

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf - Mila
Institut des Sciences et de Technologie
Département de sciences et Techniques



N° Ref :

Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de

MASTER

Spécialité : Sciences Hydrauliques.

THEME

Etude comparative de l'évacuateur de crue de la retenue collinaire d'oued Mellah en deux variantes

Présenté par :

- **MESMOUDI ALA EDDINE**
- **ZEGHMAR AMER**

Soutenu devant le jury :

Mr	KHELALFA .M	M.A.A CUAB MILA	Président
Mme	CHEBBAH. L	M.A.A CUAB MILA	Promoteur
Mme	ALLIA .Z	M.A.A CUAB MILA	Examineur

Année universitaire : 2016/2017



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

السَّلَامُ عَلَيْكُمْ وَرَحْمَةُ اللَّهِ وَبَرَكَاتُهُ

LADY LADY

Remerciements

Avant tout, nous remercions le bon Dieu qui a illuminé notre chemin et qui nous a armés de la force et de la sagesse, ainsi que la bonne volonté pour achever ce modeste travail.

Je tiens à remercier :

*Mon promoteur **Mme chebbah.l**, pour avoir contribué à l'élaboration de cette présente thèse, par ces conseils et ses bonnes orientations.*

J'adresse mes sincères remerciements à tous mes enseignants qui m'ont préparé théoriquement et pratiquement durant les cinq ans de formations, ainsi que tout le corps administratif de l'université.

Dédicace

Je tien tout d'abord à dédier ce modeste travail à mes très chers parents pour leurs sacrifices et leurs soutiens moral et matériels dont ils ont fait preuve pour que je réussisse tous le long de ma vie et mes études.

Je le dédie également à:

- ❖ *Ma mère qui a beaucoup sacrifiée pour moi et pour l'affection qui m'a toujours portée.*
- ❖ *Mon père qui m'a tout donné pour que j'atteigne mon but dans son sens spirituel.*
- ❖ *A mes chers frères et à ma sœur.*
- ❖ *A ma famille.*
- ❖ *A mes amis : Abdo, sliman,*
- ❖ *A tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour l'élaboration de ce travail.*

Amer

Dédicaces

Je dédie ce travail à :

- + Ma famille, à qui je serai éternellement reconnaissant :
mon père, mes sœurs et Ahlem.*
- + mes tentes maternelles, qui m'ont toujours encouragé et
supporté pendant mes années d'études.*
- + A ceux qui occupent toujours une place dans mon cœur et
ma mémoire : ma mère, mon oncle Rabah, ma tente Nacira
et ma cousine Ismahane. Que Dieux les accueillent dans
son grand Paradis.*
- + A tous mes amis particulièrement : Farouk, Chaouki,
Moncef, Brahim, Ala eddine, Nassim, Mohammed, Khatib,
Raouf et Alae.....*

Fa eddine

Sommaire

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

Chapitre I : Généralités sur les évacuateurs de crues

Introduction	2
I. Types d'évacuateur de crues	2
I.1. Évacuateurs à surface libre (sans organe mobile)	3
I.1.1. Les déversoirs-poids en béton (ou en maçonnerie)	3
I.2. Les évacuateurs en charge	6
I.2.1 Le déversoir en puits tulipe	6
I.2.2. Siphons	7
I.2.2.1. Les avantages est les inconvénients de L'évacuateur de crues en siphon	8
I.2.3. Systèmes souples gonflables	8
I.2.4.Évacuateurs vannés	9
I.2.4.1. Types de vannes les plus répandus	10
I.2.4.2. Seuils réglables	11
I.2.4.3. Clapets	11
I.2.4.4. Vannes secteurs ou vannes tambours	12
I.2.4.5. Vannes segments	12
I.2.5. Systèmes fusibles	13
I.3. L'évacuateur de crue frontale	14
I.3.1 Composition de l'évacuateur de crues frontal.	14
I.4. L'évacuateur de crues latéral.....	15
I.4.1. Composition de l'évacuateur de crues latéral	15
I.4.1.1.Le canal d'approche.....	15
I.4.1.2.Déversoir	15
I.4.1.3.Chenal d'écoulement	15
I.4.1.4. Coursier	16
I.4.1.5. Bassins d'amortissement ou de dissipation d'énergie	16
I.5. Choix de l'évacuateur de crues	17
Conclusion	17

Chapitre II : Etude Topographique

Introduction	18
II.1. Situation géographique	18
II.2. Le choix de l'axe de la digue	19
II.3. Caractéristiques géographiques du bassin versant	19
II.3.1. Caractéristiques de la forme du bassin versant	19
II.3.2. La carte hypsométrique	22
II.3.2.1. La courbe hypsométrique	22
II.3.3. Les indice de pente.....	25
II.3.3.1. Carte des pentes.....	25
II.4. Les caractéristiques du réseau hydrographique	27
II.5. Le temps de concentration (Tc)	29
II.6. Vitesse moyenne de ruissellement	31
Conclusion	32

Chapitre III : Etude géologique et géotechnique

Introduction	33
III.1. Géologie régionale	33
III.2. Géologie de la zone d'étude	33
III.2.1. Géologie du bassin versant	34
III.2.2. La géologie du site de la cuvette	35
III.2.2.1. Perméabilité du site et de la cuvette	36
III.2.3. Géologie de la zone d'emprunt de la digue	36
III.2.4. Géologie des rives	37
III.2.4.1. Rive gauche.....	37
III.2.4.2. Rive droite.....	37
III.3. Synthèse géotechnique	37
III.3.1. travaux de reconnaissance	37
III.3.2. Stabilité des terrains de site de la retenue	38

III.3.3. Séismicité régionale	38
III.3.4. Essais de laboratoire	39
III.3.4.1 .type d'essais.....	39
III.3.4.2.Résultats des essais de laboratoire et leur interprétation	40
Conclusions	40

Chapitre IV : Etude hydrologique

Introduction	41
IV.1. Donnés climatiques	41
IV.1.1 Températures	41
IV.1.2 Humidité de Relative	42
IV.1.3. Evaporation	43
IV.1.4. Précipitations	43
IV.2. Etude des apports	44
IV.2.1.Apports liquides	44
IV.2.2.Variabilité de l'apport	47
IV.2.3 Etude fréquentielle des apports liquides	48
IV.3.Etude des pluies journalières de différentes fréquences	49
IV.3.1. Pluies maximale journalières	49
IV.3.2. Paramètres statistiques de l'échantillon	50
IV.3.3. Ajustement des pluies maximales journalières	50
IV.3.3.1.Ajustement à la loi de Gumbel par le logiciel « HYFRAN »	50
IV.3.3.2.Ajustement à la loi normale	51
IV.3.4. Pluie maximale journalière fréquentielle	52
IV.4. Pluie de courte durée.....	53
IV.5. Etude de crues	53
IV.5.1.Débits maximums	54
IV.5.1.1Débits moyen journalier de différentes fréquences	55
IV.5.2. Hydrogramme de crue	57
IV.5.3. Choix de la crue de projet	60
IV.6. Transport solide	61

IV.6.1 Formule de TIXERONT -SOGREAH	61
IV.7. Etude de la régularisation	61
IV.7.1.Répartition des paramètres	62
IV.7.2. Courbes « Hauteurs –Capacités -Surface »	62
IV.8. Laminage des crues	66
IV.8.1. Méthode pas à pas	66
Conclusion.....	70

Chapitre V : conception de la digue

INTRODUCTION	71
V.1 Barrages en terre	71
V.1.1. Différents types des barrages en terre :	71
V.1.2. Avantages des barrages en terre :	71
V.1.3. Inconvénients des barrages en terre :	72
V.2. Définition du profil général du barrage :	72
IV.2.1. La hauteur du barrage :	72
V.2.2. Classement du barrage :	75
V.2.3. Les pentes des talus :	75
V.3. Protection de la digue :	76
V.3.1. Protection de la crête :	76
V.4. Dispositif de protection contre les effets de l'eau :	77
V.4.1 Prisme de drainage :	78
V.4.2.Calcul d'infiltration à travers la digue :	80
V.4.2.1.Débit de fuite :	80
V.4.2.2. Règles générales de dimensionnement des drains et filtres :	81
V.4.2.3 Vérification de l'absence de renard dans le sol des filtres :	82
V.5. Etude de stabilité :	82
V5.1. Calcul des coefficients de stabilité :	82
Conclusion :	93

Chapitre VI : Calcul hydraulique de l'évacuateur de crue

INTRODUCTION :	94
VI.1. Les critères de choix pour l'emplacement d'un évacuateur de Crue:	94
VI.2. Comparaison entre les rives :	94
VI.3. Dimensionnement de l'évacuateur de crue la variante I :	94
VI.3.1. Canal d'amenée :	95
VI.3.2. Seuil déversant - profil déversoir:	96
VI.3.2.1. Calcule de la hauteur du déversoir :	97
VI.3.3. Le chenal d'écoulement :	98
VI.3.4. Le coursier (1 ^{er} tronçon) :	104
VI.3.5. Le coursier (2 ^{eme} tronçon) :	111
VI.3.6. Bassin d'amortissement :	113
VI.3.6.1. Dimensionnement du bassin :	115
VI.3.7. Canal de fuite :	118
VI.4. Dimensionnement de l'évacuateur de crue la variante II :	120
VI.4.1. Dimensionnement du chenal d'écoulement (convergent):	120
VI.4.2. Le coursier :	123
VI.4.3. Bassin d'amortissement :	128

Chapitre VII : Devis estimatif

Introduction :	130
VII.1. Volumes des terrassements :	130
VII.2. Volumes des voiles (murs bajoyer), radier :	130
Conclusion :	132
Conclusion générale	133
Référence bibliographique	
Annexes	

Liste des tableaux

Tableau II.1 : Répartition de la superficie partielle en fonction d'altitude	23
Tableau II.2 : calcule de l'altitude moyenne.	24
Tableau II.3 : Classes de pentes (Baize, 1995)	25
Tableau II.4 : calcule de l'indice de roche.	26
Tableau II.5 : la classification des reliefs d'après l'ORSTOM.....	27
Tableau II.6 : Calcule du temps de concentration	31
Tableau II.7 : Récapitulation des caractéristiques morpho-métriques du bassin versant d'Oued Mellah :.....	32
Tableau III.1 : coefficient d'accélération (K), (source RPA 2003) :.....	39
Tableau IV.01 : Caractéristiques de la station de Hammam grouz.	41
Tableau IV.02 : Température minimales, maximales et moyennes mensuelles de la station de Hammam grouz, période (1989-2009)	41
Tableau IV.03 : Humidité relative moyennes mensuelles de la station de Hammam grouz. Période (1989-2009).....	42
Tableau IV.04 : Evaporation moyenne mensuelles (station : Hammam Grouz).....	43
Tableau IV.05 : Caractéristiques de la station de Teleghma(période 1990-2004)	43
Tableau IV.06 : Pluies moyenne mensuelle interannuelles de la station de Teleghma, période (1989-2004)	44
Tableau IV.07 : Récapitulatif du calcul de la lame d'eau et de l'apport moyen annuel	46
Tableau IV.08 : Distribution moyenne mensuelle des apports	47
Tableau IV.09 : Récapitulatif du coefficient de variation	48
Tableau IV.10 : Les apports liquides de différentes fréquences.....	48
Tableau IV.11 : Distribution des apports de fréquence 80 %.	49
Tableau IV.12 : Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel.....	51
Tableau IV.13 : Les résultats de l'ajustement par la loi Log- Normal	52
Tableau IV.14 : Les résultats de calcule de la pluie maximale journalière fréquentielle.	52
Tableau IV.15 : Les résultats de calcule de la pluie de courte durée.....	53
Tableau IV.16 : Débit moyens journaliers de différentes fréquences.	54
Tableau IV.17 : Débit instantanés (relation de GIANDONTTI)	54
Tableau IV.18 : Valeur de ϕ en fonction de Caractéristique bassin versant.	55
Tableau IV.19 : Débit instantanés (relation de SOKOLOVSKY)	55

Tableau IV.20: Débit instantanés (relation de FULLER).....	56
Tableau IV.21: débit instantanés (relation de TURAZZ)	56
Tableau IV.22: Tableau récapitulatif des débits.	57
Tableau IV.23: Hydrogramme de crues de différentes périodes de retours.....	59
Tableau IV.24 : Domages en fonction des crues de projets de calculs.....	60
Tableau. IV.25: critère de choix de la crue de projet.....	60
Tableau IV.26: Distribution des apports de fréquence a 80 %.	62
Tableau IV.27: Evaporation moyenne mensuelles (station :Hammamgrouz) Période (1989-2009).....	62
Tableau IV.28: Variation topographiques et volumétriques.....	63
Tableau IV.29: calcules des pertes par évaporation et infiltration	64
Tableau.IV.30 : Régularisation des apports a 80%.....	65
Tableau IV.31: Laminage de crue pour L=4m.....	67
Tableau IV.32: Laminage de crue pour L=6m.....	68
Tableau IV.33: Laminage de crue pour L=8m.....	69
Tableau V.1 : Hauteur des vagues.	73
Tableau V.2 : Résultats de calcul de la largeur en crête.....	74
Tableau V.3: Classement des barrages.....	75
Tableau V.4 : Variation des pentes des talus en fonction de la hauteur de la digue et le type de barrage.....	75
Tableau V.5 : Hauteur des vagues en fonction de l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement.....	76
Tableau V.6 : Valeurs de « c »pour différents poids spécifiques.	77
Tableau V.7 : Les déférentes méthodes de calcul d'épaisseur.....	77
Tableau V.8 : Les coordonnées de la parabole.....	79
Tableau V.9 : Caractéristiques des matériaux de construction	84
Tableau V .10: les coefficients de sécurité admissible	84
Tableau V.11 : Les résultats de calcul des coefficients de sécurité.	84
Tableau V.12 : coefficient d'accélération (K) (source RPA 2003) :	85
Tableau V.13 : Les résultats de calcul des coefficients de sécurité avec séisme. ...	85
Tableau VI.1: Valeur de x et y pour le tracé le seuil.	97
Tableau VI.2 : calcule la hauteur contracté par la méthode grapho- analytique.	100
Tableau VI.3: Calcul de la hauteur normale dans le chenal.	102
Tableau VI.4: Calcul la hauteur normale dans le coursier.....	106
Tableau VI.5 : Calcul du tirant d'eau par la méthode de Pavlovsky	110
Tableau VI.6 : Calcul le tirant d'eau par la méthode de Bernoulli:	110

Tableau VI.7: Calcul la hauteur normale dans le coursier.....	111
Tableau VI.8 : Calcul le tirant d'eau par la méthode de pavlovsky	112
Tableau VI.9 : <i>Calcul le tirant d'eau par la</i> méthode de Bernoulli:	112
Tableau VI.10 : Calcul la hauteur normal dans le canal de fuit.....	118
Tableau VI.11: Calcul de la hauteur normale dans le chenal.....	122
Tableau VI.12: Calcul la hauteur normale dans le coursier.	123
Tableau VI.13: Calcul du tirant d'eau par la méthode de Pavlovsky.....	126
Tableau VI.14: <i>Calcul du tirant d'eau par la</i> méthode de Bernoulli.	126
Tableau VII.1 : Synthèse des volumes et couts des travaux pour la variante N°I ..	131
Tableau VII.2 : Synthèse des volumes et couts des travaux pour la variante N°II :	131

Liste des figures

Figure I.1: Accroissement de la débitance selon l'organe(CFBR).....	2
Figure I.2 : Schéma d'un déversoir-poids en béton à profil Craefer (Jean-Maurice DURAND.1999).....	3
Figure I.3 : les différents types de seuils.	4
Figure I.4 : Accroissement de la débitance d'un évacuateur latéral en fonction de la cote, avec z_1 plus élevée à gauche (ennoisement à partir de PHE), z_1 plus basse à droite (toujours dénoyé).....	5
Figure I.5 : Accroissement de la débitance d'une évacuatrice tulipe en fonction de la cote. Ennoisement dès Cote des plus hautes eaux (PHE) à gauche, ennoisement seulement à la cote de danger à droite(CFBR).	6
Figure I.6 : évacuateur siphon a faible charge et fort débit (extrait de –design of Small dams).....	7
Figure I.7 : Principe de fonctionnement des barrages souples (Jean-Maurice DURAND.1999).....	8
Figure I.8 : Clapet sur le barrage(CFBR).....	11
Figure I.9 : Vanne tambour.	12
Figure I.10 : Coupe type d'une vanne secteur.	12
Figure I.11 : Vanne segment munie d'un volet de surface(CFBR).....	13
Figure I.12 : Essai sur modèle réduit au laboratoire (hausses fusibles)	14
Figure I.13: évacuateurs de crues frontal (PNUD/OPE).	14
Figure I.14: évacuateurs de crues de surface.....	15
Figure I.15 : Types de Bassin de dissipation d'énergie.	16
Figure II.1 : Situation géographique de la retenue collinaire sur oued Mellah (Google Earth).....	18
Figure II.2: La carte de délimitation de bassin versant d'oued mellah.	20
Figure II.3 : La forme du bassin versant en fonction de l'indice de Gravilius.	21
Figure II.4: Rectangle équivalent.	21
Figure II.5: La carte hypsométrique de bassin versant d'oued mellah.....	22
Figure II.6 : La courbe hypsométrique du bassin versant oued mellah.....	23
Figure II.7 : la carte de la classification des pentes du bassin versant oued mellah.	25
Figure II.8 : carte de la classification des Réseaux hydrographiques du bassin versant.....	28
Figure II.9 : Profil topographique du talweg principal obtenu à l'aide de Global Mapper.	28

Figure III.1 : Carte géologique de la zone d'étude (O.Athmania, ECH : 1/50.000) ..	34
Figure III.2 : Log stratigraphique au niveau de l'axe de la digue.....	35
Figure III.3 : coupe géologique suivant l'axe de la digue.	36
Figure III.4 : Positionnement des puits de reconnaissance par zones.....	38
Fig. III.5 : La carte des zones sismique de l'Algérie et le zonage global des wilayas	39
Figure IV.01 : Répartition des températures moyennes mensuelles interannuelles de la station de Hammam grouz, période (1989-2009)	42
Figure IV.02 :Histogramme de la variation de l'humidité relativea la station Hammam Grouz.(Période 1989-2009).....	42
Figure IV.03 : histogramme de la variation mensuelle de l'évaporation a la station Hammam Grouz (période 1989-2009).....	43
Figure IV. 04 : Diagramme représentatif des pluies moyennes mensuelles interannuelles de la station de Teleghma période (1989-2004).....	44
Figure IV.5 : Représentation graphique de la répartition mensuelle des apports a 80%.	49
Figure IV.6 : Ajustement a loi de Gumbel (Maximum de vraisemblance)	51
Figure IV.7 : Résultats graphiques de l'ajustement par la loi log normale.	52
Figure IV.8 : Hydrogramme de crue. (BARROCA - 2002)	58
Figure. IV.9 : Hydrogramme de crue de différentes périodes de retour.	59
Figure.IV.10 : courbe altitude surface.....	64
Figure.IV.11 : courbe altitude volume.	64
Figure.IV.12 : courbe laminage de la crue Entrée/sortie pour L=4m.	68
Figure.IV.13 : courbe laminage de la crue Entrée/sortie pour L=6m.	69
Figure.IV.14 : courbe laminage de la crue Entrée/sortie pour L=8m.	70
Figure V.1 : dimensionnement du prisme de drainage.(dimension en metre)	78
Figure V.2 : dimensionnement de la digue.(dimension en mètre).....	79
Figure V.3 : protection de la digue.....	81
Figure V.4 : interface	83
Figure V.5 : Profil géométrique du barrage.....	86
Figure V.6 : la discrétisation du maillage du profil du barrage.	86
Figure V.7 : Talus amont fin de construction	87
Figure V.8 : Talus amont fin de construction avec séisme.	87
Figure V.9 :Talus amont retenue pleine.....	88
Figure V.10 :Talus amont retenue pleine avec séisme.....	88
Figure V.11 :Talus amont vidange rapide.....	89

Figure V.12 : Talus amont vidange rapide avec séisme	89
Figure V.13 :Talus aval fin de construction.....	90
Figure V.14 : Talus aval fin de construction avec séisme	90
Figure V.15 :Talus aval retenue pleine	91
Figure V.16 :Talus aval retenue pleine avec séisme	91
Figure V.17 :Talus aval vidange rapide	92
Figure V.18 : Talus aval vidange rapide avec séisme	92
Figure VI.1 : Construction géométrique d'un profil Creager.....	96
Figure VI.2 : le profil du seuil déversant type Greager.....	97
Figure VI.3 : Tracé déversoir type Creager, (unité en mètre).....	98
Figure VI.4 : Le chenal d'écoulement.....	98
Figure VI.5 : La hauteur contractée.	100
Figure VI.6 :Courbe de tarage du chenal d'écoulement.	103
Figure VI.7 :Hauteur du mur.	104
Figure VI.8 : Le 1 ^{er} tronçon du coursier I.	105
Figure VI.9 : Courbe de tarage du coursier.....	106
Figure VI.11 : Le 2 ^{ème} tronçon du coursier II.	113
Figure VI.12 : Schéma représentatif de l'allure de la ligne d'eau du coursier.	113
Figure VI.13 : Nature du ressaut suivant le nombre de Froude amont. (K.MAALEL et Z.HAFSIA, 2012)	114
Figure VI.14 : bassin type II. (Design of small dam, 1987)	115
Figure VI.15 : bassin type II. (design of small dam, 1987).....	116
Figure VI.16 : longueur <i>du ressaut</i>	116
Figure VI.17 : détermination des caractéristique des blocs de chute d'un bassin d'amortissement type II.	117
Figure VI.18 : Courbe de tarage de canal de fuite.....	119
Figure VI.19 : Schéma représentatif du profil en long et vue en plan de l'évacuateur de crue (1 ^{ère} Variante).....	119
Figure VI.20 : le chenal d'écoulement (convergent).	120
Figure VI.21 : Courbe de tarage du chenal d'écoulement.	122
Figure VI.22 : Le coursier.	123
Figure VI.23 : Courbe de tarage du coursier.....	125
Figure VI. 24 : Schéma représentatif de l'allure de la ligne d'eau dans le coursier.	127
Figure VI.25 : Schéma représentatif du profil en long et vue en plan de l'évacuateur de crue (2 ^{ème} variante).	129
La figure VII.1 : Analyse comparative financière des différentes variantes	132

Résumé

le barrage nécessite l'installation d'un organe d'évacuation et de contrôle dit évacuateur de crue, son rôle est d'assurer le passage des crues exceptionnelles dans des conditions favorables à la sécurité .Ce dernier représente une partie considérable du coût globale du barrage.

