **Les moyens humains**
 - Conducteurs des travaux
 - Contre maître
 - Topographes

Chapitre VI : Organisation de chantier

- Ouvriers.
- ✓ **Les moyens matériels**
 - Camion benne : pour le transport des déblais et les matériaux de construction.
 - Pelle hydraulique : pour le creusement des fouilles.
 - Pompe immergée : pour l'évacuation des eaux de chantiers en période hivernale.
 - Camion-citerne : pour le transport de carburant aux engins et transport de l'eau pour la confection de béton.
 - Compacteur : pour le compactage des matériaux de construction de la digue.
 - Grue à portique : pour la mise en place de béton et pour placer le coffrage ainsi les aciers.
 - Camion malaxeur : pour la préparation de béton et en meme temps son transport.

Conclusion

L'organisation du chantier est d'une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet.

CONCLUSION GENERALE

Dans ce projet de fin d'étude nous avons essayé de traiter l'étude d'avant-projet détaillée des ouvrages annexes du barrage Ouldjet Mellegue a oued Mellegue dans la wilaya de Tébessa.

Le barrage étant en béton compacté au rouleau qui contient un évacuateur de crues central a coursier lisse, une galerie de dérivation de 7m de diamètre ,une vidange de fond de 2.6 m de diamètre et conduite de prise d'eau de 500 mm de diamètre. Les principaux niveau de ce barrage sont comme suit :

- Cf m(m NGA) : 533 (cote du fond)
- NVM (m NGA) : 553.5 (niveau du volume mort)
- NNR (m NGA) : 574 (niveau normal de la retenue)
- NPHE (m NGA) : 577.8 (niveau des plus hautes eaux)
- NCB (m NGA) : 579.8

Le barrage Ouldjet Mellegue peut assurer la pérennité de l'irrigation, permettant ainsi le développement du secteur de l'agriculture avec la mise en valeur de nouvelles terres agricoles.

Références Bibliographiques :

- [1] ANBT (2005) Rapports de l'étude de faisabilité du Barrage OULDJET MELLEGUE W.TEBESSA .
- [2] ANTON. J. S, HENRI. P(2010) *Les barrages*, Volume 17, école lausane ,suisse, livre 714p.
- [3] DESIGN OF SMALL DAMS (1987) *United States of the Department of the interior*, Bureau of Reclamationm Third Edition , livre 860p.
- [4] KHATSURIA. R.M (2005) *Hydraulics of Spillways and Energy Dissipators* Georgia Institute of Technology Atlanta, Georgia , livre 649p.
- [5] MINOR.H.E, HAGER W.H (2000) *Hydraulics of Stepped Spillway*, Zurich, livre 512p.
- [6] ROCHE.M (1963) *Hydrologie de surface*. ORSTOMP. Gauthier-Villars Editeur, livre 429p.
- [7] ROLLEY.R (1997) *Technique des barrages en aménagement rural*. Edition Eyrolles.
- [8] TOUAIBIA. B (2004) *Manuel pratique d'hydrologie*, ENSH Blida, 166p.
- [9] TOUAIBIA.B et BENLAOUKLI.B (2004) *Introduction au dimensionnement des retenues collinaires*, ENSH Blida, 54p.
- [10] WILLIH ANTON.J.S (2010) *Constructions hydrauliques*, Volume 15, école lausane, suisse, livre 597p.