Le choix d'un évacuateur constitue toujours un des points les plus sensibles dans le choix des ouvrages car il renferme des paramètres essentiels (niveau normal de la retenue, type, position, longueur, constitution, traitement à l'aval, etc.) qui détermine grandement la capacité, la qualité (fonctionnalité, stabilité, durabilité),et le coût total du projet.

Pour permettre un choix efficient, la démarche rationnelle exige autant que possible une étude comparative de plusieurs variantes. Mais la plupart des bureaux d'étude ne le font pas soit par manque de temps soit par application empirique de l'expérience cumulée.

Mots clés : barrage, évacuateur, stabilité.

المخلص

يتطلب السد الى انشاء مفيضات السدود،التي يكمن دورها في ضمان مرور الفيضانات الاستثنائية ظروف مواتية لضمان استقرار السد , هذه المفيضات تحتاج الى تكلفة كبيرة

اختيار نوع المفيض يحتاج الى دراسة عدة انواع لأنه يتطلب دراسة المعايير الأساسية (مستوى خزان طبيعي، نوع، والموقف، وتجهيز المصب، الخ) يحدد إلى حد كبير القدرة والجودة وظائف والاستقرار والمتانة والتكلفة الإجمالية للمشروع.

لخيار فعال، والنهج العقلاني يتطلب دراسة مقارنة أكبر قدر من الاختيارات واختيار مكان المفيض المناسب.

Abstract

The dam requires the installation of an evacuation and control organ called a spillway, its role is to ensure the passage of exceptional floods in conditions favorable to safety. The latter represents a considerable part of the overall cost of the flood barrage.

The choice of an evacuator is always one of the most sensitive points in the selection of structures because it contains essential parameters (normal level of restraint, type, position, length, constitution, downstream treatment, etc.) Determines capacity, quality (functionality, stability, durability), and the total cost of the project.

To enable an efficient choice, the rational approach requires as much as possible a comparative study of several variants. But most consulting firms do not do so either because of lack of time or by the empirical application of the cumulative experience.

INTRODUCTION GENERALE

Les barrages réservoirs sont destinés à l'irrigation, la dotation humaine, la production d'énergie électrique et à d'autres utilisations. Pour des raisons techniques et de sécurité des agglomérations, le barrage nécessite l'installation d'un organe d'évacuation et de contrôle dit évacuateur de crue, son rôle est d'assurer le passage des crues exceptionnelles dans des conditions favorables à la sécurité. Ce dernier représente une partie considérable du coût globale du barrage. Ce coût serait l'apposition en flash si la crue choisie est à grande période de retour, par conséquent les dimensions de l'évacuateur de crues seraient importantes. Il est possible de réduire les dimensions globales de l'évacuateur de crues ; ceci est réalisable en adoptant une forme de déversoir à seuil libre.

Le choix du type de l'évacuateur de crue est complexe. Il dépend de critères interactifs multiples : géologie, topographie, débit de crue à évacuer, contraintes d'exploitation, économie et paramètres sécuritaires, (Bulletin CIGB.1987).

Les déversoirs à seuils libre se révèlent la meilleure option en termes de fiabilité, simplicité, sécurité, coûts de construction et maintenance. Ils ne nécessitent aucune intervention humaine pour leur fonctionnement et ne sont donc pas susceptible de tomber en panne en cas de crue, ou bien de s'ouvrir intempestivement en période normale. Cependant, ils ne permettent aucun maîtrise du débit déversé (et donc des variations de débit à l'aval).

Le but de ce travail est le dimensionnement de deux variantes de l'évacuateur de crue latéral de la retenue d'oued Mellah. Nous avons scinde notre étude en sept principaux chapitres :

- Premier chapitre définit les type d'évacuateurs de crue (généralité sur les évacuateur de crue).
- Le second chapitre définit la zone de notre étude ou représente le bassin versant d'oued Mellah.
- Le troisième chapitre concerne l'étude géologique et géotechnique pour le site de la retenue collinaire d'oued Mellah.
- Le quatrième chapitre, est une étude hydrologique qui s'impose pour déterminée les apports annuels liquides et solides.
- Le cinquième chapitre consiste à la conception de la digue et de sa stabilité.
- En fin, dans le sixième chapitre c'est la projection et le dimensionnement de chaque variante de l'évacuateur de crue.
- Le septième chapitre, un devis estimatif, pour économiquement facilité le choix entre les deux variantes.

Chapitre I

Généralités sur les évacuateurs de crues

Introduction :

Les évacuateurs de crue sont des ouvrages annexes aux barrages, qui permettent la restitution des débits de crues excédentaires (non stockés dans le réservoir) à l'aval du barrage.

D'une importance primordiale pour la sécurité du barrage, les évacuateurs de crues doivent être en mesure d'empêcher le débordement de l'eau par-dessus la digue et l'apparition de phénomènes d'érosion à l'aval de la digue dans la zone de rejet dans l'oued.

I. Types d'évacuateur de crues:

D'habitude on distingue les évacuateurs de crue des barrages fixes suivant le type de fonctionnement hydraulique :

Les évacuateurs de surface et les évacuateurs en charge (de fond ou de demi-fond). Les évacuateurs de surface peuvent être libres ou vannés. Les évacuateurs de fond sont vannés (sauf pour les barrages écrêteurs de crue à pertuis ouvert).

Et selon leur angle de déversement :

- ◆ Évacuateurs de crue frontal ;
- ◆ Évacuateurs de crue latérale.

Il y a donc une grande différence vis-à-vis des risques entre ces deux types d'évacuateurs en cas de dépassement du débit de la crue exceptionnelle. On trouve aussi des vannes en position intermédiaire, notamment de demi-fond (fig I.1), dont l'accroissement de débitance avec la charge sera meilleur que pour une vanne de fond, mais nettement moins que pour un évacuateur de surface (Comité Français des Barrages et Réservoirs (CFBR)).

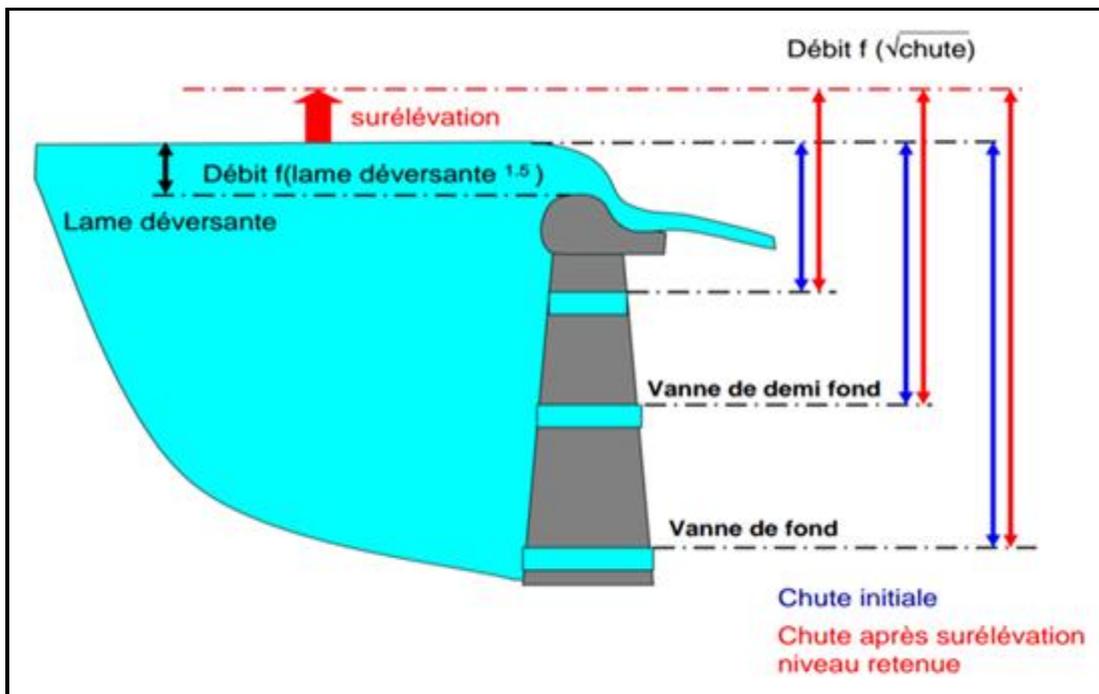


Figure I.1: Accroissement de la débitance selon l'organe(CFBR).

Il convient de signaler ici que les évacuateurs en tulipe sont à la lettre des évacuateurs de surface puisque la prise de l'eau se fait en surface. Ils fonctionnent avec un écoulement à surface libre pour les faibles débits. À partir d'un certain débit, l'écoulement n'est plus contrôlé par le seuil, mais par la galerie qui se met en charge. Les tulipes sont donc en pratique à considérer comme les évacuateurs en charge du point de vue de leur loi de débit en crue forte (CFBR).

On trouve dans les évacuateurs de surface les évacuateurs à seuil libre, les systèmes fusibles, les systèmes gonflables et certains évacuateurs vannés (pertuis de surface munis de vannes ou de clapets). Les évacuateurs en charge sont évidemment des évacuateurs munis de vannes obturant les pertuis (CFBR, Comité Français des Barrages et Réservoirs).

Certaines recommandations étrangères proposent d'éviter les évacuateurs de crues vannés lorsque le temps de base de la crue est inférieur à 12 heures et recommandent d'étudier particulièrement cette alternative pour des temps de base entre 12 et 24 heures, en fonction des conditions d'exploitation (USACE – Hydraulic design of spillways).

I.1. Évacuateurs à surface libre (sans organe mobile) :

I.1.1. Les déversoirs-poids en béton (ou en maçonnerie) :

C'est un type de déversoir de surface à entonnement frontal. Il est conçu à la manière d'un barrage-poids à seuil Graeger ou pseudo-Graeger (Fig I.2), posé sur la fondation (Jean-Maurice DURAND.1999).

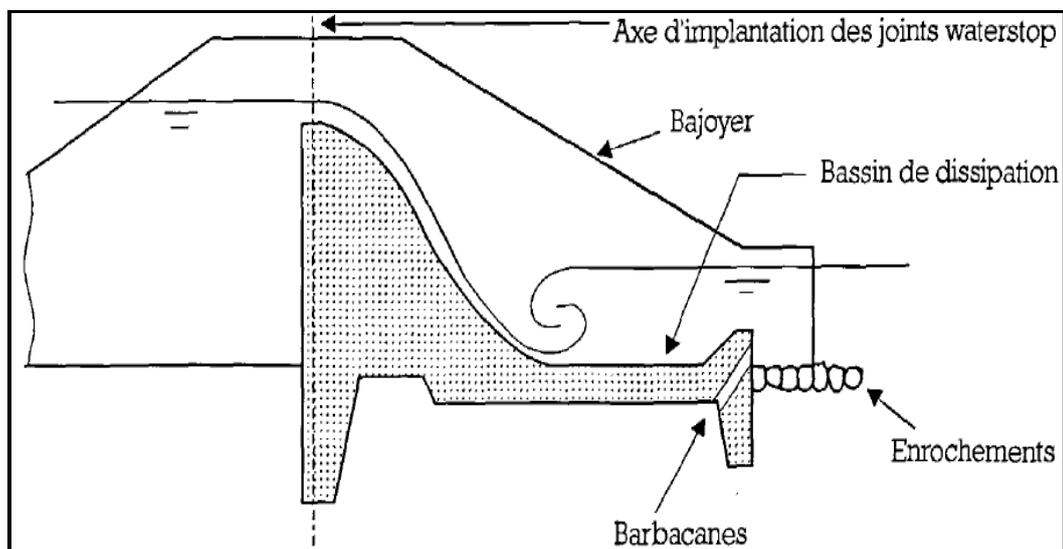


Figure I.2 : Schéma d'un déversoir-poids en béton à profil Craeger (Jean-Maurice DURAND.1999).

Les évacuateurs de crues à seuil libre sont naturellement des évacuateurs de surface. Leurs principaux avantages sont les suivants :

- Pas d'organes mobiles donc une fiabilité accrue.
- Pas de présence permanente nécessaire sur l'ouvrage, ce qui les rend très intéressants lorsque les crues sont dites « rapides » ou pour des sites isolés.
- Très peu d'entretien.

Il existe divers types de seuils libres, dont la forme hydraulique est plus ou moins complexe et détermine le coefficient de débit de l'ouvrage (fig. I.3): **seuils profilés, seuils minces ou épais, seuils labyrinthes, seuils à touches de piano (PK-Weir),..etc.**(CFBR).

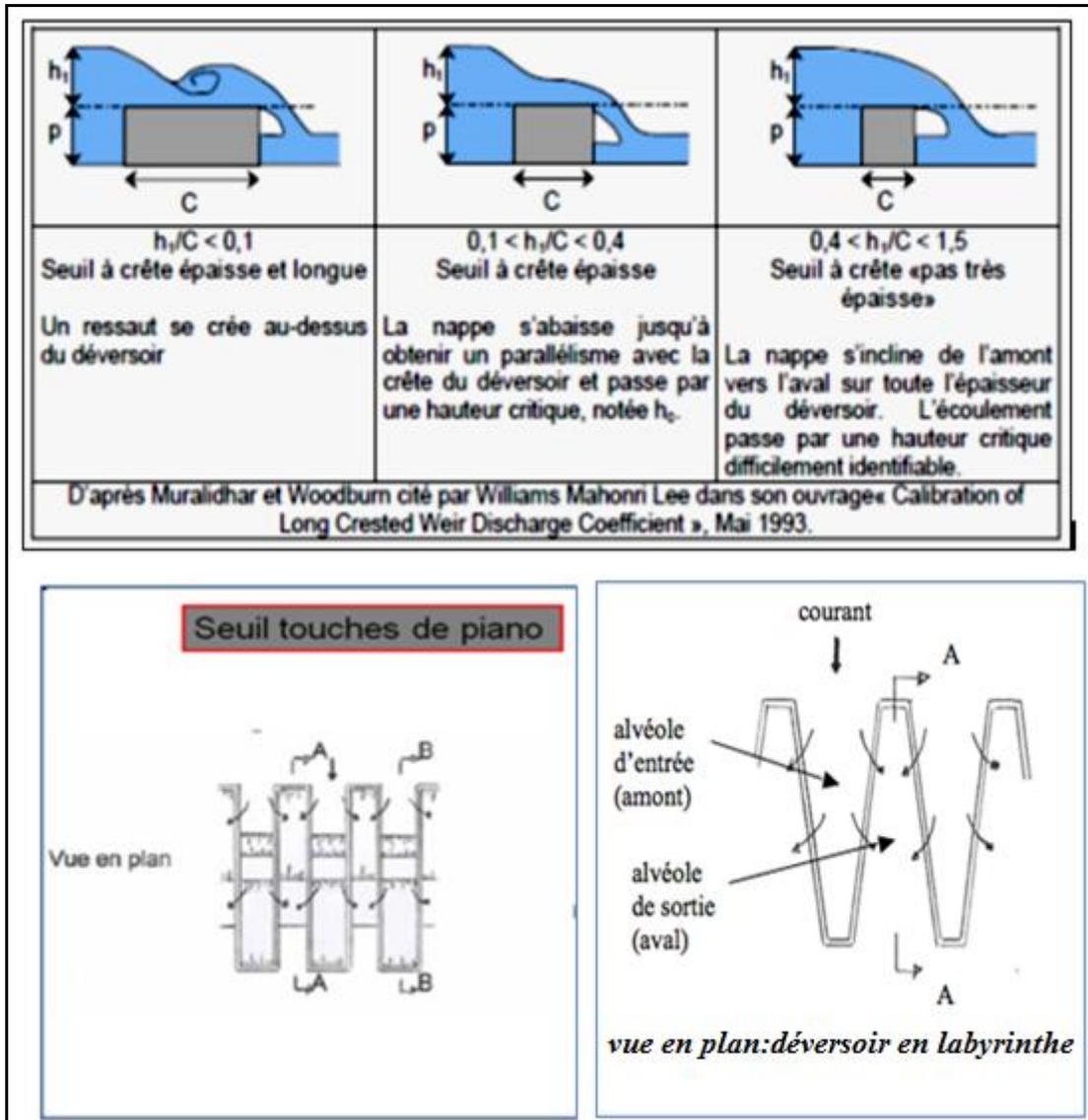


Figure I.3 : les différents types de seuils.

Le choix du type de seuil dépend de la hauteur d'eau admise pour la surélévation du plan d'eau, du débit à évacuer et de la longueur de seuil disponible. Il résulte le plus souvent d'un calcul technico-économique entre le coût de l'ouvrage et la valorisation de la réserve d'eau.

Tous les seuils sont dimensionnés pour une hauteur de lame déversée donnée, et en cas d'augmentation de cette lame déversée suite à la révision de la crue exceptionnelle, il convient de vérifier si le profil est toujours adapté et ne risque pas d'engendrer des désordres dans l'ouvrage (vibrations, cavitation, mise en dépression des radiers et coursiers, etc.).

Certaines dispositions particulières des seuils libres nécessitent des études plus poussées voire des modélisations numériques ou physiques. C'est le cas notamment pour :

- Les déversoirs à entonnement latéral dans lesquels l'auge (canal de réception de l'eau en aval du seuil lui-même) a une importance majeure sur la débitance.
- Les tulipes, dans lesquelles le déversoir est en fait une courbe horizontale fermée (souvent un cercle) et où l'eau est évacuée par un puits vertical ou incliné prenant naissance dans la retenue et sortant en aval par un ouvrage en charge ou à surface libre après une section de contrôle. Ces évacuateurs sont sensibles aux corps flottants car le diamètre du puits, ainsi que la section du coude inférieur de raccordement à la galerie d'évacuation ou la section de contrôle de l'écoulement aval, sont souvent trop faibles par rapport aux dimensions d'un arbre avec racines et branches ; à minima, il est recommandé d'avoir un diamètre supérieur à 6 m et une géométrie adaptée au passage des corps flottants (Comité Français des Barrages et Réservoirs (CFBR)).

Par ailleurs, les évacuateurs de surface (déversoirs à entonnement frontal, latéral, en tulipe) présentent l'inconvénient d'être susceptibles de se retrouver en fonctionnement noyé si la lame d'eau devient significativement supérieure à celle prévue pour leur conception, ce qui diminue alors fortement l'accroissement de leur débitance en fonction de la cote (fig N°I.4 et .5). Cette particularité doit impérativement être prise en compte lors du dimensionnement de ce type d'évacuateur(CFBR).

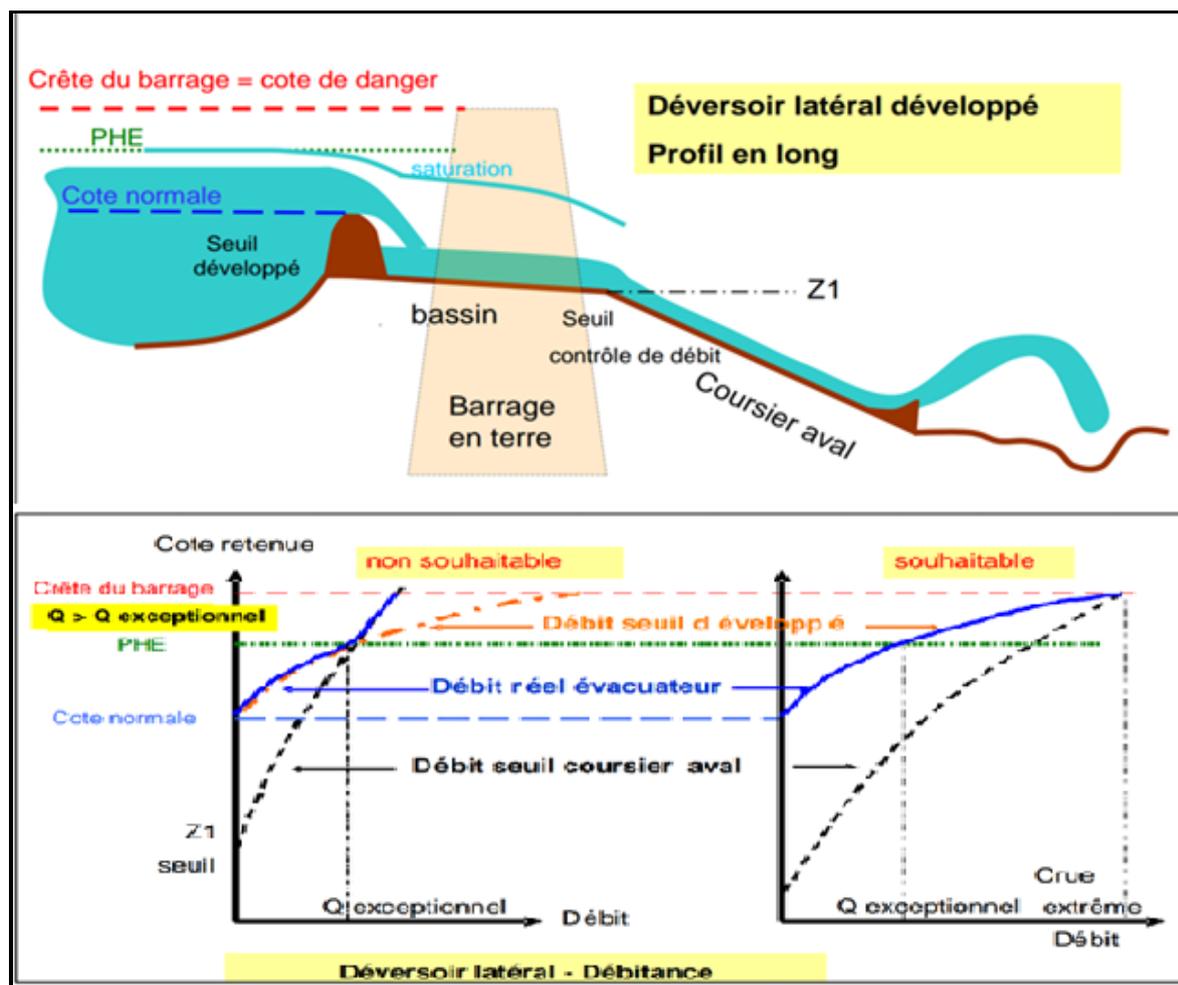


Figure I.4 : Accroissement de la débitance d'un évacuateur latéral en fonction de la cote, avec z_1 plus élevée à gauche (ennoïement à partir de PHE), z_1 plus basse à droite (toujours dénoyé).