Annexes

Série des pluies max journalière de la station Ouenza (120401) en mm

		sept	oct	nov	Dec	Janv	Fev	mars	Avril	mai	Juin	Juil	Aout	annuel
1970	Pmaxj	0	23,2	2	7,8	11,8	16,5	4	8,6	15,7	6,5	2,6	19,1	33.2
	totaux	0	25,1	2	10	24,9	35,7	9,8	11,7	48,9	11,5	5,5	19,3	204.4
1971	Pmaxj	8	9,1	4	5	6,5	2,2	4,7	6,8	13,5	9,1	7	1	13.5
	totaux	35,4	32,9	6	11	32,5	6,7	17,2	23,4	18,9	26,2	12	2,5	224.7
1972	Pmaxj	24,6	55,5	2,5	16	13	11	32	20	0,3	6,6	8,3	5,6	55.5
	totaux	59,6	81,4	2,5	37,3	42	41,9	136,7	45,1	0,3	16,7	13,8	21,4	498.7
1973	Pmaxj	4	4,2	1,9	0	1	9,1	7	11,1	33,6	1,9	4,8	2,8	33.6
	totaux	7	4,2	2,1	0	2,5	29,5	19,9	44,9	35,4	3,9	4,8	2,8	157
1974	Pmaxj	6,5	13	15,4	3,6	11,6	26	13,1	47	21,2	0,7	6	7	47
	totaux	16,6	18,3	16,8	8,6	17,9	74,2	26,3	57,7	42,6	1,1	6	12,5	298.6
1975	Pmaxj	8,6	3,5	44	4,9	14,6	4,8	18,6	20,9	19,3	13,5	4,9	0	44
	totaux	21,8	4	53,6	8,6	22,7	26	60	39,8	56,1	33,7	4,9	0	331.2
1976	Pmaxj	1,3	8,5	26,5	17,8	11,4	1	33,8	18,3	32,7	32	0	13,9	33.8
	totaux	1,3	32,8	77,7	19,1	30,6	2,3	48,5	39,6	70,2	37,5	0	17,2	376.8
1977	Pmaxj	4,4	0,5	26,7	0,9	2	19,3	21	7,5	10,7	2,8	0	12,8	26.7
	totaux	11,2	0,5	58,6	1,7	4,8	29,8	39,6	22,8	21,5	2,8	0	21,6	214.9
1978	Pmaxj	0	11	3,2	6,4	1,1	9,7	11,6	12,5	16,8	33,5	0	0	33.5
	totaux	0	16,5	4,2	7,5	2,3	35,1	31,6	57,8	38,8	75,8	0	0	269.6
1979	Pmaxj	35,9	5,2	12,7	0,7	11,3	11	31,7	18,5	24,4	3,5	0	6,7	35.9
	totaux	102	15,9	19,6	0,7	25,5	16,6	50,2	28,1	30,3	3,5	0	6,7	299.1
1980	Pmaxj	12,3	0,5	8,7	32,5	10,9	6,5	9,6	13	1,1	22	0	33,7	33.7
	totaux	22,1	0,5	25,1	54,2	16,7	25,4	24,6	22,5	2,5	29,2	0	44,2	267
1981	Pmaxj	26	8	1,5	13,3	10,2	19,7	8	19	26,3	10,7	14,4	0	26.3
	totaux	51,1	12,7	1,5	17,1	13,6	34	24,4	54,5	59,8	18,7	16,1	0	303.5
1982	Pmaxj	5,2	6	24	4,9	4,36	19,6	0,7	2,5	11	0,3	0	0	19.6
	totaux	14,38	18,26	31,23	11,23	8,53	37,38	2,32	2,5	21	0,9	0	0	147.73
1983	Pmaxj	1,1	4,6	24	1,7	11,5	27	35	8	0	5,3	5,5	2,5	35
	totaux	1,1	10	29,5	4,5	35,8	68,4	41,5	13,7	0	8,9	5,5	3	221.9
1984	Pmaxj	10	10	2,5	6,6	5,2	6	24	4,9	45,8	0,5	0	0	45.8
	totaux	12,7	28	3,2	26,5	12,6	18,6	39	13	54	0,7	0	0	208.3
1985	Pmaxj	2,5	3,7	0	2,5	8,5	11,5	18,5	0,7	2,5	11	0,3	12,2	18.5
	totaux	5,9	5,7	0	2,5	17,2	15,1	46,8	1,2	4,1	29	0,3	21,4	149.2
1986	Pmaxj	16	15,5	18	21,5	8,5	11,5	21,5	13	16	0	16,5	12	21.5
	totaux	39	29,2	38	40,3	21,7	20,1	48,9	13	36,2	0	30,8	13	330.2
1987	Pmaxj	6,5	11,5	13,2	1	7,1	3,5	8,4	27	37	24	12	10,6	37
	totaux	7,5	20,5	18,2	1,7	14,5	3,9	11,3	34	78,9	34,2	14,1	10,6	249.4
1988	Pmaxj	6,2	16,5	12	10,5	6,5	9,5	3	10	18	23	28,1	16,5	28.1
	totaux	8,3	17,5	22,7	38,7	6,5	19,2	3,7	16	20,8	36	30,2	24,5	244.1
1989	Pmaxj	24,4	11,5	17	4,5	34	0	36	11	38,5	11	11	38	38.5
	totaux	30,4	11,5	24,4	6	55,1	0	58	33,6	79,1	11,5	17,8	69,5	396.9
1990	Pmaxj	15,2	15,2	29	26	15,5	13,5	24,3	9	11,5	18,5	0	1,5	29
	totaux	29,8	15,2	78,5	51	20,7	28,1	51,1	41,5	33,7	18,5	0	1,5	369.6
1991	Pmaxj	9,5	7	11	3,5	7	8	20	8	61,3	0	0	0	61.3
	totaux	16,8	18,3	11	6,5	19,3	20,3	31,5	26,6	97,2	0	0	0	247.5
1992	Pmaxj	3,5	8	8,5	20	2	5,3	7	0,5	9	11	0	0,8	20
	totaux	5,5	14,3	32,7	37	3,6	20,8	19,1	0,5	17	12	0	0,8	163.3
1993	Pmaxj	0	3,5	0	3	1,2	2,4	6	4	0	2	0	0	6
	totaux	0	5,3	0	7,7	1,2	5,1	6	6,5	0	2	0	0	33.8
1994	Pmaxj	1,5	5,6	1,6	0	10	0	5,8	6,3	0	17,5	3	28,5	28.5

	totaux	2,4	9,7	1,6	0	28	0	15,8	6,3	0	62,3	3	33,5	162.6
1995	Pmaxj	30,3	40	3,7	3,8	10	11	31	13	11,5	3,5	38	8,7	40
	totaux	120,8	51	8,3	5,6	21,3	56,7	38	24	23,7	8,5	41	14,8	413.7
1996	Pmaxj	17,5	5,3	0,5	3	16	5,3	9,8	48	9,8	15,5	5,8	23	48
	totaux	36,9	5,3	0,7	7,6	28,2	5,3	17,7	79,9	17,8	21,7	6,1	36	263.2
1997	Pmaxj	14,5	2,5	20	8	1,5	4,4	4,4	23,5	22,6	10	0	9,5	23.5
	totaux	48,9	4	56,2	35,4	4,2	8,8	13,4	36,5	25,9	19,5	0	22,8	275.6
1998	Pmaxj	47,5	6,8	40	0	12,5	6,2	15,2	5,5	9,8	11,4	24,6	1	47.5
	totaux	56,5	16,1	71,2	0	51,5	6,2	26,2	5,5	22,3	22,7	24,6	1	303.8
1999	Pmaxj	40	4,2	16	7,2	2	8,5	4,5	4,2	49	28,5	0	15	49
	totaux	90,7	5	24,2	13,2	2	8,5	4,5	8,7	146,4	56	0	17	376.2
2000	Pmaxj	7,1	12	0,6	4,3	10	5,6	4,2	13,7	21	0	0	0	21
	totaux	12,7	19	0,6	5,3	37,2	17,9	6,4	15,7	39	0	0	0	153.8
2001	Pmaxj	25	11	10	0	2,1	5,3	0	7	6,1	13	13,3	6,6	25
	totaux	64,6	19	11,4	0	2,1	5,3	0	15	20,6	21,7	18,9	18,8	197.4
2002	Pmaxj	3	3,7	11	5	40	5,7	13	7,4	10,6	7,5	5,4	3,2	40
	totaux	4	6,4	46,3	19,1	88,6	15,5	15,8	30,8	19,9	7,5	5,4	3,2	262.5
2003	Pmaxj	7	31	1	28	3,5	3,7	9	12,5	20	32,1	2,9	48	48
	totaux	13,8	55,4	1,7	81	5,2	3,7	35,8	18,6	75,9	64,1	2,9	49	407.1
2004	Pmaxj	7,3	8,9	28,8	18	17	18,1	8,8	18,5	0	3	1,6	3	28.8
	totaux	12,5	17,5	80,8	67,9	17,4	40,9	12,8	18,5	0	6,5	2,6	3	280.4
2005	Pmaxj	12,6	13	2,6	2,3	32	3	0	8	63,6	1,5	3	2,6	63.6
	totaux	20,6	14	4,8	2,3	49,5	3	0	12,4	91,9	1,5	3	2,6	205.6
2006	Pmaxj	0	31,4	1,7	7,6	2,7	2,2	7,6	11	3,2	15	1,5	2,5	31.4
	totaux	0	45,3	1,7	17,9	4,3	6	18,1	40,9	5,2	15	1,5	6,4	162.3
2007	Pmaxj	9,6	3,2	2	8,4	0	1,4	2,6	5,6	20,6	4,7	0	9	20.6
	totaux	16,9	7,7	3,6	14,7	0	1,4	9,5	5,6	45,8	9,2	0	21,6	136
2008	Pmaxj	10	15,5	4	15,1	27,5	1,5	15	45,3	14,5	0	21,5	2	45.3
	totaux	30,3	19	12,8	15,4	58	2	27,6	129,7	24,4	0	23	6,4	348.6
2009	Pmaxj	14	12,1	0	1,5	19,2	12,5	8,9	33	27,6	5,7	6	5,1	33
	totaux	43,4	12,1	0	3,8	33,2	13,1	24,7	78	56,2	10,7	6	5,1	286.3