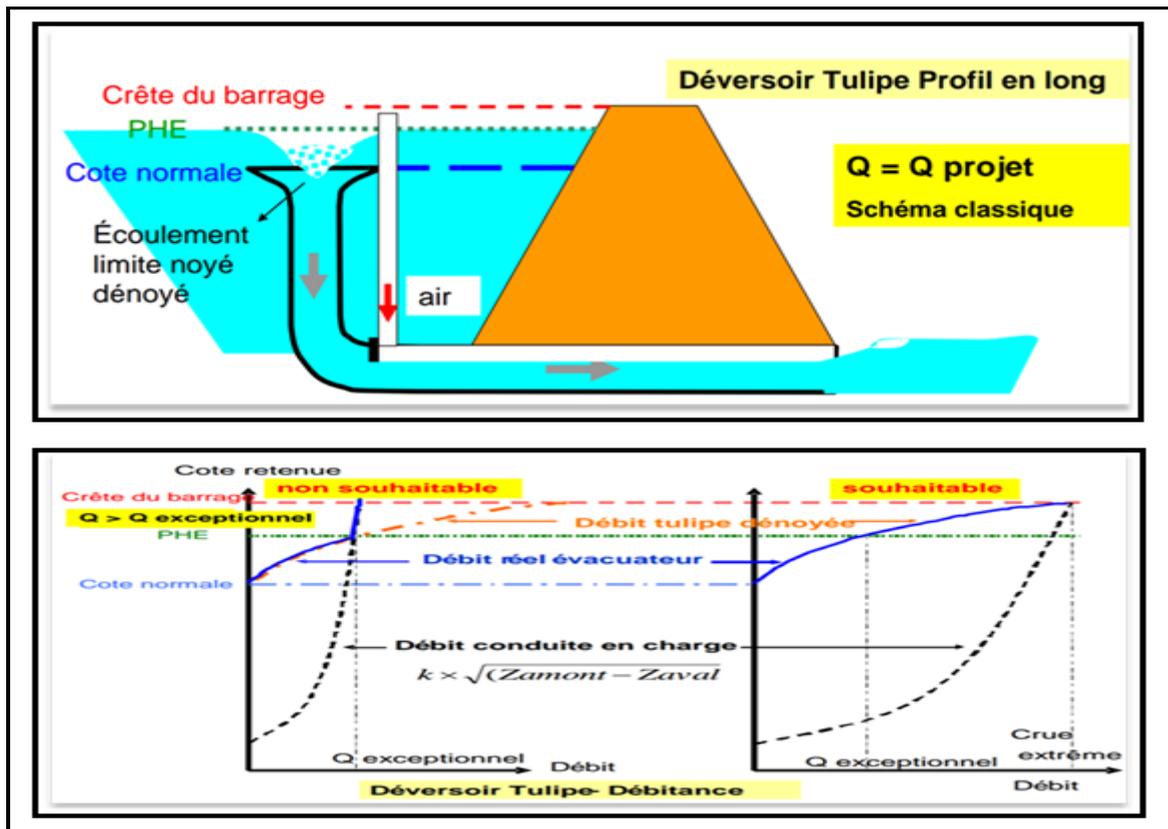


Figure I.5 : Accroissement de la débitance d'une évacuatrice tulipe en fonction de la cote. Ennoiemnt dès Cote des plus hautes eaux (PHE) à gauche, ennoiemnt seulement à la cote de danger à droite(CFBR).

I.2. Les évacuateurs en charge :

I.2.1 Le déversoir en puits tulipe :

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

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

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

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

◆ En parallèle, Ce type d'évacuateurs représente les inconvénients:

1. Problème de saturation (Débit supérieur à celui de dimensionnement, charriage).
2. Problème de vibration.
3. Problème de liaison difficile à assurer (digue - conduite ou galerie).
4. Prévoir des protections anti-vortex (coût et entretien).
5. Dissipation au pied de la digue.

I.2.2. Siphons :

Les siphons évacuateurs de crues (fig I.6) sont des systèmes qui permettent d'évacuer des débits importants de façon automatique avec de faibles variations de niveau amont. Il suffit en général de 2 à 3 cm pour créer l'amorçage hydraulique d'un siphon et faire passer son débit de quelques m^3/s à quelques dizaines de m^3/s . Ces dispositifs présentent l'avantage d'une totale autonomie (pas de source d'énergie) et de l'absence de pièce en mouvement.

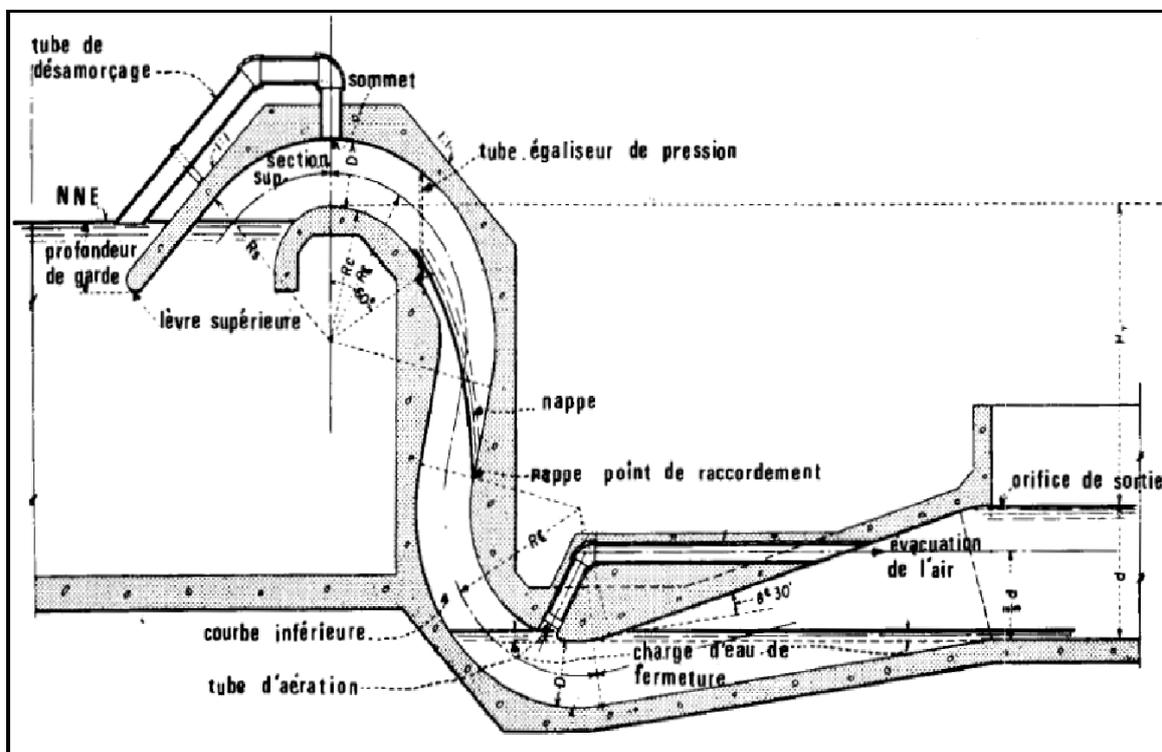


Figure I.6 : évacuateur siphon a faible charge et fort débit (extrait de –design of Small dams).

Pour les barrages et en l'absence d'un ouvrage aval de démodulation, il est recommandé de réserver l'usage de ce type d'évacuateur à un fonctionnement au-delà d'une crue de probabilité annuelle de dépassement inférieure à 10^{-2} pour les raisons suivantes :

- Ils fonctionnent principalement en tout ou rien, et les dispositifs dits de partialisations (fonctionnement à débit partiel par introduction d'air dans le siphon) ont très souvent un fonctionnement aléatoire.
- Ils sont sensibles aux corps flottants qui peuvent en colmater l'entonnement, de section souvent réduite.
- Les efforts sur les parois sont importants : pression atmosphérique d'un côté, dépression de l'autre, avec un maximum au sommet du siphon.
- L'amorçage et le désamorçage sont rapides et brutaux, ne permettant pas un suivi précis de l'hydrogramme de crue, par l'évacuation de débits intermédiaires (fonctionnement uniquement par paliers). Cette particularité peut entraîner des amorçages et désamorçages successifs pendant la crue, créant un hydrogramme sortant en créneaux.

- Ce fonctionnement en tout ou rien rapide conduit à des gradients de débit aval très élevés, avec les risques associés vis-à-vis des personnes en aval.
- Vibrations et fatigue du béton.

Aujourd'hui, ce type d'organe est très peu utilisé pour les ouvrages neufs. Leur usage n'est pas recommandé. Certains anciens siphons ont d'ailleurs été démontés et remplacés par des seuils déversant.

I.2.2.1. Les avantages est les inconvénients de L'évacuateur de crues en siphon :

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

1. Aucune exigence topographique.
2. Calcul usuel.

Ces inconvénients sont :

1. Amorçage et le désamorçage.
2. Entretien indispensable.
3. Débit faible à évacuer.
4. Dispositif sur le corps de la digue.

I.2.3. Systèmes souples gonflables :

Très souvent, sur des barrages en service, on se trouve confronté à une augmentation des besoins en eau. Grande est alors la tentation de rehausser le seuil de l'évacuateur pour gagner de la capacité. Cependant, cette modification implique une diminution de la revanche et donc de la sécurité du barrage. On peut donc penser à installer des seuils fusibles ou « effaçables » (Jean-Maurice DURAND.1999).

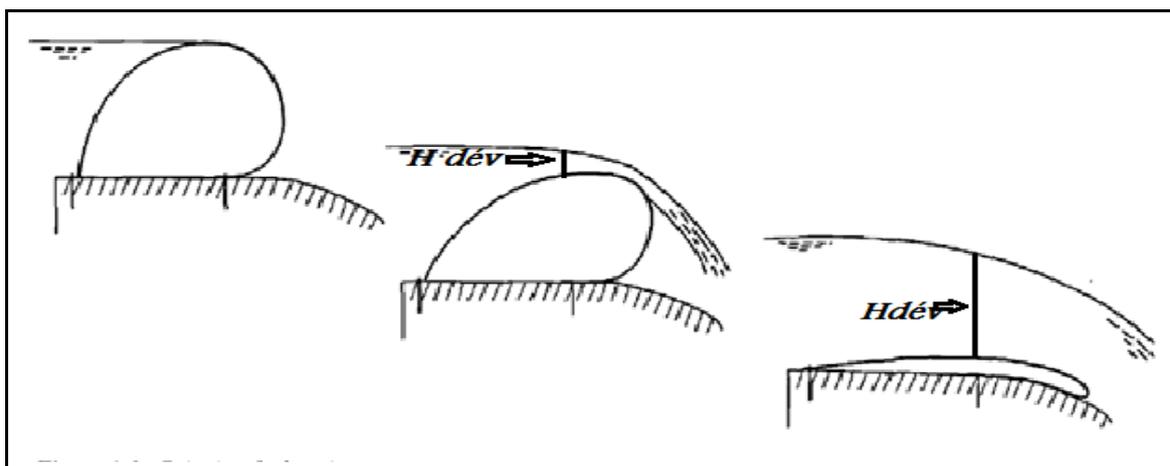


Figure I.7 : Principe de fonctionnement des barrages souples (Jean-Maurice DURAND.1999).

Le principe de base consiste à s'opposer à la poussée de l'eau par une membrane souple fixée sur un radier en béton et gonflée soit à l'air, soit à l'eau. Lorsque le plan d'eau tend à s'élever,

l'accroissement de la poussée de l'eau dégonfle automatiquement et progressivement la membrane.

Le système gonflable équipe plusieurs centaines de déversoirs à seuil libre, avec des boudins atteignant des hauteurs jusqu'à plusieurs mètres. Aujourd'hui, les deux systèmes de gonflage à l'eau ou à l'air continuent à coexister, avec chacun leurs avantages respectifs.

L'effet des corps flottants ou des débits solides doit être pris en compte sous la forme de renforcements ou de protections de la membrane.

I.2.4.Évacuateurs vannés :

Comme indiqué précédemment, les évacuateurs vannés peuvent fonctionner à surface libre ou en charge. Les évacuateurs vannés permettent de contrôler le débit sortant du barrage tout en maintenant la cote amont à une valeur inférieure ou égale à la cote retenue normale (RN), qui ne peut être dépassée tant que toutes les vannes contribuant à l'évacuation des crues ne sont pas totalement ouvertes (CFBR).

Toutefois, les vannes sont sujettes à des défaillances, pouvant remettre en cause la débitance totale de l'ouvrage lors d'une crue. La fiabilité doit donc être un élément prioritaire pour les évacuateurs vannés.

Il est possible d'envisager l'utilisation des vannes de vidange de fond pour l'évacuation des crues. Cela n'est toutefois envisageable qu'à condition que leur sécurité de fonctionnement soit identique à celle des autres évacuateurs de crues, tant du point de vue du fonctionnement hydraulique que du point de vue de l'alimentation électrique, du dispositif de commande et de son accessibilité en toutes conditions. Pour les ouvrages existants, cette possibilité n'est toutefois pas à privilégier en première approche, les installations n'étant généralement pas conçues pour répondre aux exigences des deux fonctions de sécurité (crue, vidange).

La description des différents types d'organes et la conception de leurs systèmes de commande font l'objet de détails dans les paragraphes suivants.

Les évacuateurs de crues vannés de barrages présentent deux caractéristiques spécifiques rendant leur exploitation particulière :

- Il n'est pas possible de procéder préalablement à des essais complets de leur fonctionnement en charge ;
- Ces organes n'ont a priori aucune position de sécurité évidente vers laquelle il serait possible de se replier systématiquement en cas d'anomalie de fonctionnement ; ni la position ouverte, ni la position fermée, ni même le maintien en position ne peuvent jouer ce rôle de sécurité.

Leur conception, leur exploitation et leur maintenance nécessitent un examen au regard des différents risques caractérisant la sûreté hydraulique :

- Les risques liés à l'exploitation : la cinétique et l'ampleur d'une ouverture intempestive ou non maîtrisée ont un impact potentiel sur les personnes ou les biens situés à l'aval de l'ouvrage.

- Le risque « crue » : une manœuvre non maîtrisée, la non ouverture ou une ouverture non adéquate présentent un risque pour l'intégrité des ouvrages ou une aggravation des conséquences pour les riverains à l'amont et à l'aval des ouvrages.
- Le risque « rupture d'ouvrage » : une maintenance insuffisante, l'indisponibilité ou le non fonctionnement de l'évacuateur de crues peuvent avoir des répercussions sur la tenue des ouvrages à la suite de l'exhaussement non maîtrisé du niveau de la retenue.

Les cas de défaillance rencontrés invitent à apporter une grande vigilance à la conception des équipements pour éviter les défaillances pouvant se révéler catastrophiques ou plus simplement les complications liées aux modifications à réaliser dans des conditions souvent délicates d'exploitation des ouvrages.

Les défaillances liées aux défauts de conception proviennent fréquemment, non pas de la tenue des structures, dont le calcul est souvent bien maîtrisé, mais des organes de manœuvre, qui sont parfois mal adaptés ou mal calculés en raison des difficultés d'appréhension des efforts et charges « parasites », liés par exemple aux déformations des équipements et aux efforts de manœuvre. De nombreux cas de défaillances de ce type ont été relevés sur les ouvrages évacuateurs(CFBR).

Des défaillances liées à un défaut des informations entrant dans le système de gestion sont également rencontrées. Les systèmes de contrôle-commande permettent aujourd'hui une bonne gestion des crues à l'aide d'automates dont il est possible d'assurer la redondance à un coût raisonnable. Cependant, les problèmes les plus fréquemment rencontrés sont liés à une mauvaise information ou dans certains cas, à un manque d'information fiable en ce qui concerne les débits entrants, surtout en période de fortes crues, du fait de systèmes d'acquisition non fiables (Maglakélidzé V1959).

Les défaillances liées aux défauts d'entretien sont certainement les plus nombreuses recensées sur les ouvrages hydrauliques. Elles sont le plus souvent sans conséquence grave sur la conduite des équipements. Toutefois, elles peuvent avoir des conséquences dramatiques lorsqu'elles conduisent à la rupture d'un barrage.

I.2.4.1. Types de vannes les plus répandus :

Les ouvrages évacuateurs de crues peuvent être constitués de différents types de vannes, en fonction de l'utilisation attendue de l'ouvrage. On peut distinguer les vannes de surface et les vannes de fond.

◆ *Les vannes de surface :*

Outre leur utilisation pour contrôler le niveau de retenue dans le fonctionnement courant, assurent la fonction d'évacuation des crues. Ce sont souvent des vannes segments, des vannes wagons ou encore des clapets. On rencontre d'autres types de vannes de surface sur les ouvrages anciens ou s'il existe des contraintes particulières : vannes à rouleaux, vannes bateaux, vannes secteurs,...etc.

Ce sont de bons régulateurs de niveau amont, car le débit varie beaucoup en fonction du niveau amont (fonction de la lame déversée à la puissance $3/2$).

♦ **Les vannes barrant des pertuis en charge (vannes de fond ou de demi-fond) :**

Sont rarement choisies pour équiper des évacuateurs de crues. Comme indiqué précédemment, l'inconvénient majeur réside dans la faible variation de la débitance en fonction de la cote de retenue et il convient de prendre en considération l'importance accrue des risques de sédimentation en fond de retenue et donc de blocage des vannages et de colmatage des pertuis. Ce sont principalement des vannes wagons et des vannes segments.

Les pertuis sont usuellement équipés de deux vannes en série, avec une vanne aval de réglage du débit et une vanne amont dite de garde permettant notamment les opérations d'entretien de la vanne aval. Le dimensionnement de ces vannes (à minima pour la vanne de réglage) doit naturellement permettre la coupure du débit en charge lors de la fermeture de la vanne. Ce sont de bons régulateurs de débit, car le débit varie peu en fonction des niveaux amont et aval (fonction de la racine de la différence de cote).

Les vannes qui assurent la vidange du réservoir et la chasse des sédiments peuvent éventuellement jouer le rôle d'évacuateur complémentaire sous certaines conditions, avec notamment les redondances et dispositifs nécessaires à la fiabilité de fonctionnement de l'organe en situation de crue.

I.2.4.2. Seuils réglables :

Les organes suivants sont des seuils dont la cote est réglable, avec déversement à surface libre par-dessus. De ce fait, ce sont de bons régulateurs de niveau amont.

Ils n'ont a priori pas besoin d'énergie pour s'ouvrir, la gravité aidant, ce qui peut représenter un intérêt pour la sécurité. Inversement, ils peuvent aussi s'ouvrir de manière intempestive, ce qui impose des sécurités spécifiques. Ouverts, ils s'effacent dans un logement et ne génèrent pas ou peu de pertes de charges.

I.2.4.3. Clapets :

Les clapets sont des vannes abaissantes constituées d'un bordé généralement de forme cylindrique (fig.I.8), Supporté par une structure en caisson type « ventre de poisson » ou classique articulé sur le seuil du pertuis.



Figure I.8 : Clapet sur le barrage(CFBR).

I.2.4.4. Vannes secteurs ou vannes tambours :

Il s'agit d'une vanne avec déversement par-dessus puis sur le bordé intérieur (Fig I.9). La vanne s'efface complètement dans un logement aval prévu à cet effet. Ce logement est auto-curant



Figure I.9 : Vanne tambour.

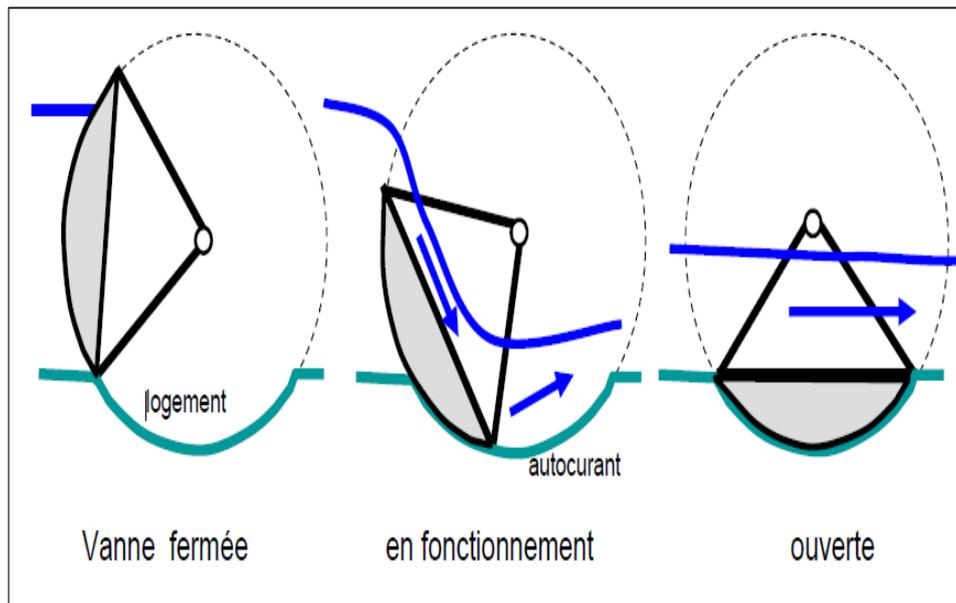


Figure I.10 : Coupe type d'une vanne secteur.

I.2.4.5. Vannes segments :

Les vannes segments (fig I.11) sont des vannes levant constituées d'un tablier de forme cylindrique assurant la bouchure du pertuis, prolongé par deux bras latéraux permettant le transfert des charges sur le béton des bajoyers par l'intermédiaire de tourillons et éventuellement de corbeaux .



Figure I.11 : Vanne segment munie d'un volet de surface(CFBR).

I.2.5. Systèmes fusibles :

Ces systèmes permettent d'augmenter la capacité utile du réservoir, tout en conservant des capacités d'évacuation satisfaisantes. Le système le plus abouti est constitué d'éléments en béton et/ou en acier posés sur un seuil fixe en béton et dont la hauteur peut atteindre plusieurs mètres. La partie supérieure des éléments est généralement en forme de labyrinthe afin d'accroître la longueur déversée avant basculement. Ces éléments sont auto-stables jusqu'à une certaine cote du plan d'eau amont, ce qui permet le passage des crues courantes avec une loi hauteur-débit optimisée, vu le tracé en labyrinthe du seuil. À partir d'une certaine cote, ces éléments basculent automatiquement sous l'effet de la sous-pression introduite dans une chambre à la base de la hausse par l'intermédiaire d'un puits d'alimentation. Ces puits d'alimentation des chambres sont réglés pour que les hausses basculent de façon séquentielle, au fur et à mesure de la montée du niveau de la retenue, ce qui libère progressivement la section déversée (CFBR).

Les hausses étant perdues après basculement, l'optimum économique conduit le plus souvent à dimensionner le système pour que le premier basculement se produise pour une crue de période de retour de 50 à 100 ans.

En matière de sécurité, ce système a montré sa fiabilité (risque très faible de basculement intempestif ou de non basculement à la cote prévue), pour autant que des dispositions soient prises pour éviter l'obstruction des puits d'alimentation par les corps et sous réserve d'une surveillance et d'une maintenance adaptées.

Il est également nécessaire d'étudier et de justifier la forme du hydrogramme de crues sortants, de façon à évaluer les risques liés aux gradients de débit lors du basculement des hausses.

Une autre solution de fusible est basée sur l'utilisation de blocs de béton ordinaire de forme simple en sous-pression permanente, basculant pour une hauteur de lame déversée liée à leur épaisseur. Cette solution est économique mais ne bénéficie pas de l'avantage lié à la forme labyrinthe.

On peut noter également que certains barrages eux-mêmes peuvent être fusibles par conception (cas d'un barrage annexe en terre dans un col, conçu de telle manière que sa rupture

sera préalable à celle du barrage principal. Dans ce cas, il ne s'agit cependant pas d'un système d'évacuation à part entière, mais plutôt d'une sécurité supplémentaire s'ajoutant en dernier recours aux ouvrages d'évacuation normaux.



Figure I.12 : Essai sur modèle réduit au laboratoire (hausses fusibles) d'Artelia Environnement (Grenoble) « Alberto Gonzalez ».

I.3. L'évacuateur de crue frontale :

Le déversoir de type frontal est adopté par des pentes du versant fortes (*Figure I.13*). L'écoulement dans le coursier est perpendiculaire au seuil.

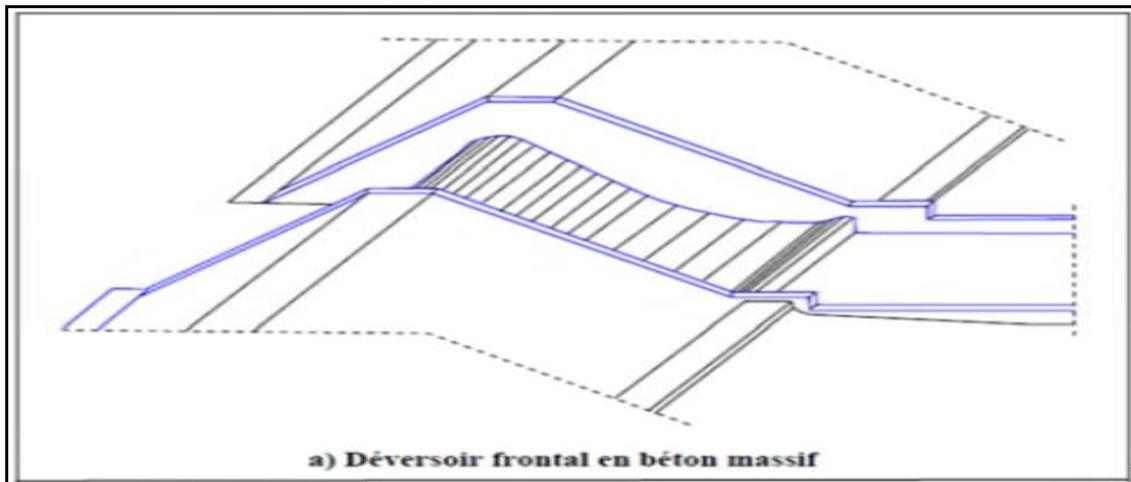


Figure I.13: évacuateurs de crues frontal (PNUD/OPE).

I.3.1 Composition de l'évacuateur de crues frontal.

Dans ce type de déversoir le déversement est effectué d'une façon coaxiale à l'axe de l'évacuateur. Ce dernier est composé des parties suivantes :

- ✓ Canal d'entrée
- ✓ Déversoir
- ✓ Coursier
- ✓ Élément de dissipation
- ✓ Canal de sortie

I.4. L'évacuateur de crues latéral:

Le déversoir du type latéral est adopté dans le cas où la pente du versant est faible. Ce type d'ouvrage repose directement sur le sol pas soumis à des tassements sous l'effet du massif du barrage.

Ce type d'ouvrage est à écoulement à surface libre, son critère de choix est purement topographique.

Ce type représente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversée.

L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

I.4.1. Composition de l'évacuateur de crues latéral:

L'évacuateur de crues se compose essentiellement figure (I.14):

- Canal d'entrée.
- Déversoir.
- Transition (chenal).
- Coursier.
- Élément de dissipation.
- Canal de sortie.

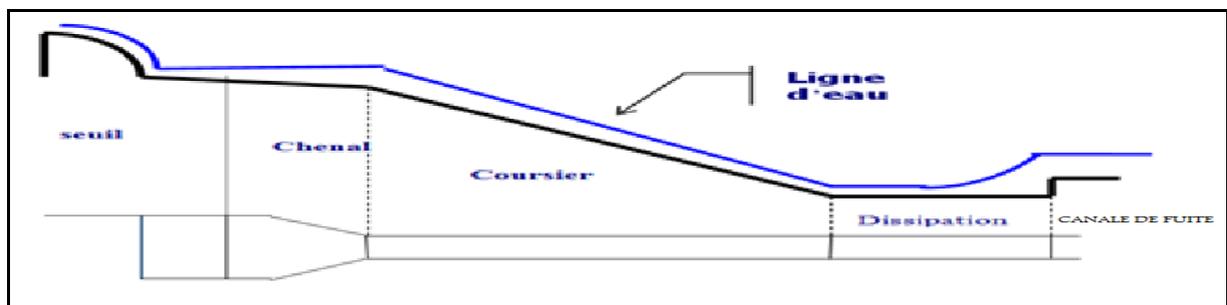


Figure I.14: évacuateurs de crues de surface.

I.4.1.1. Le canal d'approche : est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charge et guider calmement la crue vers le seuil déversant. Généralement, l'écoulement est fluvial avec une vitesse faible.

I.4.1.2. Déversoir : Le débit d'un évacuateur de crue est généralement contrôlé par le déversoir. Ainsi l'écoulement doit être dénoyé. On définit généralement le type de déversoir standard car la crête et le parement sont profilés de manière à épouser le plus possible la lame déversée.

I.4.1.3. Chenal d'écoulement : Le chenal est de section rectangulaire de préférence, sa longueur est rarement importante, il est de pente assez faible (inférieure à la pente critique). Le régime d'écoulement est de type fluvial juste après le déversoir on retrouve un ressaut hydraulique qui amène le régime fluvial.

I.4.1.4. Coursier : Construit en béton, de section rectangulaire et de forte pente (supérieure à la pente critique) l'écoulement est torrentiel, le tirant d'eau est inférieur à la hauteur critique.

La hauteur de départ est celle trouvée à la fin du chenal, dans le cas où il n'y a pas de ressaut hydraulique c'est une section de contrôle.

I.4.1.5. Bassins d'amortissement ou de dissipation d'énergie : Ce sont des ouvrages associés au déversoir qui ont pour rôle de dissiper l'énergie cinétique de l'eau à la sortie aval du coursier ou de la conduite (suivant le type de déversoirs). La création d'un ressaut hydraulique, transforme un courant torrentiel (rapide) en un courant fluvial (lent) pouvant être restitué sans risque dans le lit de l'oued. La figure (I.15) illustre les différents types d'ouvrages de dissipation d'énergie.

Les dissipateurs à auge nécessitent la présence d'un lit en matériau rocheux très compact et stable pour éviter les affouillements. Ces diffèrent suivant la nature de l'écoulement:

- Dans le cas d'ouvrage de dissipation avec bec de refoulement, l'écoulement est totalement submergé par le courant aval (Figure I.15 a). Le bec terminal est surélevé par rapport au fond du lit, afin de protéger la structure en béton des chocs provoqués par les matériaux accumulés par le remous. Le fonctionnement de ces ouvrages nécessite, dans le lit aval, une hauteur d'eau d'environ 110 % de celle requise pour la formation du ressaut.
- L'ouvrage de dissipation en saut de ski donne un écoulement émergent du courant aval (Figure I.15 b).
- Si des affouillements sont à craindre, il y a lieu d'augmenter la dissipation de l'énergie avant que l'écoulement rejoigne le lit aval au moyen de blocs de béton permettant d'amortir le jet d'eau à la sortie du bassin (Figure I.15 c et d).

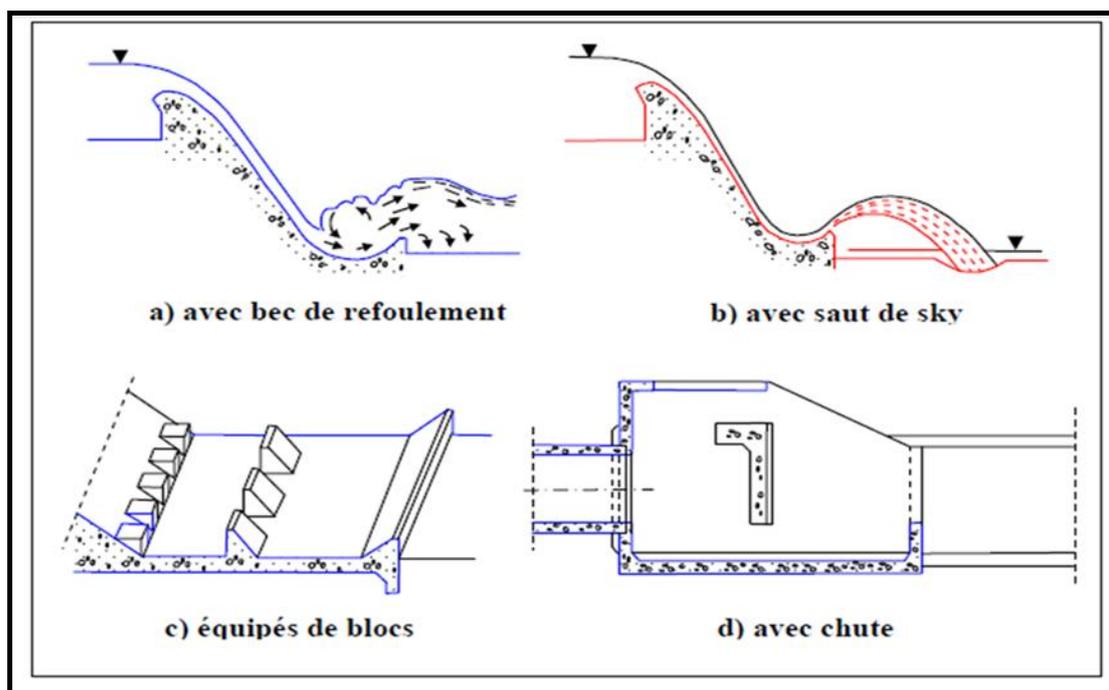


Figure I.15 : Types de Bassin de dissipation d'énergie.

I.5. Choix de l'évacuateur de crues :

Le choix d'un évacuateur de crue dépend de plusieurs facteurs. Il existe plusieurs critères pour juger qu'un type d'évacuateur est plus avantageux qu'un autre type tels que:

- La sûreté et la sécurité de fonctionnement ;
- Le coût ;
- La difficulté de réalisation ;
- La difficulté du calcul hydraulique ;
- Les exigences topographiques et géologiques ;
- La facilité d'entretien ;
- La possibilité de modifier les ouvrages.

Conclusion :

L'évacuateur de crue constitue souvent la partie la plus sollicitée d'un barrage. Il importe donc de le concevoir avec beaucoup de prudence et de le réaliser avec le plus grand soin. Son coût souvent relativement élevé par rapport à l'ensemble du barrage, surtout dans le cas des petits barrages, ne doit pas conduire à prendre des risques par souci d'économie, en effet il est difficile d'intervenir pendant une telle défaillance peut avoir une évolution rapide et entraîner la ruine du barrage en pleine crue.

Le choix du type des évacuateurs des crues reste comme même tributaire des caractéristiques individuels de chaque site (topographique, géologique, stabilité des terrains à l'aval, valeur de la crue de projet... etc). On ne peut en aucun cas élaborer des conceptions types et ce vu les critères économique et sécuritaires intrinsèques à chaque projet de barrage.

Chapitre II

Etude Topographique

Introduction :

Le but principal d'une étude topographique est d'établir les documents nécessaires pour les avants projets (plans, cartes, profils et documents). Ils permettront en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique du site et de positionner au mieux le barrage et ses ouvrages annexes.

Pour cette étude il est indispensable d'avoir un plan en courbe de niveau qui peut être obtenu par un levé direct ou par restitution de photos aériennes. En ce qui concerne l'étude du bassin versant de oued Mellah disposons d'un plan topographique à l'échelle 1 / 50000 (annexe) qui nous permet de :

- ❖ Situer l'exutoire et l'axe de la digue.
- ❖ Délimiter le bassin versant alimentant la retenue.
- ❖ Déterminer la superficie, le périmètre du bassin versant ainsi que la longueur du Thalweg principal.

II.1. Situation géographique :

Le site de la futures retenue collinaire sur oued Mellah, se situe à environ de six (06) km au Nord-Ouest de la route reliant-Teleghma à Oued seguin et plus précisément de sept (07) km au Nord-Ouest de la commune d'Oued Seguin fig (II.1).

Toutes les eaux de ruissellement se rassemblées à partir de chaabas s'injectant dans le cours d'eau principal du oued Mellah.

L'exutoire du bassin versant est défini, avec les coordonnées Lambert sont comme suit :

X : 827 00 Km Y : 326 00 Km

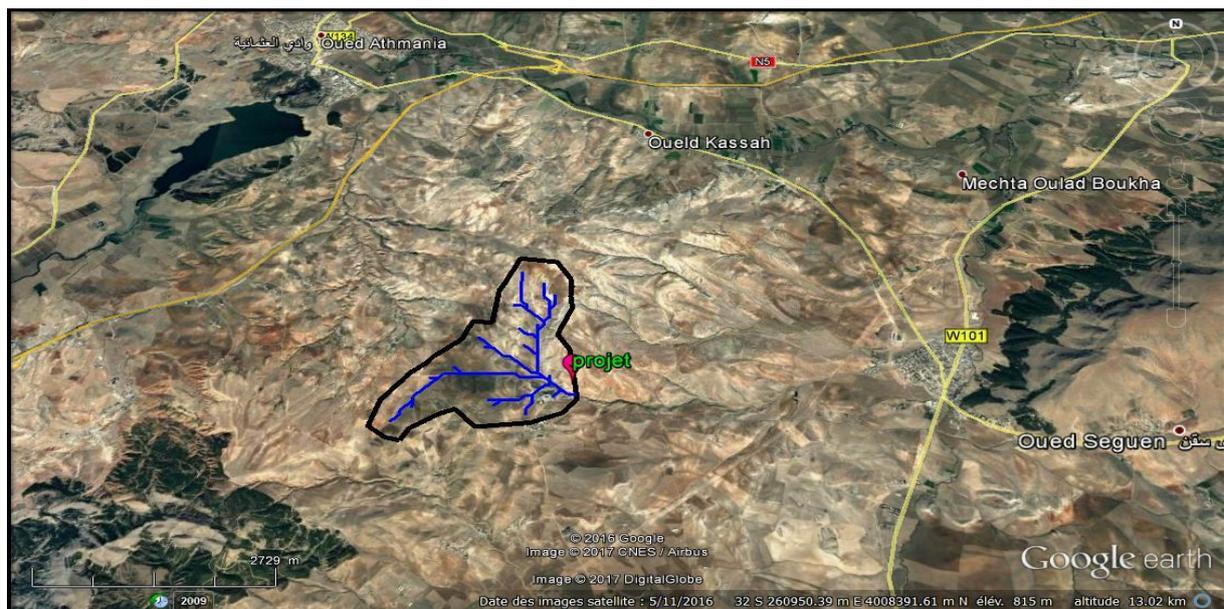


Figure II.1 : Situation géographique de la retenue collinaire sur oued Mellah (Google Earth).

II.2. Le choix de l'axe de la digue :

Le choix de l'axe de la digue a été dans le lieu qui présente le plus grand encaissement pour le but de minimiser la quantité du remblai et avoir le plus grand volume d'eau possible.

*Les coordonnées de la rive gauche sont :

$$X = 827.049 \text{ m } Y = 325.921 \text{ m}$$

*Les coordonnées de la rive droite sont :

$$X = 827.056 \text{ m } Y = 325.810 \text{ m}$$

II.3. Caractéristiques géographiques du bassin versant :

II.3.1. Caractéristiques de la forme du bassin versant:

Le bassin versant de la retenue collinaire sur oued Mellah s'étend sur une superficie de 4.50 Km² fig (II.2) ; caractérisée par un relief modéré. Il est limité au Sud-Est par Mechta Damber, et au Nord par Méchtat Sidi Boudjemline dont le point le plus élevé atteint 911m. La plus grande partie du bassin versant se situe entre les altitudes 850 et 860 m.

La végétation rencontrée dans ce bassin est la céréaliculture d'orge et de blé.

Le réseau hydrographique est peu développé, L'oued principal de ce bassin versant prend naissance de quelques chaabats descendant des versants du bassin.

➤ La surface :

Le bassin versant étant l'aire de réception des précipitations et d'alimentation des cours d'eau, les débits vont être en partie reliés à sa surface.

La surface du bassin versant peut être mesurée par des différentes méthodes par l'Arc Gis version (10.2.2) il suffit d'utiliser l'option de calcul géométrique de cet logiciel, ce qui nous donne :

$$S = 4.50 \text{ km}^2$$

➤ Le périmètre :

Il représente la longueur du parcours fermé du bassin, l'intérêt essentiel du périmètre est de pouvoir déterminer l'indice de Gravelius (Kc) et le rectangle équivalent.

$$P = 10.14 \text{ km}$$

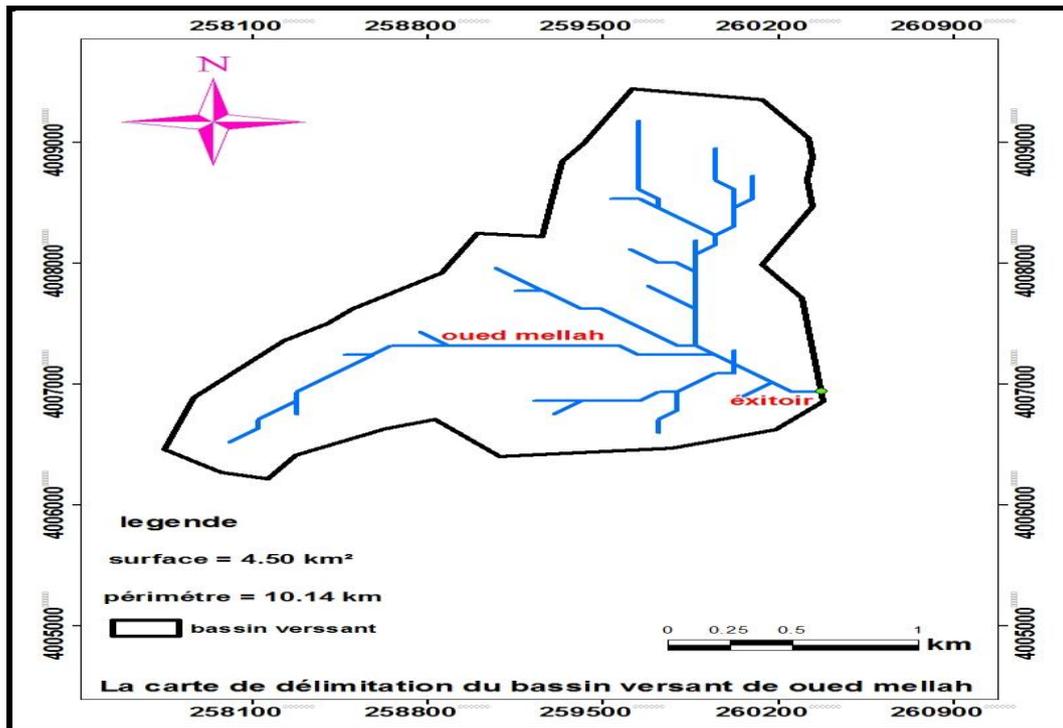


Figure II.2: La carte de délimitation de bassin versant d'oued mellah.