Source A.N.R.H

Série des apports mensuels de la station Ouenza(120401) en hm3

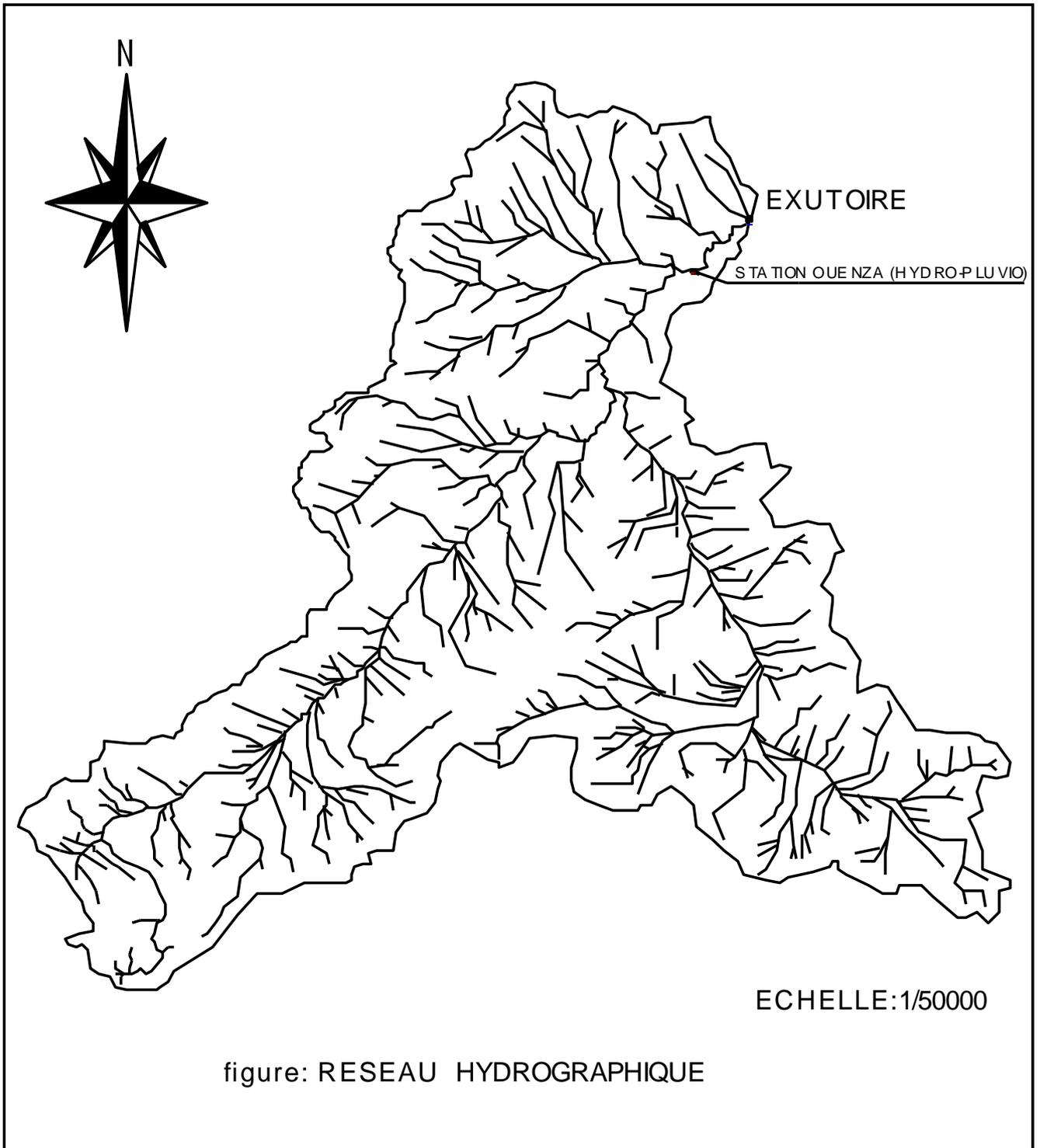
	sept	oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	annuel
1972/1973	9,42	51,74	0,74	0,87	4,77	2,92	77,55	24,27	1,36	1,77	0,46	4,93	180.82
1973/1974	0,38	0,39	0,33	19,18	1,03	1,47	0,95	1,79	1,12	0,55	0,38	0,09	27.66
1974/1975	2,87	1,26	0,92	0,45	0,94	30,93	1,17	22,69	3,59	2,34	0,09	0,31	67.57
1975/1976	11,41	2,41	36,2	1	1,09	0,6	7,7	4,03	10,44	13,75	0,08	3,41	92.12
1976/1977	0,6	0,12	25,52	0,54	0,44	0,67	4,18	2,32	4,53	5,24	0,01	2,71	46.87
1977/1978	0,13	4,92	0,12	0,34	0,11	1,76	0,85	35,99	3,79	8,13	0,82	0,16	57.12
1978/1979	70,82	8,36	1	0,36	0,35	0,72	14,87	0,93	1,46	0,07	0	0	98.94
1979/1980	0,80	0,00	0,98	22,33	3,20	1,31	1,15	1,34	1,17	4,90	0,17	1,77	39.13
1980/1981	3,84	1,72	0,21	0,51	0,24	0,63	0,79	25,43	50,37	1,33	0,09	0,03	85.19
1981/1982	0,01	0,00	0,01	0,02	0,01	0,01	0,01	0,00	0,01	0,01	0,00	0,00	0.09
1982/1983	0,03	0,01	0,01	0,01	0,32	24,93	8,05	0,73	0,05	0,05	0,01	11,03	45.24
1983/1984	2,65	19,27	0,23	22,76	4,90	7,94	2,41	1,24	7,93	6,22	0,01	0,00	75.56
1984/1985	4,82	6,49	0,10	0,22	0,67	0,16	2,07	0,28	17,34	17,30	7,66	3,20	60.31
1985/1986	16,77	20,73	7,37	1,74	0,61	0,43	3,92	0,39	3,46	1,15	4,82	4,03	65.42
1986/1987	3,07	0,10	1,55	0,03	0,04	0,02	0,04	13,60	35,36	34,41	3,94	4,43	96.59
1987/1988	0,76	31,79	3,58	1,49	0,39	1,42	0,15	0,43	3,70	22,34	9,28	1,35	76.69
1988/1989	29,53	2,67	0,19	0,26	45,55	2,08	5,23	6,86	36,10	2,14	1,50	52,70	184.81
1989/1990	16,65	2,99	59,96	23,15	8,63	2,38	13,58	16,48	4,57	16,87	0,13	0,04	165.42
1990/1991	2,55	5,09	3,80	0,73	0,73	7,79	0,63	2,35	22,12	2,15	1,61	0,72	50.27
1991/1992	1,44	3,47	10,49	1,29	3,10	0,79	1,52	1,66	8,66	2,86	0,02	0,00	35.30
1992/1993	4,68	3,22	0,23	3,89	0,42	0,21	0,04	0,01	1,56	0,17	0,00	0,57	15.00
19943/1994	3,36	2,43	0,07	0,00	0,24	0,04	0,09	0,67	0,02	47,69	4,04	5,00	63.66
1994/1995	180,05	48,91	0,08	0,54	10,82	6,72	21,69	1,91	30,07	8,72	0,79	0,83	311.13
1995/1996	3,11	0,00	0,00	0,02	1,05	0,03	0,04	2,02	0,55	5,81	1,63	3,22	17.48
1996/1997	28,70	1,71	9,34	7,53	2,95	1,16	2,98	1,79	1,05	10,10	3,03	0,00	70.34
1997/1998	21,69	31,44	17,44	0,90	5,30	0,84	2,27	0,36	1,20	1,80	0,80	0,00	84.05
1998/1999	25,62	6,03	0,47	4,32	0,01	0,01	0,02	0,00	86,85	26,85	0,03	0,00	150.21
1999/2000	15,02	13,59	0,13	0,41	1,07	3,75	0,36	8,69	3,81	0,03	0,01	0,01	46.87
2000/2001	13,20	13,21	12,12	0,24	0,04	0,05	0,06	3,93	7,23	16,95	8,92	0,01	75.95
2001/2002	4,07	6,52	30,76	5,91	44,63	11,05	3,04	19,02	1,14	1,66	2,19	0,01	130.01
2002/2003	7,76	15,60	0,22	76,20	8,04	0,29	4,24	2,89	21,02	2,44	0,21	14,09	152.99