➤ **Indice de compacité de Gravellius K_c :**

Il existe différents indices morphologiques permettant de caractériser les écoulements, mais aussi de comparer les bassins versants entre eux. Citons à titre d'exemple l'indice de compacité de Gravelius est le rapport du périmètre du bassin versant à celui d'un cercle de même surface. Le coefficient K_c est égal à :

$$K_c = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \longrightarrow \boxed{K_c = 1.34}$$

Avec :

S : surface du bassin versant $S = 4.50 \text{ km}^2$

P : périmètre $P = 10.14 \text{ km}$

K_c : L'indice de compacité ou Gravelius.

Si : $K_c > 1$ et d'autant plus voisin de cette valeur que le bassin versant est compacté ;

Si : $K_c > 1.12$; donc le bassin versant est allongé ;

Si : $K_c < 1.12$; donc le bassin versant est carrée ;

Si : $K_c = 1.12$; donc le bassin versant est compacté.

La valeur de $K_c = 1,34$ loin de 1,12 indique que le bassin versant est de forme allongé fig. (II.3), ce qui augmente théoriquement le temps de concentration.

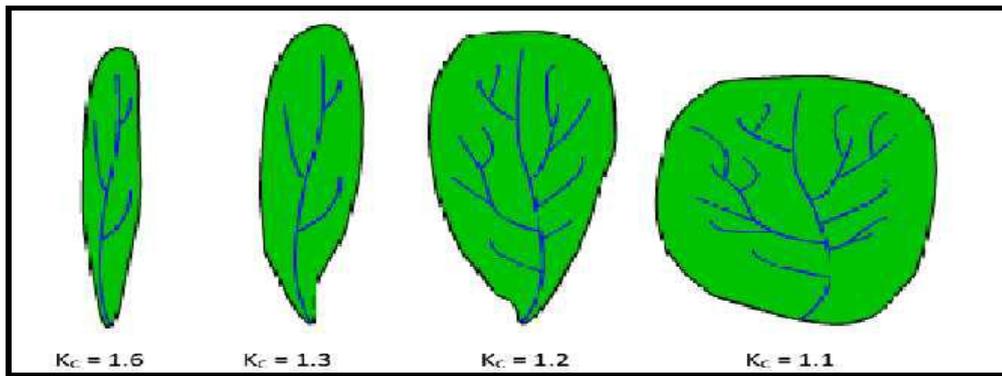


Figure II.3 : La forme du bassin versant en fonction de l'indice de Gravius.

➤ **Rectangle équivalent :**

Le rectangle équivalent est une représentation géométrique du contour du bassin Versant transformé en rectangle de même surface. Celui-ci est tracé à partir de la longueur et de la largeur du bassin. Les courbes de niveau y sont parallèles et sont tracées en respectant les répartitions hypsométriques. Ce rectangle est conçu pour pouvoir comparer les bassins versants du point de vue morphologique .Les démentions de rectangle équivalent sont calculées à partir de l'indices de Gravelius et la superficie et le périmètre de BV fig.(II. 4)

❖ La longueur L_r :

$$L_r = \frac{Kc\sqrt{S}}{1,12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{Kc} \right)^2} \right] \longrightarrow \boxed{L_r = 3.93 \text{ km}}$$

On obtient :

❖ La largeur l :

$$l = \frac{Kc\sqrt{S}}{1,12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{Kc} \right)^2} \right] \longrightarrow \boxed{l = 1.14 \text{ km}}$$

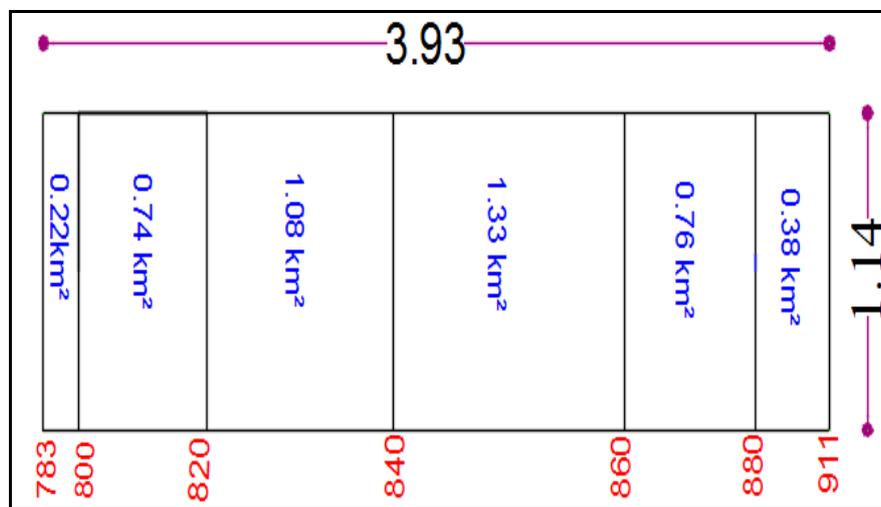


Figure II.4: Rectangle équivalent.

II.3.2. La carte hypsométrique :

Les altitudes jouent un rôle essentiel quand il s'agit de la production ligneuse, dans une région donnée par exemple, par l'aptitude de mieux gérer les phénomènes et facteurs qui contrôlent cette production fig (II.5).

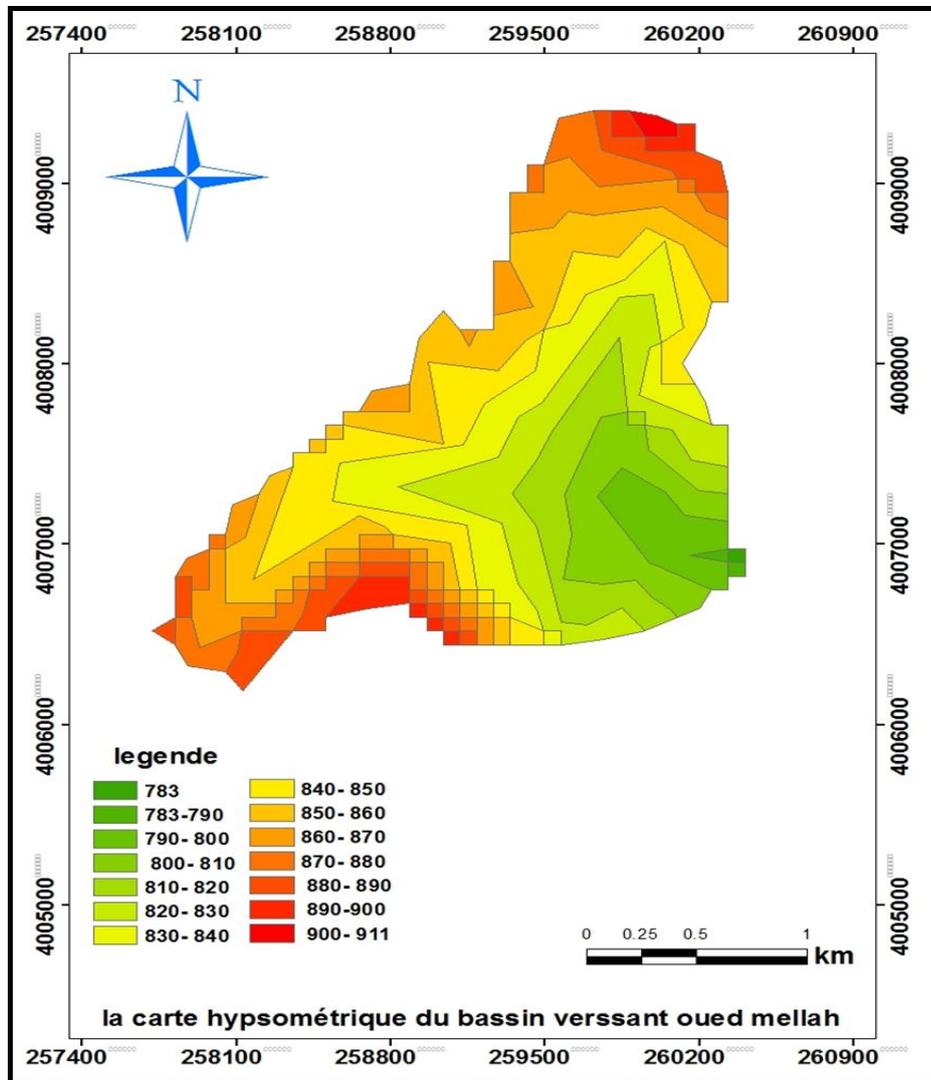


Figure II.5: La carte hypsométrique de bassin versant d'oued mellah.

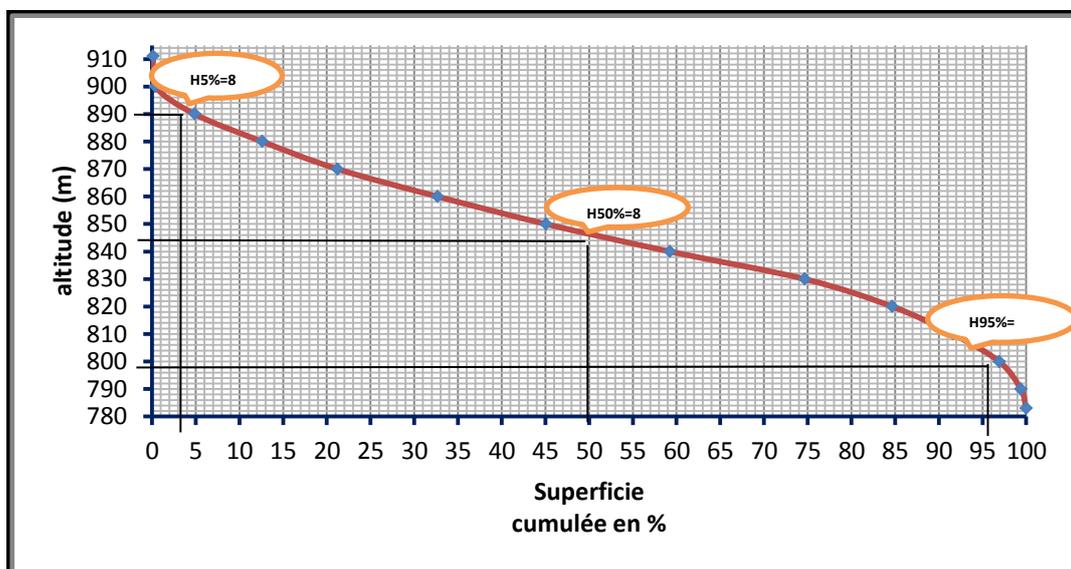
II.3.2.1. La courbe hypsométrique :

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) et l'altitude représentée en ordonnée tableau (II.1) et fig (II.6).

Les courbes hypsométriques demeurent un outil pratique pour comparer plusieurs bassins entre eux ou les diverses sections d'un seul bassin. Elles peuvent en outre servir à la détermination de la pluie moyenne sur un bassin versant et donnent des indications quant au comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage.

Tableau II.1 : Répartition de la superficie partielle en fonction d'altitude

Altitude (m)	Superficie partielle (km ²)	superficie partielle en %	Superficie cumulée en %
783-790	0.013	0.278	0.278
790-800	0.201	4.460	4.738
800-810	0.348	7.739	12.477
810-820	0.388	8.625	21.102
820-830	0.516	11.458	32.560
830-840	0.558	12.409	44.968
840-850	0.639	14.189	59.157
850-860	0.695	15.441	74.598
860-870	0.451	10.016	84.614
870-880	0.313	6.945	91.559
880-890	0.239	5.318	96.877
890-900	0.111	2.472	99.349
900-911	0.028	0.621	100.0
somme	4.50	100	

**Figure II.6** : La courbe hypsométrique du bassin versant oued mellah.

❖ Les paramètres altimétriques sont :

H5% = 890 m.

H50% = 846 m.

H95% = 804 m.

❖ **La dénivelée simple:**

$$Ds = H5\% - H95\% = 86$$

$$Ds = 86 \text{ m}$$

❖ **L'altitude moyenne :**

L'altitude moyenne se déduit directement de la courbe hypsométrique. On peut la définir comme suit : $H_{moy} = \frac{\sum Si \cdot Hi}{S}$

Avec :

H_{moy} : Altitude moyenne du bassin en m ;

Si : Aire comprise entre deux courbes de niveau en km^2 ;

Hi : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau en m ;

S : Superficie totale du bassin versant en km^2 .

On obtient :

Tableau II.2 : calcul de l'altitude moyenne.

altitude (m)	Superficie partielle (km ²)	Hi	Si*Hi
783-790	0.01	786.50	9.84
790-800	0.20	795.00	159.57
800-810	0.35	805.00	280.33
810-820	0.39	815.00	316.33
820-830	0.52	825.00	425.36
830-840	0.56	835.00	466.25
840-850	0.64	845.00	539.54
850-860	0.69	855.00	594.10
860-870	0.45	865.00	389.88
870-880	0.31	875.00	273.44
880-890	0.24	885.00	211.79
890-900	0.11	895.00	99.54
900-911	0.03	905.50	25.29
Somme			3791.27

Hi*Si	S	Hmoy
3791.27	4.50	842.50

II.3.3. Les indice de pente:

La pente est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin. Elle est considérée comme une variable indépendante. Elle donne une bonne indication sur le temps de parcours du ruissellement direct et influence directement sur le débit de pointe lors d'une averse, (Selon Stewart 1974), la pente des bassins versants est naturellement un paramètre clé dans le ruissellement.

II.3.3.1. Carte des pentes

La carte des pentes est un fichier raster géoréférencé indiquant pour chaque pixel la pente en degrés ou en pourcentage. La pente est représentée en % (Fig. II.8). Après avoir généré le calcul des pentes (avec la fonction surface analysis - slope a l'aide de Arc GIS), on a procédé a leur classification.

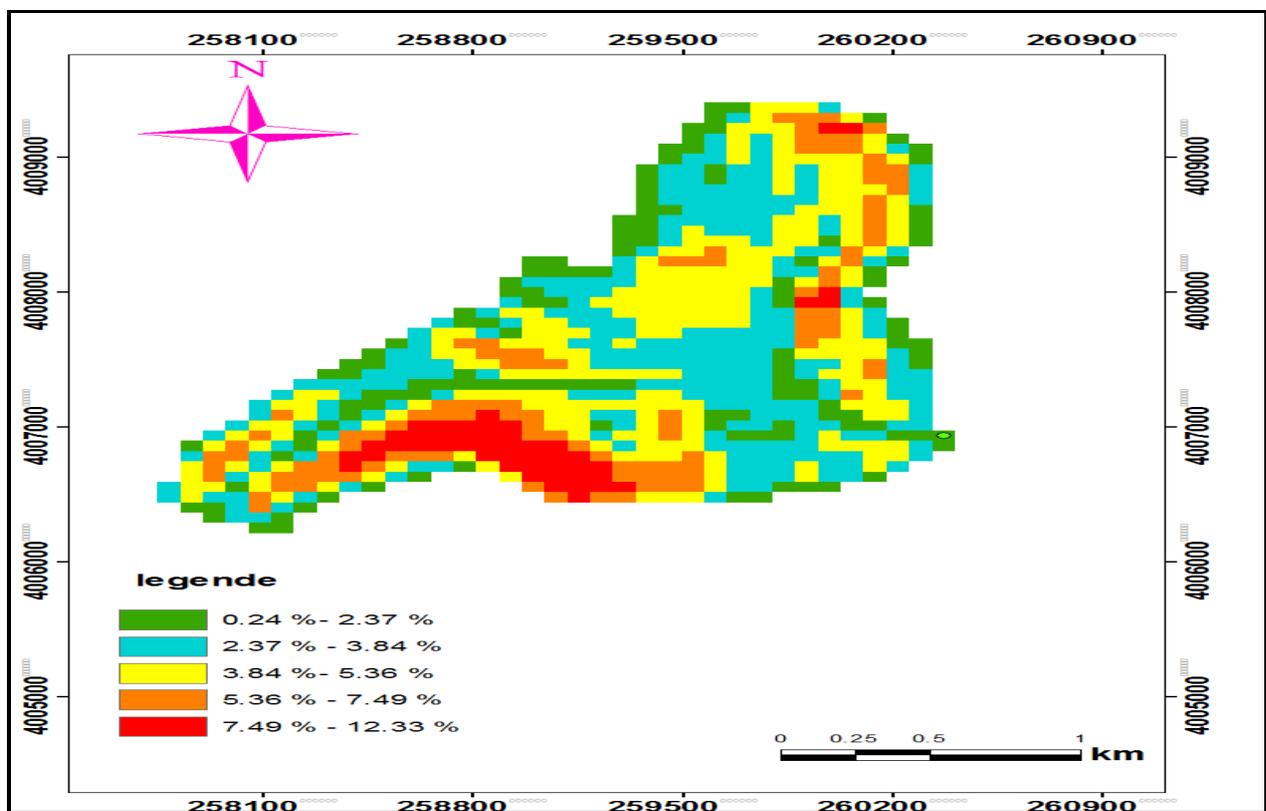


Figure II.7 : la carte de la classification des pentes du bassin versant oued mellah.

Les classes de pente très faibles, faibles à modérées et modérées sont les plus dominantes dans la région d'étude.

Tableau 3: Classes de pentes (Baize, 1995).

Pentes	Classes de pentes
0 - 2	Très faible à faible
2 - 5	Faible à modérée
5 - 10	Modérée
10 - 15	Modérée à forte
15 - 30	Forte
> 50	Très forte

➤ **Indice de ROCHE:**

$$\text{IPR} = \frac{1}{\sqrt{Lr}} \sum \sqrt{Si * Di}$$

Où :

Lr : Longueur de rectangle équivalent en m ;

Di : Dénivelée entre deux courbes de niveau en m ;

Si: Surface par tranche entre deux courbes de niveau en %.

Tableau II.4 : calcul de l'indice de roche.

altitude (m)	dénivelée (Di)	Superficie partielle (km ²)	superficie partielle en %	$\sqrt{Si * Di}$
783-790	7	0.01	0.28	1.39
790-800	10	0.20	4.46	6.68
800-810	10	0.35	7.74	8.80
810-820	10	0.39	8.63	9.29
820-830	10	0.52	11.46	10.70
830-840	10	0.56	12.41	11.14
840-850	10	0.64	14.19	11.91
850-860	10	0.69	15.44	12.43
860-870	10	0.45	10.02	10.01
870-880	10	0.31	6.94	8.33
880-890	10	0.24	5.32	7.29
890-900	10	0.11	2.47	4.97
900-911	11	0.03	0.62	2.61
			somme	105.56
			IPR	53.25

➤ **Indice de pente moyenne P_m :**

Il est calculé selon la formule suivante :

$$P_m = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{\sqrt{S}}$$

H_{max} : Altitude maximale = 911 m ;

H_{min} : Altitude minimale = 783 m.

S : superficie du B.V S = 4.50 km²

A.N :

$$P_m = 60.34 \text{ m / km}$$

➤ **Indice de pente global P_g:**

$$P_g = \Delta H / L_r$$

Où ΔH est la dénivelée totale. Mais en réalité, on prend :

$$\Delta H = H_{5\%} - H_{95\%},$$

Donc :

$$\Delta H = 890 - 804 = 86 \text{ m}$$

L_r = longueur du rectangle équivalent = 3.93 Km.

$$P_g = 21.88 \text{ m/Km}$$

➤ **. Dénivelée spécifique D_s :**

Elle permet également d'utiliser la classification de l'O.R.S.T.O.M (Tab.5) ci-après qui permet de définir les différents types de relief du bassin versant quelque soient leurs superficies.

$$D_s = P_g * \sqrt{S} = 21.88 * \sqrt{4.5}$$

$$D_s = 46.41 \text{ m}$$

La classification du relief est définie selon le tableau ci-après :

Tableau II.5: la classification des reliefs d'après l'ORSTOM.

	Relief	D_s
R1	très faible	<10 m
R2	Faible	10 < D_s < 25 m
R3	assez faible	25 < D_s < 50
R4	Modéré	50 < D_s < 100 m
R5	assez fort	100 < D_s < 250 m
R6	Fort	250 < D_s < 500 m
R7	très fort	> 500 m

Remarque :

D'après la classification de l'O.R.S.T.O.M, notre bassin versant présente un relief assez faible.

II.4. Les caractéristiques du réseau hydrographique :

Le réseau hydrographique (fig II.8), définie par l'ensemble des cours d'eau naturels et artificiels, permanent ou temporaires, qui participent à l'écoulement, est l'un des constituants principaux du bassin versant. (Benoît. H ; 2008).

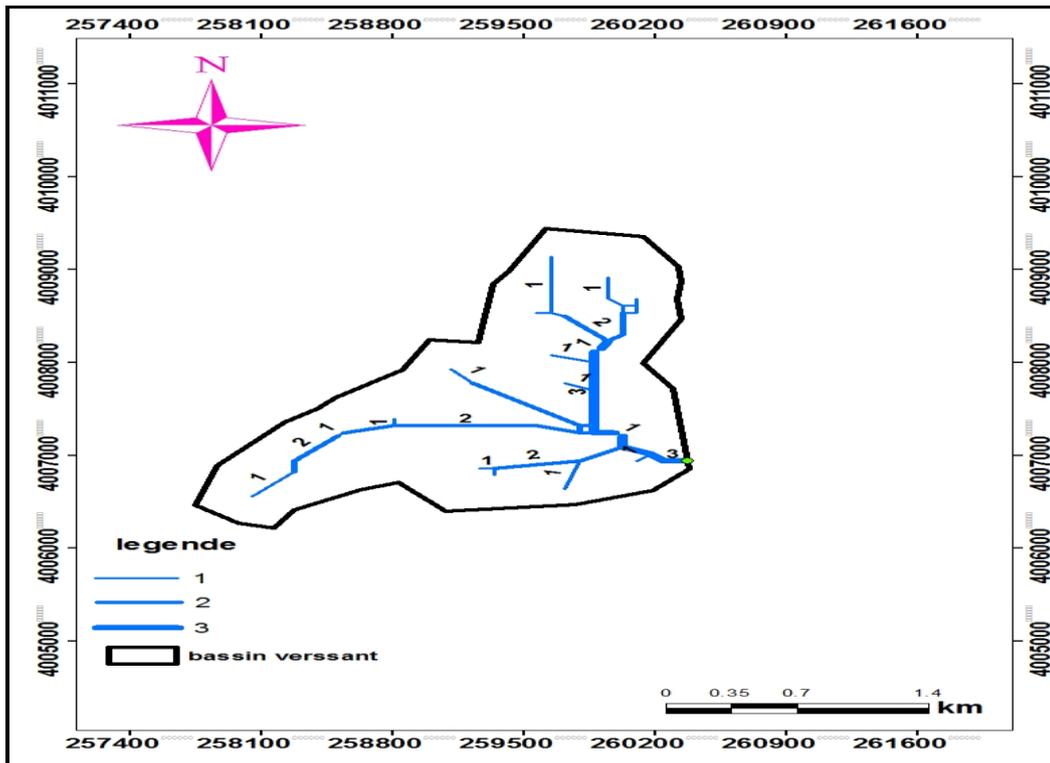


Figure II.8 : carte de la classification des Réseaux hydrographiques du bassin versant.

➤ **Le talweg principal:**

La longueur du cours d'eau principal (L_p) est la distance curviligne depuis l'exutoire jusqu'à la ligne de partage des eaux, en suivant toujours le segment d'ordre le plus élevé lorsqu'il y a un embranchement et par extension du dernier jusqu'à la limite topographique du bassin versant. Si les deux segments à l'embranchement sont de même ordre, on suit celui qui draine la plus grande surface. À l'aide de l'outil de mesure de Arc Gis 10.2.2 ; L est à l'environ de 3.06 km. La topographie du cour d'eau principale joue un rôle très important dans le transport des matériaux vers l'aval (barrage) (fig II.9).

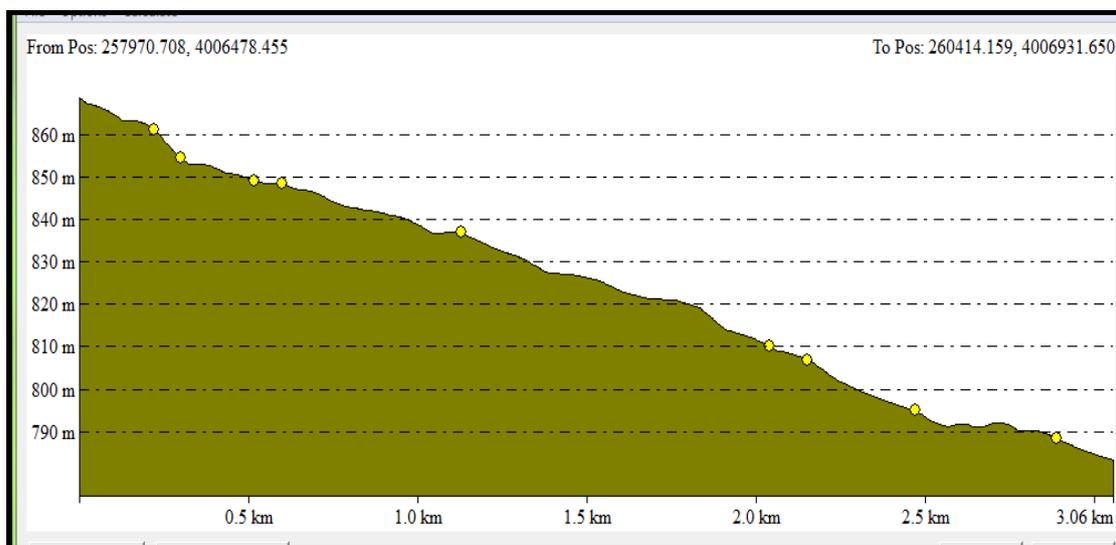


Figure II.9 : Profil topographique du talweg principal obtenu à l'aide de Global Mapper.

➤ **La densité de drainage D_d :**

C'est le rapport entre la longueur totale de tous les cours d'eau et la superficie du bassin versant. (Sari Ahmed; 2002).

La densité de drainage dépend de la géologie, des caractéristiques topographiques du bassin versant et, dans une certaine mesure, des conditions climatiques et anthropiques. En pratique, les valeurs de densité de drainage varient de 3 à 4 pour des régions où l'écoulement n'a atteint qu'un développement très limité et se trouve centralisé ; la valeur inverse de la densité de drainage, $C=1/D_d$, s'appelle « constante de stabilité du cours d'eau ». Physiquement, elle représente la surface du bassin nécessaire pour maintenir des conditions hydrologiques stables dans un vecteur hydrographique unitaire (section du réseau).

Elle est calculée après avoir déterminé le réseau hydrographique comme suit :

$$D_d = \frac{\sum Li}{S}$$

Avec :

Li : longueur totale des cours d'eau (11.8 km).

On déduit que:

$$D_d = \frac{11.8}{4.50} \quad \mathbf{D_d = 2.62 \text{ km/km}^2}$$

➤ **Coefficient de torrentialité**

Le coefficient de torrentialité « C_t » est calculé à l'aide de l'équation :

$$\mathbf{C_t = D_d \cdot F_1}$$

Où F_1 est le rapport entre le nombre des thalwegs d'ordre 1 et la surface globale du B V.

$N = 40$ affluents

$$\mathbf{F = \frac{N1}{S} \quad F = 8.89}$$

Donc : $\mathbf{C_t = 23.29}$

II.5. Le temps de concentration (T_c) :

« On appelle temps de concentration T_c d'un bassin versant, la durée nécessaire pour que la pluie tombée sur le point le plus éloigné hydrologiquement de l'exutoire atteigne celui-ci». (B.TOUAIBIA ; 2004).

Le temps de concentration est une caractéristique principale de toutes les formules permettant le passage des pluies aux débits.

Plusieurs formules de détermination du temps de concentration ont été mises au point, les plus courantes sont les suivantes :

➤ **Formule de GIANDOTTI :**

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_p}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}}$$

Où :

S : Superficie du bassin versant en Km² ;

L_p : Longueur de talweg principale (3.06 Km) ;

H_{moy} : Altitude moyenne en mètre (842.5 m) ;

H_{min} : Altitude minimale en mètre (783 m) ;

$$T_c = 2.12 \text{ h}$$

➤ **Formule de CALIFORNIA :**

$$T_c = \left(\frac{0.87L_p^3}{H_{max} - H_{min}} \right)^{0.386}$$

$$T_c = 0.53 \text{ h}$$

➤ **Formule de KIRPICH:**

$$T_c = 0.6615L_p^{0.77} p_m^{-0.385}$$

p_m : indice de pente globale

L_p : longueur du talweg principale en Km

$$T_c = 0.48 \text{ h}$$

➤ **Formule Algérienne :**

$$T_c = 0.0055S + 0.1657L + 0.0078\Delta H + 0.821$$

Avec :

S : surface du bassin versant en Km².

L : longueur du talweg principal en Km.

ΔH : dénivelé entre l'altitude moyenne et minimal.

$$T_c = 1.82 \text{ h}$$

➤ **Formule de SCS :**

$$T_c = \left(0.868 * \frac{Lp^2}{S}\right)^{0.385}$$

$$T_c = 1.25 \text{ h}$$

S : surface du bassin versant en Km².

L : longueur du talweg principal en Km.

Les résultats obtenus sont portés dans le tableau3.

Tableau II.6: Calcule du temps de concentration.

N°	Auteurs	T _c (h)
1	GIANDOTTI	2.12
2	CALIFORNIA.	0.53
3	KIRPICH	0.48
4	Formule algérienne	1.82
5	FORMULE DE SCS	1.25

Remarque :

Vu les résultats trouvés ci-dessus, le temps de concentration varie entre 0.48 et 2.12 heures et la moyenne est de 1.24 heures sachant qu'elle n'est pas prise en considération puisque les valeurs empiriques ne s'additionnent pas car elles sont hétérogènes.

Alors on prendra :

T_c = 2.12 h (la formule de Giandotti (1937)).

II.6. Vitesse moyenne de ruissellement :

Cette vitesse est donnée par la formule

$$V_e = \frac{Lp}{T_c}$$

$$V_e = 1.44 \text{ km/h}$$

L_p : Longueur de talweg principal en Km.

T_c : temps de concentration en h.

Conclusion :

Les principaux indices géomorphologiques pour le bassin versant d'oued mellah et définies sont récapitulés dans le tableau II.7.

Tableau II.7 : Récapitulation des caractéristiques morpho-métriques du bassin versant d'Oued Mellah.

Désignation	Symbole	Unités	Valeurs
Superficie	S	Km ²	4.50
Périmètre	P	Km	10.14
Longueur du thalweg principal	Lp	Km	3.06
Indice de compacité	Kc	/	1.34
longueur (Rectangle équivalent).	Lr	Km	3.93
Largeur (Rectangle équivalent).	Ir	Km	1.14
Altitude maximal	H max	m	911
Altitude minimal	H min	m	783
Altitude moyenne	H moy	m	842.50
Indice de pente global	Pg	m/km	21.88
Pente moyenne	Pm	m/km	60.34
Indice de pente ROCHE	IPR	m/km ²	53.27
Dénivelée spécifique	Ds	m	46.41
Vitesse de ruissèlement	Ve	Km/h	1.44
Densité de drainage	Dd	Km/km ²	2.62
Coefficient de torrentialité	Ct	/	23.29
Temps de concentration	Tc	h	2.12

Chapitre III

Etude géologique et géotechnique

Introduction :

Pour valider le choix d'un site, on doit vérifier un certain nombre de critères d'ordre géotechnique et géologique préalablement à l'établissement du projet proprement dit.

Elle a pour but de répondre aux questions suivantes :

- La stabilité et l'étanchéité des appuis et la valeur de la fondation ;
- L'étanchéité de la cuvette et la stabilité des versants ;
- De l'existence et des caractéristiques des matériaux nécessaires à la construction du barrage.

III.1. Géologie régionale :

La région du site de la retenue collinaire OUED MELLAH située sur l'extrême Sud-Ouest de la feuille d'Oued Athmania ; elle fait partie de l'unité Néritique Constantinoise, cette dernière est située entre la zone des Babors au Nord et le chevauchement frontale des Sellaoua au Sud.

Elle est caractérisée par les faciès ci-dessous, classés selon l'ordre chronologique du plus récent au plus ancien comme suit :

- ✚ **Trias** : c'est le terrain le plus ancien comprenant des marnes bariolées, gypse, quartz bipyramides et cristaux de dolomite.
- ✚ **Le crétacé inférieur** : largement développé dans la région constitué de calcaire compacts, dolomie alternant avec des marnes et des calcaires dolomitique. Le Crétacé supérieur présente des marnes plus ou moins argileuses gris-noir et parfois des bancs de marno-calcaire avec 150-200m d'épaisseur.
- ✚ **Le Paléogène** : représenté par deux faciès principaux l'un l'Eocène essentiellement marneux et l'autre Oligocène constitué des grès du Numidien.
- ✚ **Néogène** : représenté par des dépôts continentaux de Miocène et Pliocène constitué essentiellement des formations détritiques de conglomérats, grès, calcaires détritiques, sables et calcaires lacustres. Ces deux faciès occupent la surface de notre bassin versant.
- ✚ **Le Quaternaire** : constitue souvent de formations récentes généralement détritiques qui se présentent au niveau des fonds de vallées par des alluvions : argiles, limons, sables, graviers, cailloux et blocs provenant de la dégradation physique et chimique des roches mères affleurant en surface et des colluvions et éboulis de pente sur les versants de vallées.

Du point de vue tectonique les terrains anté-Miocène en grande partie affleurant dans la moitié Est due surtout à des mouvements jusqu'à la fin de l'Oligocène .Par contre les terrains Néogène affleurant surtout dans la partie Ouest. Son origine se trouve dans les mouvements poste-Miocène .Cette distinction n'est pas rigoureuse car, d'une par les mouvements post-Miocène ont intéressé aussi la partie Est de la région tandis que d'autre (BET.D.P.Hydraulique).

III.2. Géologie de la zone d'étude :

L'étude géologique, synonyme de science de la terre, a pour but d'étudier la constitution actuelle du sol, afin d'étudier la faisabilité de la retenue dans la région.

La présente partie fait l'objet des études géologiques et géotechniques.

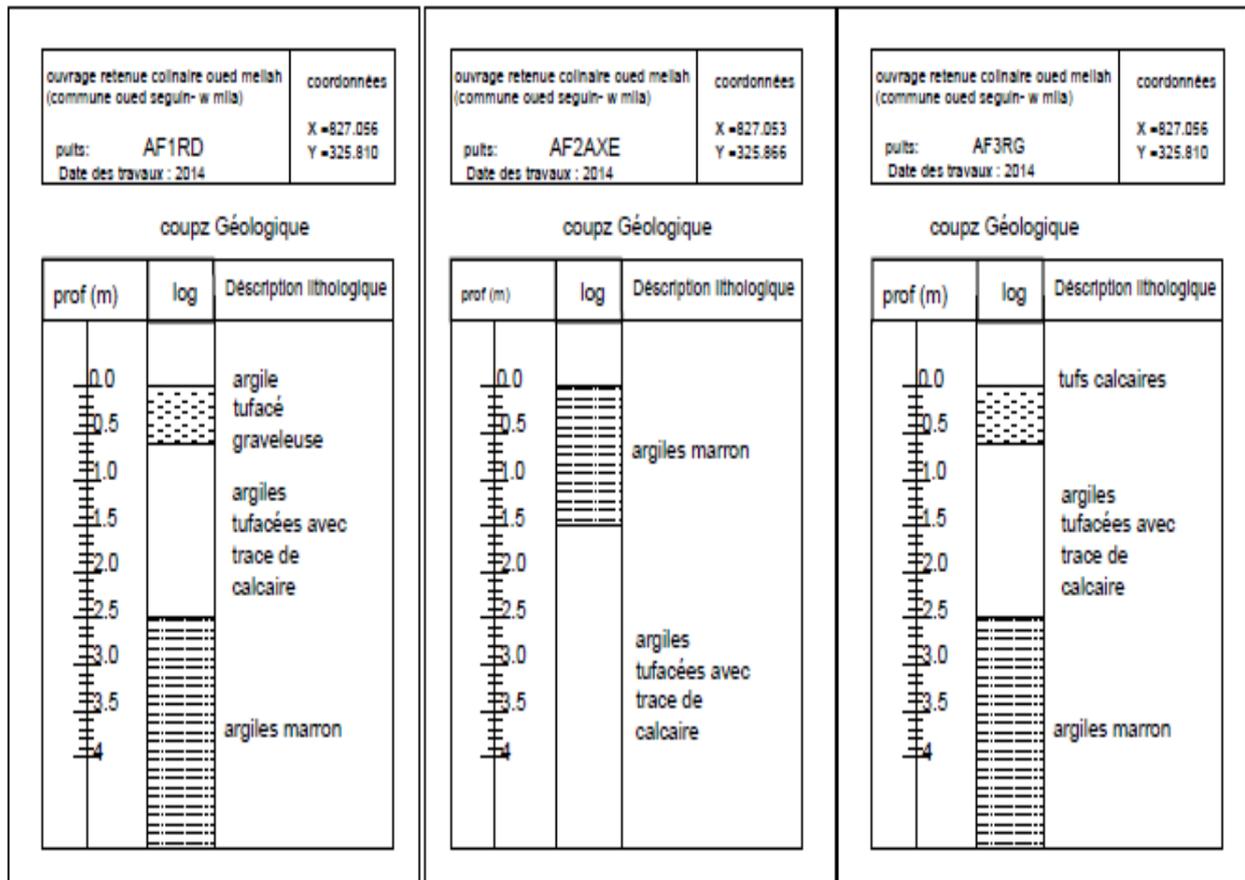


Figure III-2 : Log stratigraphique au niveau de l'axe de la digue (BET.D.P.Hydraulique).

III.2.2. La géologie du site de la cuvette :

Elle est basée sur l'observation faites sur terrain. Le terrain de fond de la cuvette de la retenue collinaire sur Oued Mellah est représenté par une couverture sédimentaire des dépôts détritiques (sables, galets et graviers), ces matériaux issus de la désagrégation mécanique des formations du bassin versant.

La rive droite de la cuvette correspond à un terrain moyennement à fortement incliné. De haut en bas et d'amont en aval, les formations géologiques qui constituent ce versant correspondent des alluvions récentes (graviers, sables et des limons) avec une base argileuse. Ces argiles pourraient être utilisées comme des matériaux de construction de l'axe de l'ouvrage.

Dans la rive gauche, il s'agit des formations principaux ; la première bande située en amont est formée de grés, la seconde est située un peu plus en aval, elle est formée de tufs calcaires.

Au niveau du thalweg, ce sont des alluvions récentes et actuelles, formées essentiellement d'argiles et limons, dessous lesquelles se trouvent des éléments plus grossiers constitués de sables et graviers.

Le site de la cuvette de la future retenue collinaire est dominé par les terres agricoles en exploitation.

III.2.2.1. Perméabilité du site et de la cuvette :

Suite à l'investigation effectuée sur site de la retenue collinaire sur oued Mellah, un puits de reconnaissance a été réalisé au niveau de la cuvette qui révèle les informations géologiques suivantes :

En vertu de la coupe lithologique du puits (figure III.2), il révèle que l'assise de fondation au niveau de la cuvette est étanche, présente de marne marron de bonne qualité, Tenant compte de la lithologie des terrains existants au niveau du site et de la cuvette, on peut conclure :

- 1- Les alluvions par leur granulométrie expriment une perméabilité assez faible.
- 2- Les argiles présentent une perméabilité faible.

En conclusion : selon les conditions de perméabilité au niveau du site et de la cuvette, il y'a lieu de signaler que le terrain de fond est à base d'argiles étanche.

➤ Etanchéité :

Le terrain de fond marneux du Miocène composant l'assiette de ce site de retenue collinaire est pratiquement imperméable et représente un tapis étanche pour l'assiette de la retenue puisqu'il couvre presque la totalité de la superficie de celle-ci. Les matériaux pulvérulents plus grossiers rencontrés au fond de la vallée sont de leurs natures perméables (BET.D.P.Hydraulique)..

III.2.3. Géologie de la zone d'emprunt de la digue :

La partie droite de la digue correspond à un terrain moyennement à fortement incliné de haut en bas et d'amont en aval, les formations géologiques qui constituent ce versant sont des matériaux d'âge Quaternaires de remplissage très épais (conglomérats, sables, graviers et limons) avec une base argileuse. Par contre la partie gauche à un terrain fortement incliné constitue essentiellement des formations gréseuses et des tufs calcaires (fig.3).

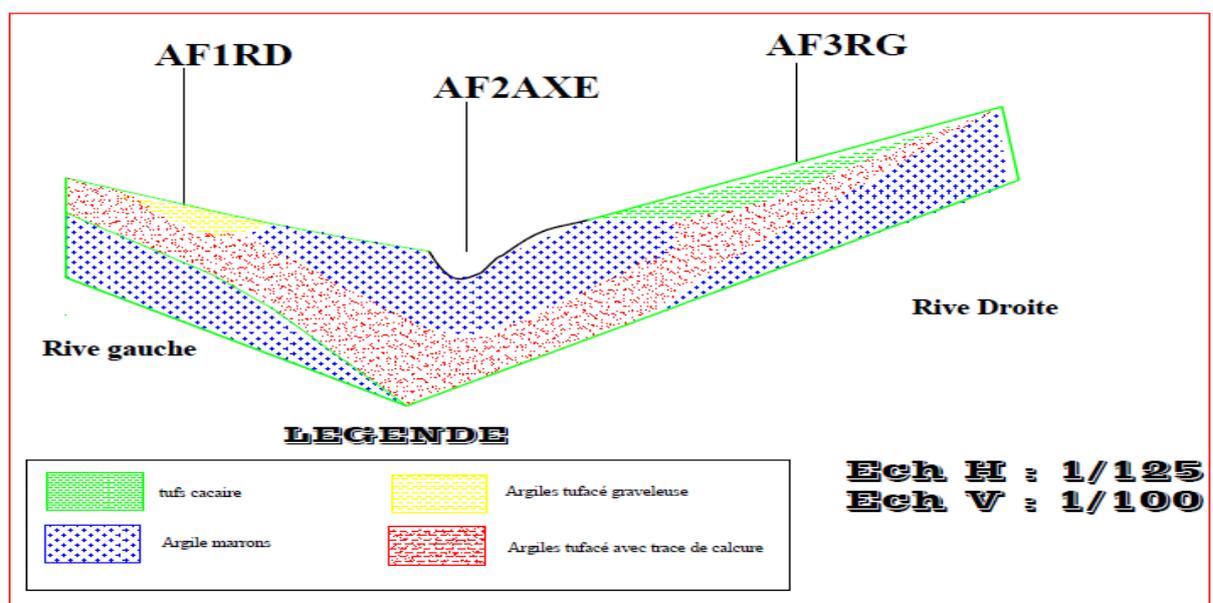


Figure III.3 : coupe géologique suivant l'axe de la digue (BET.D.P.Hydraulique).