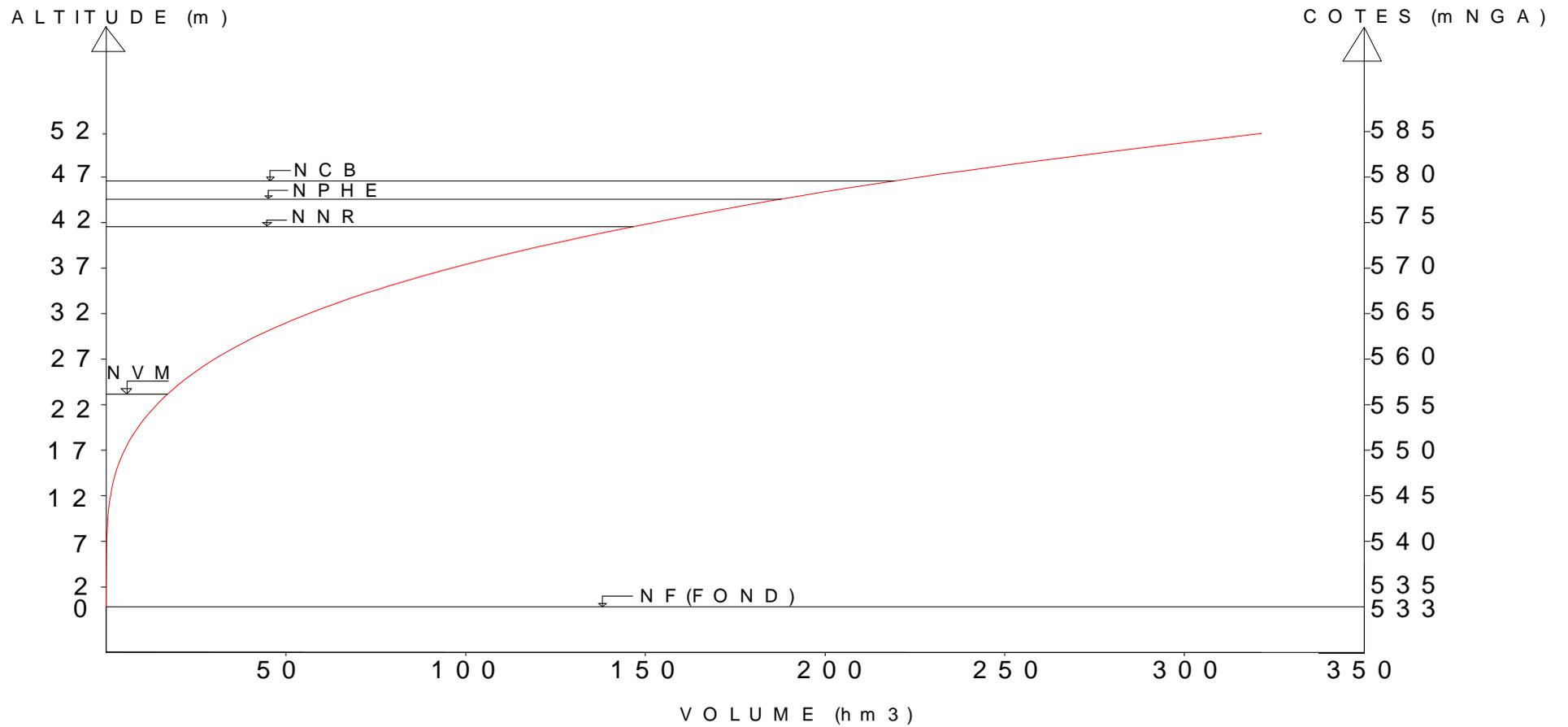
Source A.N.R.H

Série des débits max journaliers de la station Ouenza (120401) en m³/s

	sept	oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	annuel
1972/1973	106,9	543,4	0,36	0,86	28,8	14,72	466,5	230	0,72	80	0,26	103	543,4
1973/1974	0,91	1,69	0,25	72,5	0,68	1,98	1,69	29,7	66,25	2,52	9,5	0,05	72,5
1974/1975	42,04	8,3	6,06	0,25	3,73	509,6	0,8	38	50	131	0,17	1,98	38
1975/1976	220,2	39,75	624,36	0,44	0,85	0,32	165,4	61,4	264,2	352,2	0,04	87,77	624,36
1976/1977	33,4	0,36	516	0,29	0,18	3	35	37,85	356,6	233,4	0	46,4	516,00
1977/1978	0,08	149,4	0,26	8,87	0,04	20,5	10	526,08	37,75	195	1,05	0,11	526,08
1978/1979	471,6	88,05	4	0,17	0,4	1,6	343,4	6	34,75	0,65	0	0	471,60
1979/1980	11,50	0,02	44,05	511,56	38,50	2,55	34,00	6,03	16,00	110,00	11,50	140,40	511,56
1980/1981	41,50	23,40	0,24	5,00	0,17	2,64	3,02	419,00	431,50	18,79	0,40	0,01	431,50
1981/1982	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,00	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
1982/1983	0,06	0,01	0,01	0,01	0,43	99,70	52,70	2,71	0,06	0,12	0,01	61,00	99,70
1983/1984	12,10	81,20	0,42	174,00	20,20	25,20	9,18	5,02	38,80	30,30	0,02	0,00	174,00
1984/1985	31,10	59,60	0,06	0,26	5,46	0,21	10,40	0,13	175,00	36,50	51,20	13,90	175,00
1985/1986	261,40	216,40	89,80	4,63	0,59	0,59	80,85	4,50	61,26	36,02	81,05	129,00	261,40
1986/1987	79,72	1,52	35,58	0,36	1,25	0,02	0,58	486,62	314,20	293,87	87,84	146,20	486,62
1987/1988	13,66	1601,60	62,64	12,36	0,24	15,48	0,09	1,65	106,60	228,50	369,70	14,85	1601,60
1988/1989	414,30	53,28	1,73	1,05	448,00	3,65	94,40	169,25	222,00	11,40	32,00	48,12	448,00
1989/1990	64,00	34,70	281,00	59,00	34,70	1,27	50,08	192,00	32,30	268,20	1,25	0,09	281,00
1990/1991	16,10	34,10	35,09	1,80	1,88	87,00	1,25	9,87	470,80	9,20	23,60	0,27	470,80
1991/1992	16,00	45,00	62,40	3,72	16,00	0,37	9,20	17,52	32,30	85,32	0,03	0,00	85,32
1992/1993	125,00	142,00	1,25	80,28	0,37	0,20	0,03	0,02	30,40	4,50	0,00	9,87	142,00
19943/1994	95,40	26,70	0,12	0,00	0,30	0,03	0,41	23,00	0,07	193,00	26,70	95,40	193,00
1994/1995	1003	625,00	0,16	1,50	159,50	32,30	211,0	16,00	32,30	89,04	16,10	4,50	1003,00
1995/1996	41,60	0,00	0,00	0,03	16,00	0,03	0,08	23,60	9,20	247,00	51,00	12,68	247,00
1996/1997	642,00	6,30	267,00	23,60	2,25	1,50	62,40	25,90	12,40	616,80	1,77	0,00	642,00
1997/1998	492,80	247,00	59,05	0,82	30,18	0,63	24,46	0,43	43,00	66,60	3,75	0,00	492,80
1998/1999	769,00	66,60	6,90	147,90	0,01	0,42	1,17	0,01	1200	821,00	0,21	0,41	1200,00
1999/2000	616,80	425,60	0,25	6,80	2,65	153,00	12,40	566,40	89,04	0,03	0,01	0,02	616,80
2000/2001	228,50	405,00	302,50	0,47	0,02	0,06	0,06	115,68	160,33	718,20	211,00	0,01	718,20
2001/2002	129,00	283,00	377,70	32,30	521,04	19,80	13,84	246,00	6,30	25,90	207,00	0,01	521,04
2002/2003	207,00	153,00	1,76	847,00	18,28	0,47	27,95	19,04	400,00	26,00	9,30	899,00	899,00

Source A.N.R.H

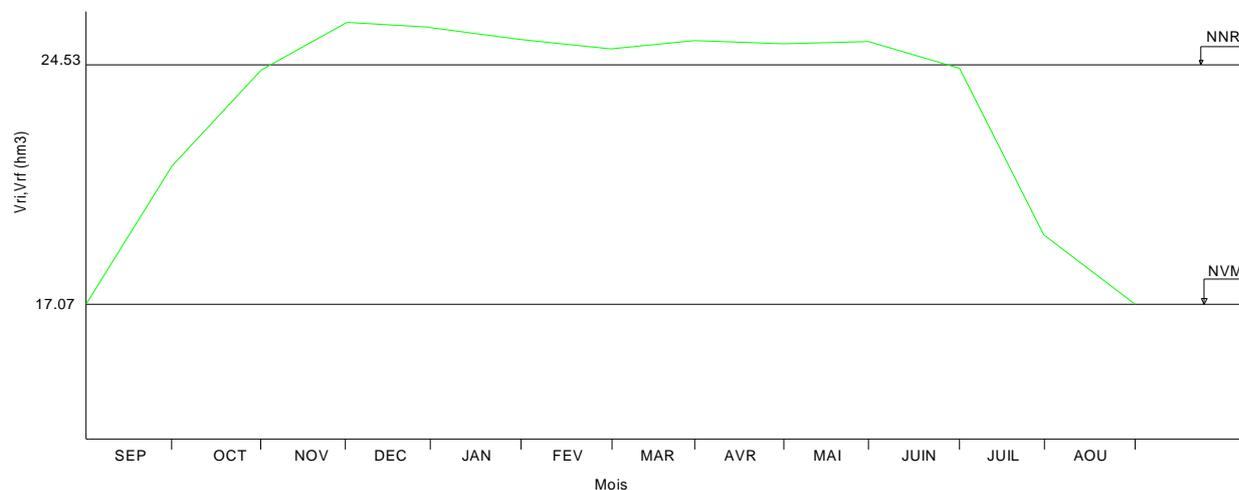




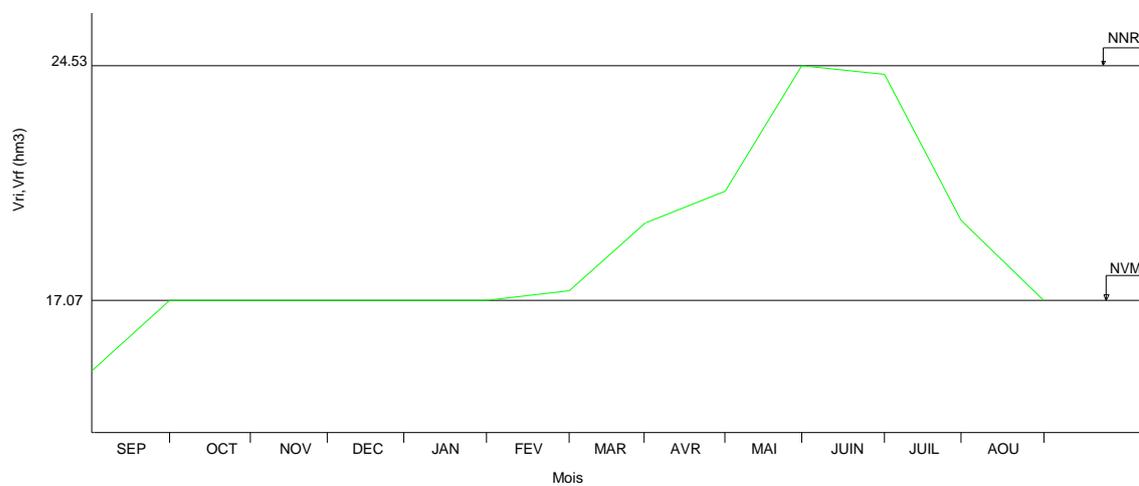
Courbe (volumes- hauteurs)

Graphiques d'exploitation (régularisation saisonnière avec pertes)

1^{er} consigne (evacuation par l'évacuateur de crues)

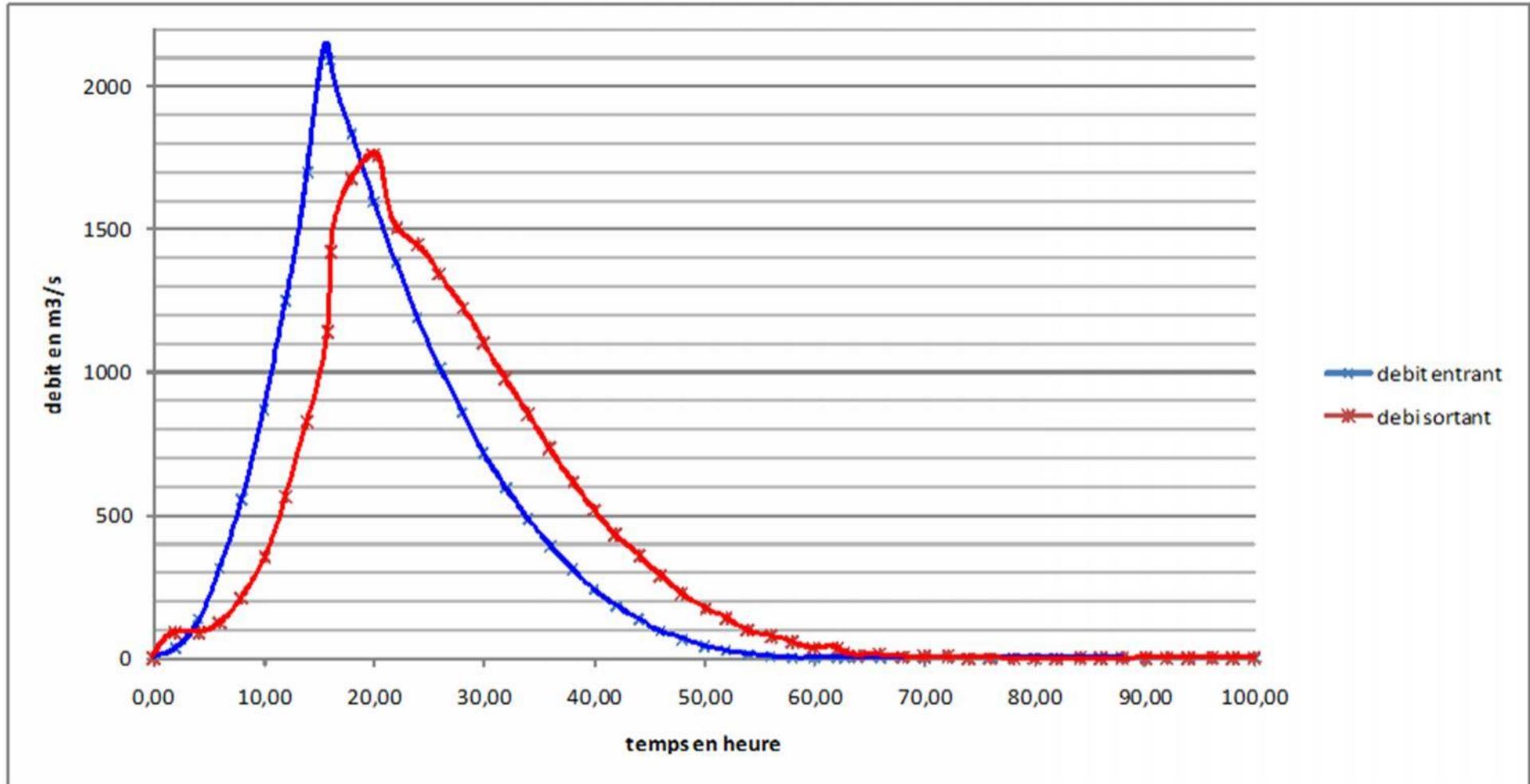


2^{ème} consigne (evacuation par la vidange de fond)