III.2.4. Géologie des rives:

III.2.4.1. Rive gauche:

Commence au fond de la vallée par une pente moyennement inclinée, représentée par une couche d'alluvions (graviers, sables et limons) dans une matrice argileuse avec prédominance d'une faible couche de tuf (0.20 m). Les alluvions d'une épaisseur de 03m. Au niveau du puits AF2AXE (fig.III.2) surmontant des argiles marron légèrement tufacée qui représentent le terrain de fond. A l'amont, la rive gauche présente une pente assez forte avec une continuité du terrain du fond de la vallée (argiles marron) surmonte par une couche d'argile grise humide d'épaisseur 0.7m couvert par une couverture de terre végétale dépassée 1m d'épaisseur constituée d'argile marron.

III.2.4.2. Rive droite:

Présente une pente fortement inclinée à base argileuse surmontée par une couche d'argile légèrement tufacée (fig III.2).

L'étanchéité de l'assiette de la retenue collinaire sur oued Mellah est assurée par les argiles du Miocène qui jouent le rôle d'un tapis non perméable.

III.3. Synthèse géotechnique :

III.3.1.travaux de reconnaissance :

Les sols de fondation de la digue de la retenue sur oued Mellah et les matériaux nécessaires pour sa construction font l'objet de la présente étude afin de déterminer leurs caractéristiques physico-mécaniques. Cette reconnaissance a nécessité une prospection directe des terrains par la réalisation d'un ensemble de fouilles à la pelle mécanique, (BET.D.P.Hydraulique).

Afin de connaître les terrains de fondation de la digue et ouvrages annexes, les matériaux de construction de la digue, ont été réalisés les travaux suivants :

- Au niveau de l'emprise de la digue ont été réalisés 03 puits : AF1 RD, AF2AXE et AF3RG.
- Au niveau de la zone d'emprunt ont été réalisés 04 puits : EF1, EF2, EF3 et EF4.
- Un puits de reconnaissance (PR) a également été réalisé aux fins de confirmer la lithologie des sols rencontrés, La figure (III.4) montre la position de ces puits à travers le site et les zones d'études.



Figure III.4 : Positionnement des puits de reconnaissance par zones.

III.3.2. Stabilité des terrains de site de la retenue :

L'ensemble des terrains du site de la cuvette de la future retenue collinaire sur oued Mellah est formé de terrains présentant dans l'ensemble de pentes faibles à moyennes et ne peuvent être sujets à un phénomène de glissement de terrain pouvant endommager la digue ou ses ouvrages annexes lors de la mise à eau de la retenue.

III.3.3. Séismicité régionale :

Conformément aux "Règles Parasismiques Algériennes RPA99", version 2003 en vigueur après le séisme du 21 Mai 2003, Le territoire national est divisé en cinq (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité pour chaque wilaya comme suit :

1. La zone 0 : sismicité négligeable ;
2. La zone I : sismicité faible ;
3. La zone II (IIA et IIB) : sismicité moyenne ;
4. La zone III : sismicité élevée.

La région du site du barrage est comprise dans la zone IIA selon la carte de séismicité d'Algérie (fig.III.6) le coefficient de l'accélération K est donné dans le tableau (III.1).

- Les essais de compactage ont été réalisés selon Proctor normal sur la portion de particules inférieures à 4 mm sous une énergie de compactage de 600 KN/ m².
- Les essais de compressibilité ont été réalisés à l'oedomètre.
- Les essais de cisaillement rectiligne ont été réalisés à la boîte de Casagrandé selon le type UU (non consolidé et non drainé) à vitesse constante de 1.00 mm/min.
- Les essais de perméabilité, ont été réalisés à l'oedomètre.
- Les essais mécaniques pour les échantillons prélevés de la zone d'emprunt ont été réalisés pour des teneurs en eau proches de l'optimale ($W = W_{opt} \pm 2$ à 3%).

III.3.4.2. Résultats des essais de laboratoire et leur interprétation :

➤ Terrains de fondation de la digue :

Selon les résultats de prospections géotechniques au niveau du site de la retenue, on a :

- Le terrain de fond est constitué d'argiles marron légèrement tufacée, graveleux avec débris de coquilles.
- Sur la rive gauche, des argiles légèrement tufacée avec trace de calcaire sont couvertes par une très faible épaisseur de tuf (0.20m).
- Sur la rive droite, elle présente un terrain de couverture pour les argiles même que celle de la rive gauche surmontée par une couche d'argile tufacée graveleuse.

Conclusions :

L'étude géologique et géotechnique de la retenue collinaire sue oued Mellah permet de donner les conclusions suivantes :

- Au niveau de la cuvette, le terrain de fond (argiles marron) assure son étanchéité, par conséquent des pertes d'eau par infiltrations sont insignifiantes.
- Au niveau de l'emprise de la digue, les terrains de couverture (alluvions) de perméabilité assez faible à moyenne ne peuvent parer aux pertes d'eau par infiltrations à travers la fondation de la digue, il y'a lieu d'ancrer la digue dans le terrain de fond (argiles), de perméabilité très faible.
- Les matériaux de construction pour le remblai seront exploités au niveau de la cuvette et sont en quantité suffisante qui sont des argiles, appartenant au groupe A (argiles peu plastique) et sont convenables au compactage et assurent une perméabilité très faible.

En conclusion, les conditions géologiques de la retenue collinaire sue oued Mellah s'y prêtent favorables pour la projection d'une digue en terre homogène.

Chapitre VI

Etude hydrologique

Introduction :

L'étude hydrologique pour la réalisation d'un ouvrage hydrotechnique révèle une importance considérable, Le but est donc de mettre en évidence les paramètres hydrologiques de l'Oued Mellah tels que la détermination des conditions actuelles qui caractérisent la zone de l'aménagement, à savoir calculer les caractéristiques morphologiques, les données climatologiques et pluviométriques, de déterminer l'apport liquide moyen annuel ainsi que les apports de différentes fréquences, également seront déterminés les débits maximums et les apports solides, Cela constituera la première partie de ce chapitre, et la deuxième partie concernera l'étude de la régularisation et de laminage des crues.

Toutes ces caractéristiques sont nécessaires au dimensionnement de l'évacuateur de crue de la retenue collinaire d'Oued Mellah.

IV.1. Donnés climatiques :**IV.1.1 Températures :**

Les données de température de la région d'étude sont traitées à l'aide de la station climatologique Hammam grouz les coordonnées de cette station figurent dans le tableau IV.1 ci-dessous :

TableauIV.01 : Caractéristiques de la station de Hammam grouz.

Station	Code	Latitude	longitude
Hammam grouz	10 03 15	36°02'N	06°40'E

Tableau IV.02 : Température minimales, maximales et moyennes mensuelles de la station de Hammam grouz, période (1989-2009).

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juillet	Aout	Moy
T° max	28.65	23.94	17.48	12.85	11.13	12.52	16.1	17.97	24.23	29.05	33.07	32.36	21.62
T° min	15.18	11.17	6.27	3.23	1.96	2.04	4.64	7.12	11.34	14.98	17.41	17.58	9.41
T° moy	21.91	17.55	11.87	8.04	6.545	7.28	10.37	12.54	17.78	22.01	25.24	24.97	15.51

La température moyenne annuelle est égale à **15.51°C**. Les mois les plus chauds sont ceux d'été (Juin, Juillet et Aout), par contre les plus froids sont ceux de l'hiver. (Décembre, Janvier et Février) (Fig. IV.1).

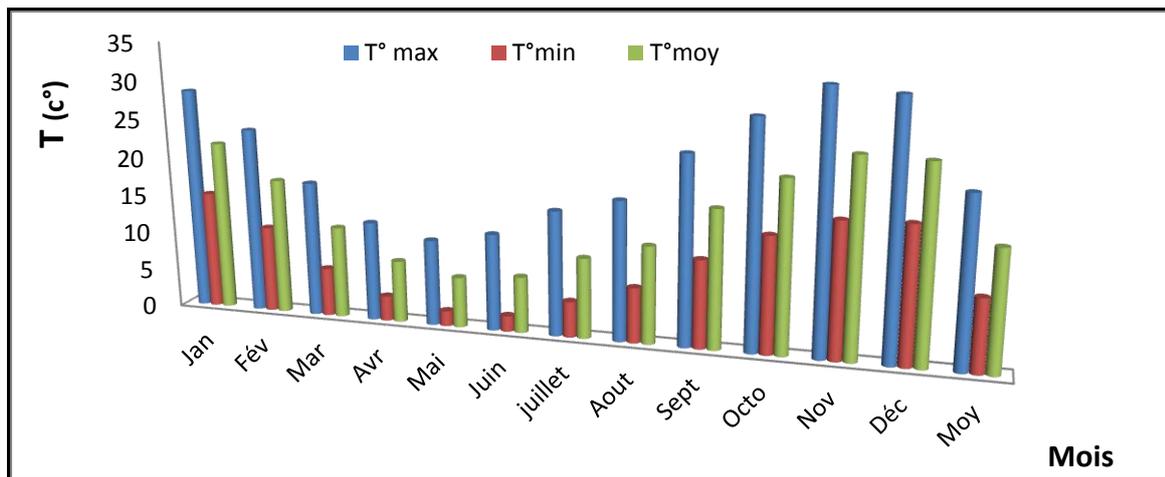


Figure IV.01 : Répartition des températures moyennes mensuelles interannuelles de la station de Hammam grouz, période (1989-2009).

IV.1.2 Humidité de Relative :

L’humidité relative est faible et varie d’un mois à un autre durant toute l’année. L’humidité moyenne est de 16.825% ,celle du maximum est 26% (mois de Novembre) alors que l’humidité minimal est de 7.9 % relevée durant le mois de Mai (Tableau IV.03 , Fig.IV.2).

Tableau IV.03 : Humidité relative moyennes mensuelles de la station de Hammam grouz. Période (1989-2009).

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juillet	Aout	Moy
H %	23.3	19.6	11.8	8.1	7.9	8.3	12.6	14.9	19.9	23.8	26.0	25.7.	16.825

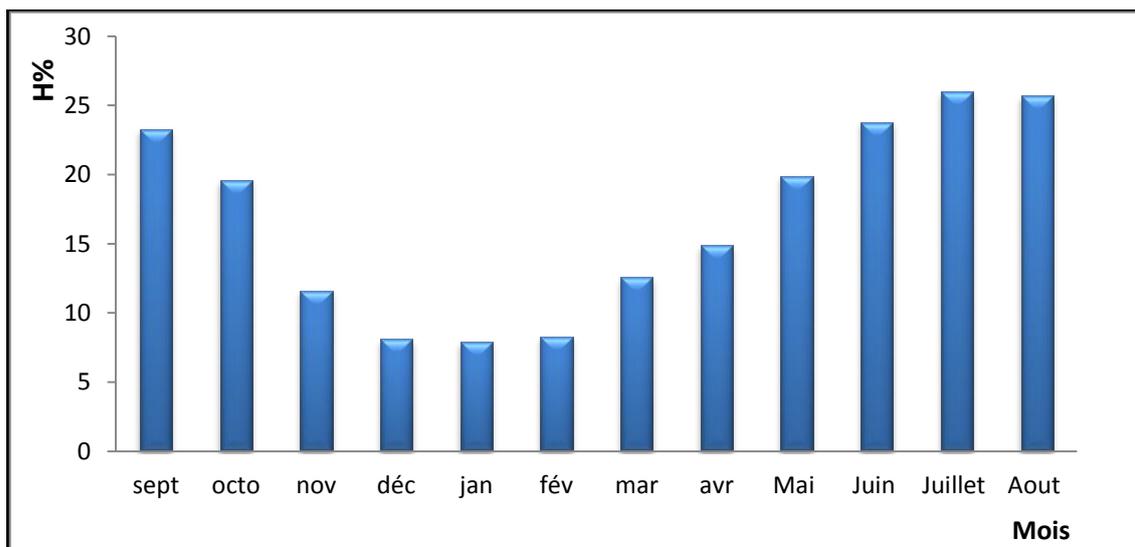


Figure IV.02 : Histogramme de la variation de l’humidité relative la station Hammam Grouz.(Période 1989-2009).

IV.1.3. Evaporation :

L'évaporation moyenne annuelle retenue est de **141.25 mm**, Elle est minimale durant les mois d'hiver (Décembre, Janvier et Février). Alors qu'elle est maximale pour les mois d'été (Juin, Juillet et Aout) (Tableau IV.04, Fig.IV.3).

Tableau IV.04 : Evaporation moyenne mensuelles (station : Hammam Grouz).

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juillet	Aout	Moy
E (mm)	180	127	75	50	40	78	93	115	172	230	280	255	141.25

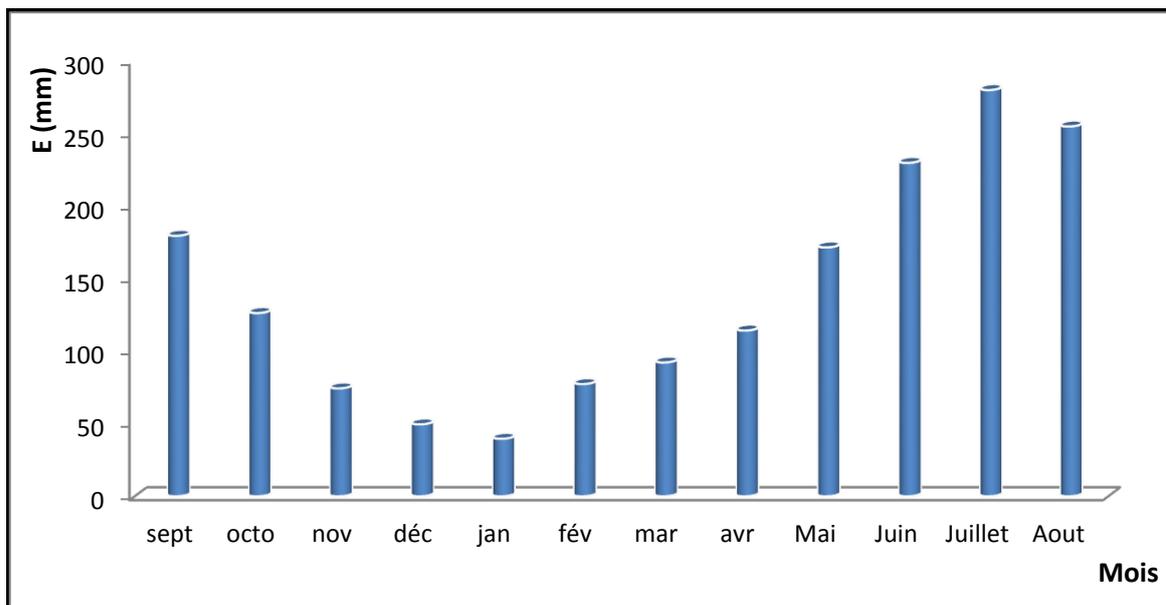


Figure IV.03: histogramme de la variation mensuelle de l'évaporation à la station Hammam Grouz (période 1989-2009).

IV.1.4. Précipitations :

Les données pluviométriques utilisées sont les pluies de la station de Teleghma (Tab.IV.5).

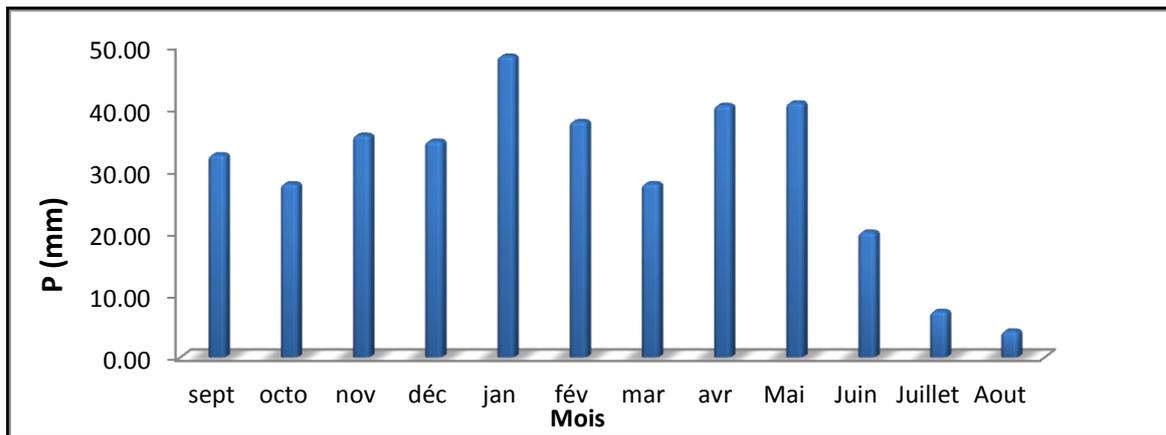
Tableau IV.5: Caractéristiques de la station de Teleghma (période 1990-2004).

Station	Code	X	Y	Altitude	Années d'observation
Teleghma	10 04 02	829.05	319.25	750	15

Remarque : Par manque de données pour la période allant de (2004-2013), on s'est contenté de la taille de séries de 15 ans qu'on considère représentative pour le type d'ouvrage de retenue Tab IV.6.

Tableau IV.06 : Pluies moyenne mensuelle interannuelles de la station de Teleghma, période (1989-2004)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juillet	Aout	$\Sigma P(\text{mm})$
P (mm)	32.50	27.83	35.64	34.69	48.34	37.85	27.85	40.42	40.84	20.08	7.36	4.21	357.6
(%)	9.09	7.78	9.97	9.70	13.52	10.58	7.79	11.30	11.42	5.62	2.06	1.18	100

**Figure IV. 04:** Diagramme représentatif des pluies moyennes mensuelles interannuelles de la station de Teleghma période (1989-2004).

La précipitation moyenne annuelle est de **357.6 mm**, Elle est minimale durant le mois d'Aout avec une valeur de 4.21 mm , et elle est maximale pour les mois de Janvier avec une valeur de 48.34 mm (Tableau IV.06 , Fig.IV.4).

IV.2. Etude des apports :

IV.2.1.Apports liquides :

Cette partie de l'étude sera consacrée à la quantification des apports liquides au niveau de la retenue.

En raison de l'absence des stations hydrométriques sur oued Mellah, l'estimation de l'apport liquide se fait par des formules empiriques, suivantes :

- Formule de SAMIE.
- Formule de MALLET GAUTHIER.
- Formule de SOGREA.
- Formule d'ANRH.
- Formule de COUTAGNE.
- Formule de DERRI.

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau IV.7.

➤ **Formule de SAMIE :**

$$Le = P^2(293 - 2.2\sqrt{S}) \quad Le = 36.87$$

$$A = Le * S * 10^{-3} \quad A = 0.166Hm^3$$

Le : lame d'eau écoulée

P : pluie moyenne annuelle (0.3576 m)

A : apport moyenne annuelle (Hm^3)

S : surface de bassin versant (4.5 k m^2)

Le (mm)	36.87
A(Hm^3)	0.166

➤ **Formule de MALLET GAUTHIER :**

$$Le = 0.6 * P(1 - 10^{-0.36p^2}) * 10^3$$

$$A = Le * S * 10^{-3}$$

Le (mm)	21.58
A(Hm^3)	0.097

➤ **Formule de SOGREAH :**

$$Le = 720 \left(\frac{P - 150}{1000} \right)^{1.85}$$

$$A = Le * S * 10^{-3}$$

P : pluie moyenne annuelle (mm)

Le (mm)	39.28
A(Hm^3)	0.177

➤ **Formule d'ANRH :**

$$Le = P * (1 - 10^{-kP^2}) * 10^3$$

$k = a - 0.01 * \text{Log}S$, avec $a = 0.18$

K= 0.173

$$A = Le * S * 10^{-3}$$

P : pluie moyenne annuelle (mm)

Le (mm)	17.76
A(Hm ³)	0.08

➤ **Formule de COUTAGNE :**

$$Le = (0.164 - 0.00145 * \sqrt{S}) * P$$

$$A = Le * S * 10^{-3}$$

P : pluie moyenne annuelle (mm)

Le (mm)	57.55
A(Hm ³)	0.259

➤ **Formule de DERRI :**

$$Le = 11.8 * \left(\frac{P}{1000}\right)^{2.82} * 31.536$$

$$A = 0.915 * P^{2.684} * S^{0.842}$$

P : pluie moyenne annuelle (m)

Le (mm)	20.48
A (Hm ³)	0.21

Tableau IV.7 : Récapitulatif du calcul de la lame d'eau et de l'apport moyen annuel.

Formules	SAMIE	MALLETE-GAUTHIER	SOGREAH	ANRH	COUTAGNE	DERRI
Le (mm)	36.87	21.58	39.28	17.76	57.55	20.48
A (Hm ³)	0.166	0.097	0.177	0.08	0.26	0.21

Pour notre cas on prend la valeur de l'apport moyen annuel de la formule de SOGREAH

$A = 0.177Hm^3/an$ et la lame d'eau ruisselée $Le = 39.28mm$. A cause de sa utilisation répondue dans les bassins de Nord d' Algérie.

Tableau IV.08 : Distribution moyenne mensuelle des apports

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juillet	Aout	$\sum P(Hm^3)$
A (%)	9.09	7.78	9.97	9.70	13.52	10.58	7.79	11.30	11.42	5.62	2.06	1.18	100.00
A(Hm^3)	0.016	0.014	0.018	0.017	0.024	0.019	0.014	0.020	0.020	0.010	0.004	0.002	0.177

IV.2.2.Variabilité de l'apport :

a. calcul du coefficient de variation :

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

❖ Formule de PADOUN :

$$Cv = k \frac{0.93}{M^{0.23}} \quad Cv = 0.88$$

Avec $(0.25 < k \leq 1)$

K : coefficient de réduction de la crue on le prend $k = 1$

M : module de l'écoulement spécifique ($l/s/km^2$)

$$\text{Ou : } M = \frac{A}{S \cdot T} \quad M = 1.25(m^3 / km^2 \cdot s)$$

A : apport moyen annuel.

T : temps d'une année en second (31536000 secondes).