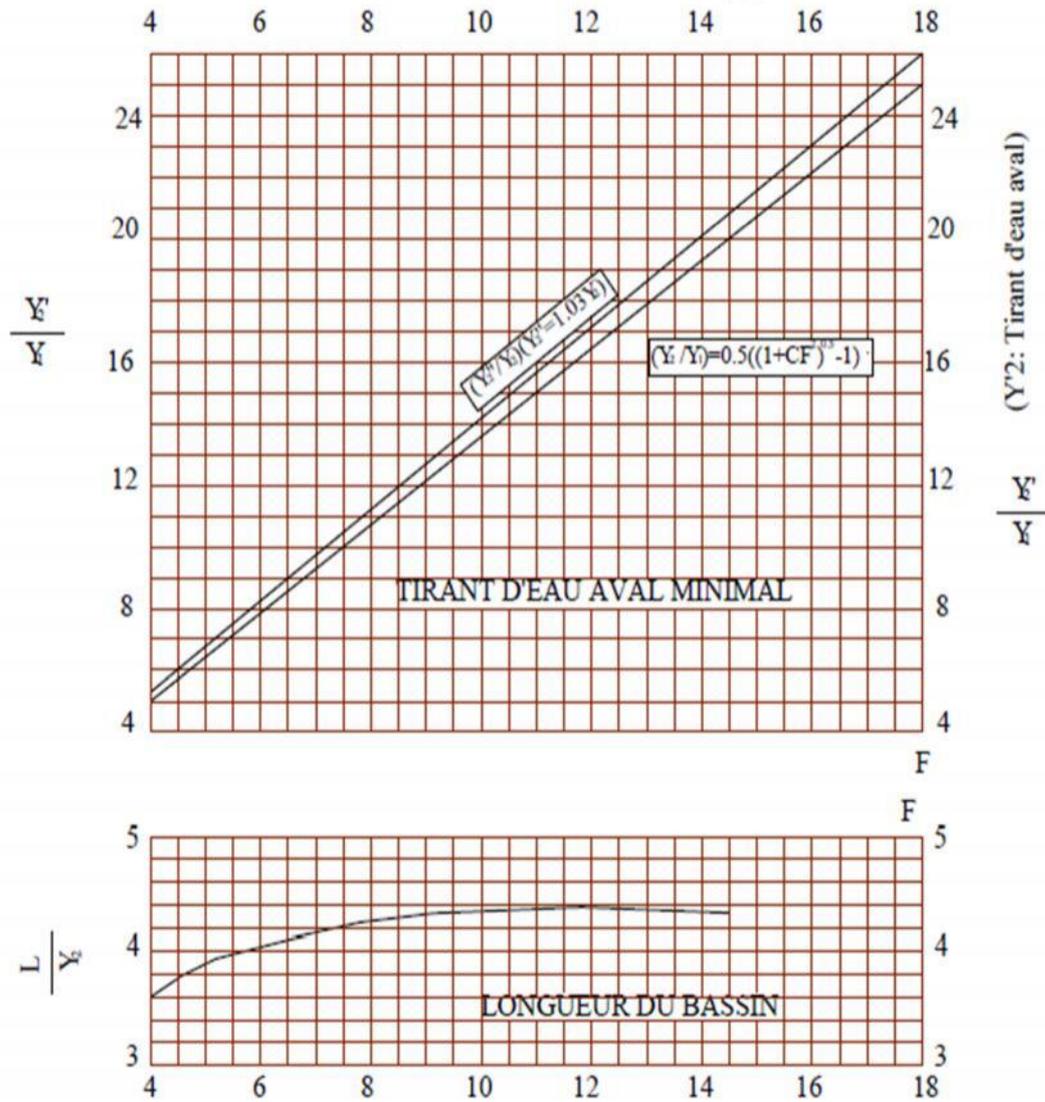
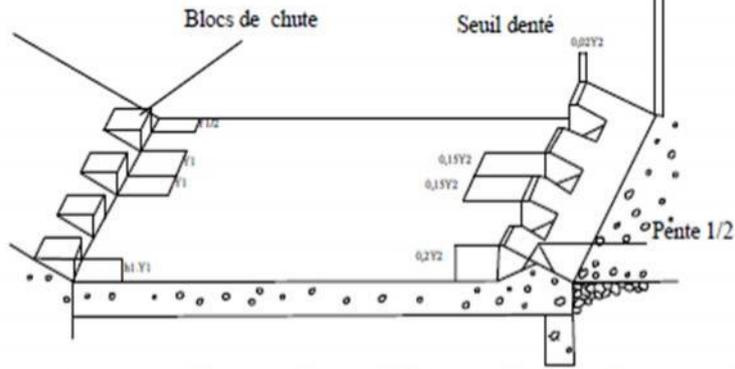
Laminage des crues dans le barrage pour b=110 m, par la méthode de Hildenblat

T	Qi	Q bar	Q bar-q	(Q bar - q)*dt	v+0,5*q*dt	q
0	0	17,345	17,345	124884	146760000	0
2	34,69	86,725	0,195	1404	146884884	86,53
4	138,76	225,48	138,9	1000080	146886288	86,58
6	312,2	433,615	307,025	2210580	147886368	126,59
8	555,03	711,13	496,12	3572064	150096948	215,01
10	867,23	1058,025	700,125	5040900	153669012	357,9
12	1248,82	1474,3	914,77	6586344	158709912	559,53
14	1699,78	1915,99	1093,01	7869672	165296256	822,98
15,68	2132,2	2110,59	972,82	7004304	173165928	1137,77
16	2088,98	1960,5	542,56	3906432	180170232	1417,94
18	1832,02	1714,535	40,335	290412	184076664	1674,2
20	1597,05	1490,07	-265,54	-1911888	184367076	1755,61
22	1383,09	1286,115	-223,225	-1607220	182455188	1509,34
24	1189,14	1101,68	-343,37	-2472264	180847968	1445,05
26	1014,22	935,79	-410,37	-2954664	178375704	1346,16
28	857,36	787,465	-440,505	-3171636	175421040	1227,97
30	717,57	655,72	-445,39	-3206808	172249404	1101,11
32	593,87	539,57	-433,26	-3119472	169042596	972,83
34	485,27	438,025	-410,035	-2952252	165923124	848,06
36	390,78	350,11	-379,86	-2734992	162970872	729,97
38	309,44	274,84	-345,73	-2489256	160235880	620,57
40	240,24	211,23	-309,77	-2230344	157746624	521
42	182,22	158,3	-273,48	-1969056	155516280	431,78
44	134,38	115,065	-237,955	-1713276	153547224	353,02
46	95,75	80,545	-203,945	-1468404	151833948	284,49
48	65,34	53,75	-172	-1238400	150365544	225,75
50	42,16	33,7	-142,52	-1026144	149127144	176,22
52	25,24	19,41	-115,76	-833472	148101000	135,17
54	13,58	9,9	-91,93	-661896	147267528	101,83
56	6,22	4,185	-71,175	-512460	146605632	75,36
58	2,15	1,28	-53,58	-385776	146093172	54,86
60	0,41	0,21	-39,22	-282384	145707396	39,43
62	0,01	0,005	-28,125	-202500	145425012	28,13
62,72	0	0	-20,03	-144216	145222512	20,03
64	0	0	-14,26	-102672	145078296	14,26
66	0	0	-10,16	-73152	144975624	10,16
68	0	0	-7,23	-52056	144902472	7,23
70	0	0	-5,15	-37080	144850416	5,15
72	0	0	-3,66	-26352	144813336	3,66
74	0	0	-2,61	-18792	144786984	2,61
76	0	0	-1,86	-13392	144768192	1,86
78	0	0	-1,32	-9504	144754800	1,32
80	0	0	-0,94	-6768	144745296	0,94
82	0	0	-0,67	-4824	144738528	0,67
84	0	0	-0,48	-3456	144733704	0,48
86	0	0	-0,34	-2448	144730248	0,34
88	0	0	-0,24	-1728	144727800	0,24
90	0	0	-0,17	-1224	144726072	0,17
92	0	0	-0,12	-864	144724848	0,12
94	0	0	-0,09	-648	144723984	0,09
96	0	0	-0,06	-432	144723336	0,06
98	0	0	-0,05	-360	144722904	0,05
100	0	0	-0,03	-216	144722544	0,03



Hydrogramme de débits entrants et sortants

BASSIN DE TYPE III



Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de FROUDE supérieure à 4.5 et un vitesse à l'entrée du bassin supérieure à 15 m/s (extrait de "design of smal dams")

Résultats de la section des aciers de rideau du bassin de dissipation:

Tranches	Hi(m)	Ft(t/m)	Fs(t/m)	P (t/m)	Ma (t.m)	Mt (t.m)	μ (Ma)	μ (Mt)	(Ma)	(Mt)	(Ma)	(Mt)	A(Ma)	A(Mt)
													cm ²	cm ²
1	9,1	7,30	0,495	10,59	10,59	16,95	0,073	0,117	0,09	0,16	0,962	0,938	9,89	15,56
2	8,1	6,50	0,495	9,51	9,51	15,22	0,065	0,105	0,08	0,14	0,966	0,945	8,84	14,47
3	7,1	5,69	0,495	8,43	8,43	13,49	0,058	0,093	0,07	0,12	0,970	0,951	7,69	12,74
4	6,1	4,89	0,495	7,35	7,35	11,75	0,051	0,081	0,06	0,11	0,974	0,958	6,78	11,03
5	5,1	4,09	0,495	6,26	6,26	10,02	0,043	0,069	0,06	0,09	0,978	0,964	5,64	9,34
6	4,1	3,29	0,495	5,18	5,18	8,29	0,036	0,057	0,05	0,07	0,982	0,971	4,74	7,67
7	3,1	2,49	0,495	4,10	4,10	6,56	0,028	0,045	0,04	0,06	0,986	0,977	3,74	6,17
8	2,1	1,68	0,495	3,02	3,02	4,83	0,021	0,033	0,03	0,04	0,990	0,983	3,15	4,41
9	1,1	0,88	0,495	1,93	1,93	3,09	0,013	0,021	0,02	0,03	0,993	0,989	1,75	3,15

On a pas d'acier comprimés donc $1000\epsilon = 0 \Rightarrow \sigma = 0/1.15 = 3478.26 \text{ bars}$

remarqué que $\mu < \mu_1 \Rightarrow$ l'acier c $s=1 \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 40$

Tableau de calcul du laminage de la crue de chantier

Hd (m)	$q_{max,p} \% = Q_{max,p} \% (1 - V_f/V_{cr})$	$Q N \mu \tilde{S} \tilde{\sqrt{2g \tilde{Z}}} \text{ (en charge)}$			
		<i>D (m)</i>			
		7	8	9	10
5	680,0775508	310,34742	398,55	494,31895	595,97788
5,5	653,5051015	318,40974	409,4712	508,65	614,31994
6	626,9326523	326,27289	420,10859	522,5882	632,13
6,5	609,2176861	333,95095	430,4832	536,16418	649,45184
7	591,50272	341,4564	440,6136	549,40479	666,32353
7,5	573,7877538	348,80039	450,51627	562,33373	682,77844
8	551,6440461	355,99291	460,2059	574,97202	698,84601
8,5	529,5003384	363,04296	469,69568	587,33843	714,55238
9	502,9278892	369,95868	478,99749	599,44977	729,92085
9,5	476,35544	376,74748	488,12207	611,32122	744,97235
10	449,7829907	383,4161	497,07918	622,96648	759,72571
10,5	432,0680246	389,97069	505,87773	634,39801	774,19798
11	414,3530584	396,41693	514,52584	645,62717	788,40463
11,5	396,6380923	402,76	523,03097	656,66433	802,35978