❖ Formule de SKOLOVSKY-CHEVELEV :

Cette formule étant destinée pour les régions arides et semis arides

$$Cv = 0.78 - 0.29 \log(M) - 0.0063 \log(S + 1)$$

$$Cv = 0.75$$

❖ Formule d'UKRUPOVODHOZ :

Cette formule a été établie sur la base des données de l'apport de 21 bassins de petits oueds de l'Algérie du Nord

$$Cv = \frac{0.70}{M^{0.125}} \quad Cv = 0.68$$

❖ Formule d'ANTONOV :

$$Cv = \frac{0.78}{(S+1000)^{0.097}} \quad Cv = 0.40$$

❖ Formule de KRISKY-MENKEL

$$Cv = \frac{0.83}{S^{0.06}} M^{0.27} \quad Cv = 0.81$$

Tableau IV.9 : Récapitulatif du coefficient de variation.

Formules	PADUUN	SOKOLOVSKY	UKRUPOVODHOZ	ANTONOV	KRISKY-MENKEL
Cv	0.88	0.75	0.68	0.40	0.81

On prend le résultat de la SKOLOVSKY $Cv = 0.75$.

IV.2.3 Etude fréquentielle des apports liquides :

$$Af\% = \frac{A}{\sqrt{(Cv^2 + 1)}} e^{u\sqrt{\ln(Cv^2 + 1)}}$$

A : apport moyen annuel ($A=0.177Hm^3$).

Af% : apport liquide de fréquence donnée.

Cv : coefficient de variation pris égale à (0.75).

U : variable de Gauss.

Les résultats représentés dans le tableau IV.10.

Tableau IV.10 : Les apports liquides de différentes fréquences.

Période de retour (année)	5	10	20	50	05 Sèches	10 Sèches
Fréquence (%)	20	10	5	2	80	90
u	0.84	1.28	1.65	2.057	-0.84	-0.128
Apport liquide (Hm^3)	0.28	0.333	0.426	0.559	0.081	0.130
Lame d'eau ruisselée (mm)	62.22	74	94.66	124.22	18	28.88
Module (l/s/Km ²)	1.97	2.35	3.00	3.94	0.57	0.92

On prend une valeur d'apport moyen annuel assuré pour 80 %: $A_{80\%} = 0.081 Hm^3$

Le choix se fait en fonction des besoins en eau. Notre barrage est destiné à l'irrigation. La répartition des apports mensuels donnés dans le tableau IV.11.

Tableau IV.11 : Distribution des apports de fréquence 80 %.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	ΣA
%	9.09	7.78	9.97	9.70	13.52	10.58	7.79	11.30	11.42	5.62	2.06	1.18	100
A 80%	0.007	0.006	0.008	0.008	0.011	0.009	0.006	0.009	0.009	0.005	0.002	0.001	0.081

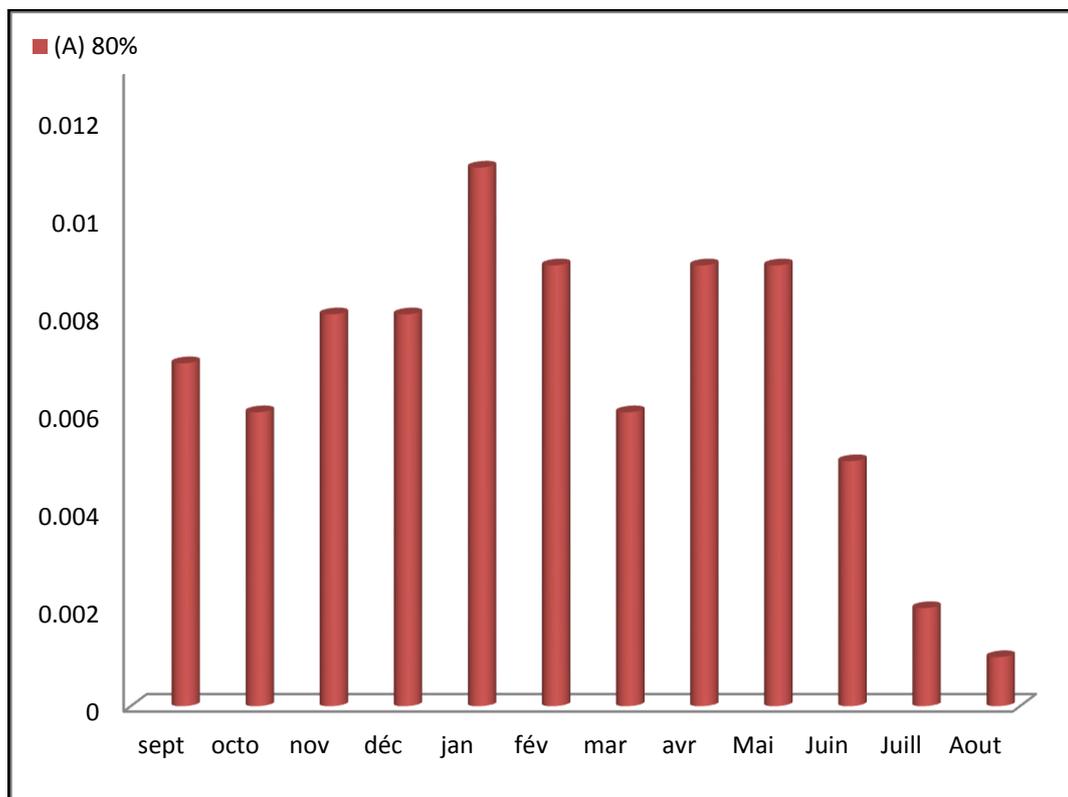


Figure IV.5: Représentation graphique de la répartition mensuelle des apports a 80%.

D'après la figure IV.5, l'apport maximale est dans le mois de Janvier (0.011 Hm^3) et le minimale dans le mois de Aout (0.001 Hm^3).

IV.3. Etude des pluies journalières de différentes fréquences :

IV.3.1. Pluies maximale journalières :

Les pluies maximales journalières (P_{jmax}) de différentes fréquences (ou période de retour) rares sont génératrices de crues exceptionnelles contre lesquelles il faut protéger les ouvrages.

Après l'analyse des séries pluviométriques de la station de Teleghma de 15 ans d'observations. Elle représente mieux le régime du pluviomètre maximal journalier.

IV.3.2. Paramètres statistiques de l'échantillon :

Observation : 15 ans	Moyenne : 28.413 mm
Ecart type : 11.046 mm	Min = 11.50 mm
Max = 56 mm	Asymétrie : 1.076
Aplatissement : 3.277	Cv = 0.388.

IV.3.3. Ajustement des pluies maximales journalières :

Le traitement des données a été fait à l'aide du logiciel (hyfran), Pour l'étude des pluies journalières de différentes fréquences on utilise plusieurs lois de distribution pour valider l'ajustement parmi lesquelles :

IV.3.3.1. Ajustement à la loi de Gumbel par le logiciel « HYFRAN » :

Cet ajustement nous permet d'évaluer les pluies maximales journalières pour n'importe quelle période de retour.

Paramètres du logiciel :

T : Période de retour en année.

Q : Fréquence.

X_t : Pluie journalier maximale correspondante à la période de retour donnée en mm.

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

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$X = (1/\alpha) y + X_0$$

X_{moy} : hauteur de pluie moyenne

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

Résultats de l'ajustement :

Gumbel (Maximum de vraisemblance)

Nombre d'observation : 15

Paramètre :

U : 23.3676

Alpha : 8.8923

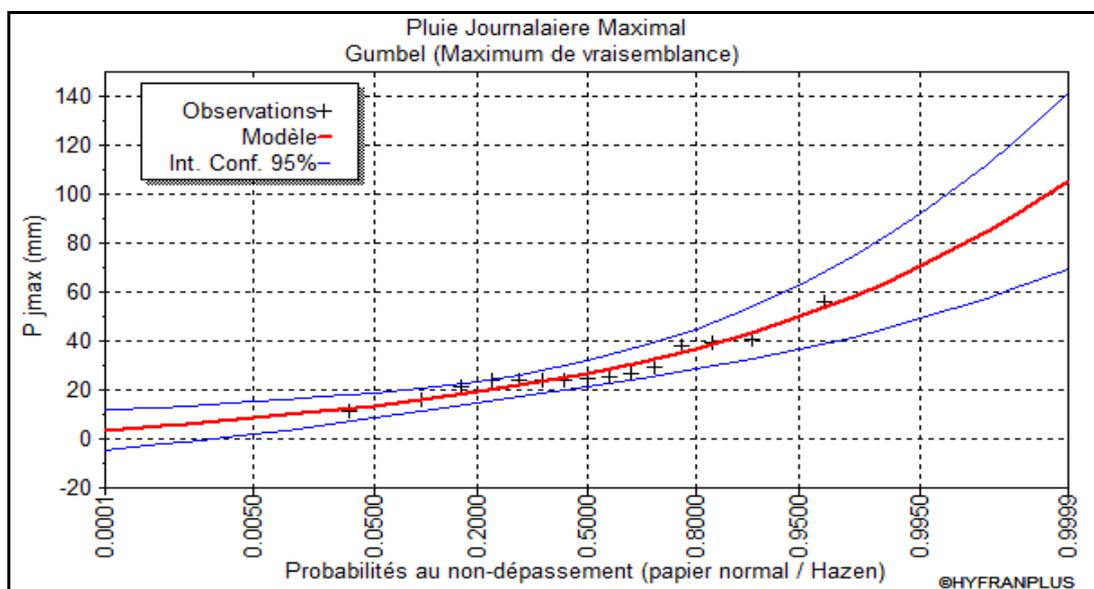
$q = F(X)$ (probabilité au non dépassement)

$$T = \left(\frac{1}{1-q} \right)$$

Les résultats de l'ajustement par la loi de « GUMBEL » sont résumés dans le tableau IV.12 suivant.

Tableau IV.12: Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel.

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
1000	0.999	84.8	13.9	57.5 - 112
200	0.995	70.5	10.9	49 - 91.9
100	0.99	64.3	9.65	45.3 - 83.2
50	0.98	58.1	8.38	41.6 - 74.5
20	0.95	49.8	6.7	36.6 - 62.9
10	0.9	43.4	5.44	32.7 - 54
5	0.8	36.7	4.2	28.5 - 44.9

**Figure IV.6:** Ajustement à la loi de Gumbel (Maximum de vraisemblance).**IV.3.3.2. Ajustement à la loi normale :**

Les résultats de l'ajustement par la loi de Log- Normal sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.13. Les résultats de l'ajustement par la loi Log- Normal.

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
1000	0.999	87.1	21.4	45.2 - 129
200	0.995	71.5	15.1	41.8 - 101
100	0.99	65	12.7	40 - 89.9
50	0.98	58.5	10.5	37.9 - 79
20	0.95	50	7.77	34.8 - 65.2
10	0.9	43.5	5.92	31.9 - 55.1
5	0.8	36.7	4.28	28.3 - 45.1

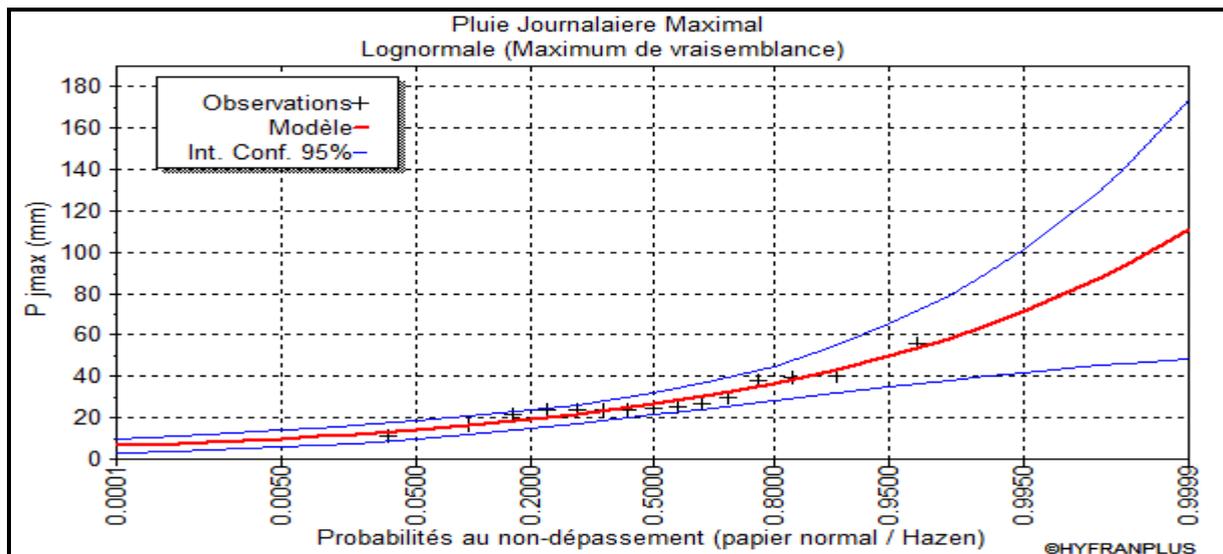


Figure IV.7: Résultats graphiques de l'ajustement par la loi log normale.

D'après les ajustements par la loi de Gumbel (Fig. IV.6) et log normale (Fig. IV.7), on remarque que notre données suit bien les deux lois d'ajustement (car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance).

IV.3.4. Pluie maximale journalière fréquentielle :

$$P_{jmaxf\%} = \frac{\overline{P_{jmax}}}{\sqrt{(Cv^2 + 1)}} e^{u\sqrt{\ln(Cv^2+1)}}$$

Ou :

$\overline{P_{jmax}}$: Pluie maximale journalière $\overline{P_{jmax}} = 28.41$ (mm) ;

$P_{jmaxf\%}$: pluie maximale journalière fréquentielle.

Cv : coefficient de variation pris égal à 0.38878.

U : variable de Gauss.

Tableau IV.14. Les résultats de calcul de la pluie maximale journalière fréquentielle.

Période de retour (ans)	10	20	50	100	1000
Fréquence de retour	10 %	5%	2%	1%	0.1%
Variable de Gauss	1.28	1.65	2.057	2.328	3.099
Pjmax (%)	42.81	49.18	57.27	63.48	84.42

IV.4. Pluie de courte durée:

Les précipitations exceptionnelles (P_{ct}) de durée (t) inférieure à 24heures (courte durée) sont reliées aux précipitations journalières fréquentielles P_{maxj} selon la relation (Tab IV.15):

$$P_{tc} = P_j \max \left(\frac{T_c}{24} \right)^b$$

P_{tc} : pluie de courte durée de fréquence égale à celle de P_{jmax} en mm ;

$P_{jmax\%}$: pluie maximale journalière pour différentes fréquences 28.41 (mm) ;

T_c : temps de concentration, (2.12 heure) ;

b : exposant climatique égale 0.32.

Tableau IV.15 : Les résultats de calcul de la pluie de courte durée.

Période de retour (ans)	10	20	50	100	1000
Fréquence de retour	10 %	5%	2%	1%	0.1%
Variable de Gauss	1.28	1.65	2.057	2.328	3.099
P_{jmax} (%)	42.81	49.18	57.27	63.48	84.42
Pluies de courte durée P_{tc} (mm)	19.69	22.62	26.35	29.20	38.83

IV.5. Etude de crues :

« Selon le glossaire international d'Hydrologie (WMO, 1974), une crue est définie comme la montée, en générale brève, du niveau d'un cours d'eau jusqu'à un maximum, cette montée précédant la décrue généralement plus lente. » (Benoît. H; 2008).

Les paramètres définissant une crue sont :

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

La connaissance des crues est d'une importance capitale pour le dimensionnement des ouvrages d'évacuation et de protection de chantier. Pour y parvenir on a utilisé les formules empiriques.

IV.5.1 Débits maximums :**IV.5.1.1 Débits moyen journalier de différentes fréquences :**

Il est donné par la relation de **SAMIE** :

$$Q_{jf\%} = \frac{P_{jmax f\%} * Cr * S * Ka}{86.4}$$

$P_{jmax f\%}$: pluie maximale journalière fréquentielle (mm) ;

Cr : coefficient de ruissellement instantané de crue en fonction de la hauteur de précipitation journalière maximale pour une fréquence donnée

Ka : coefficient d'amortissement de crue valant $ka = 0.8$.

Tableau IV.16. Débit moyens journaliers de différentes fréquences.

Fréquence (%)	10	5	2	1	0.1
période de retour (ans)	10	20	50	100	1000
Pluie max journalière fréquentielle (P_{jmax} période de retour (ans).mm)	42.81	49.18	57.27	63.48	84.42
Coefficient de ruissellement	0.64	0.67	0.7	0.71	0.76
Débit moyen journalier fréquentiel $Q_{jf\%}$ (m ³ /s)	1.14	1.37	1.67	1.88	2.67

➤ **Formule de GIANDOTTI :**

$$Q_{f\%} = Q_{jf\%} \left(\frac{P_{tc} * 24}{P_{jmax f\%} * T_c} \right)$$

Tableau IV.17. Débit instantanés (relation de GIANDOTTI).

période de retour (ans)	10	20	50	100	1000
Fréquence de retour	10%	5%	2%	1%	0.1%
Variable de GAUSS	1.28	1.65	2.057	2.328	3.099
P_{jmax} (%)	42.81	49.18	57.27	63.48	84.42
P_{tc} (mm)	19.69	22.62	26.35	29.20	38.83
Débit moyen journalier fréquentiel (m ³ /s)	1.14	1.37	1.67	1.88	2.67
Q_{max} (GIANDOTTI) (m ³ /s)	5.94	7.15	8.70	9.78	13.92

➤ **Formule de SOKOLOVSKY:**

$$Qf\% = 0.28 \frac{P_{tc} * S * r}{T_c} * f$$

f : Coefficient de forme de la crue : $f = \frac{12}{(4 + 3*\varphi)}$

Tableau IV.18: Valeur de φ en fonction de Caractéristique bassin versant.

bassin versant	Valeurs de φ
petits bassins versant $S \leq 50 \text{ km}^2$	2
bassins versants non boisés et peu perméables	2 : 3
bassins versants boisés et perméables	3 : 4

On prend une valeur de $\varphi = 2,5$

F : coefficient d la forme de crue $f=1.04$

Tableau IV.19: Débit instantanés (relation de SOKOLOVSKY).

période de retour (ans)	10	20	50	100	1000
Fréquence de retour	10%	5%	2%	1%	0.1%
Variable de GAUSS	1.28	1.65	2.057	2.328	3.099
$P_{tc}(\text{mm})$	19.69	22.62	26.35	29.20	38.83
Coefficient de ruissellement	0.64	0.67	0.70	0.71	0.76
Q_{\max} (SOKOLOVSKY) (m^3/s)	7.79	9.37	11.40	12.81	18.24

➤ **Formule FULLER :**

$$Qf\% = Qjf\% \left(1 + \frac{2.66}{S^{0.3}}\right)$$

S : surface du bassin versant (4.41 km^2).

$Q_{jf\%}$ = Débit moyen journalier fréquentiel (m^3/s).

Tableau IV.20: Débit instantanés (relation de FULLER).

période de retour (ans)	10	20	50	100	1000
Fréquence de retour	10%	5%	2%	1%	0.1%
Variable de GAUSS	1.28	1.65	2.057	2.328	3.099
Débit moyen journalier fréquentiel (m^3/s)	1.14	1.37	1.67	1.88	2.67
Q_{max} (FULLER) (m^3/s)	3.08	3.70	4.50	5.06	7.20

➤ **Formule de TURAZZA :**

La formule de TURAZZA tient compte des pluies maximales de courtes durées, de l'intensité des pluies, de la superficie et du temps de concentration.

$$Q_{max} = \frac{Cr * Ptc * S}{3.6 * Tc}$$

Ou :

Ptc : pluie de courte durée pour un temps T ;

S : surface du bassin versant (4.50 km^2) ;

Tc : temps de concentrations (2.12h) ;

It : intensité de la pluie (mm/h) ;

Cr : coefficient de ruissèlement (0.6-0.8).

Tableau IV.21: débit instantanés (relation de TURAZZA).

période de retour (ans)	10	20	50	100	1000
Fréquence de retour	10%	5%	2%	1%	0.1%
Variable de GAUSS	1.28	1.65	2.057	2.328	3.099
$P_{jmax}(\%)$	42.81	49.18	57.27	63.48	84.42
$P_{tc}(\text{mm})$	19.69	22.62	26.35	29.20	38.83
Coefficient de ruissèlement	0.64	0.67	0.70	0.71	0.76
Q_{max} (TURAZZA) (m^3/s)	7.43	8.94	10.87	12.22	17.40

Tableau IV.22: Tableau récapitulatif des débits.

Fréquence (%)	10	5	2	1	0.1
période de retour (ans)	10	20	50	100	1000
GIANDOTTI	5.94	7.15	8.70	9.78	13.92
TURAZZA	7.43	8.94	10.87	12.22	17.40
FULLER	3.08	3.70	4.50	5.06	7.20
SOKOLOVSKY	7.79	9.37	11.40	12.81	18.24
Débit du projet adopté	7.79	9.37	11.40	12.81	18.24

Devant la disparité entre les valeurs trouvées par les formules de calculs, et par mesure de sécurité ont écarté ces valeurs sous estimées, et on prend les valeurs de (SOKOLOVSKY).

IV.5.2. hydrogramme de crue :

L'hydrogramme de crue sera établi selon la méthode de Sokolovsky. Cette méthode assimile l'hydrogramme de crue à deux équations paraboliques, l'une pour la montée et l'autre pour la décrue (figur IV.8).

- Pour la montée de la crue
$$Q_t = Q_{\max(\%)} \left(\frac{t}{t_m} \right)^m$$

- Pour la décrue
$$Q_t = Q_{\max(\%)} \left(\frac{t_b - t}{t_d} \right)^n$$

Avec : t_m : Temps de montée de la crue,

$$t_m = t_c = 2.12 \text{ (Selon Sokolovsky)}$$

t_d : Temps de la décrue $t_d = \gamma t_m$ et $\gamma = 2.5$

$$t_d = 2.5 * 2.12$$

$$t_d = 5.3$$

$$t_b = t_m + t_d = 7.42$$

m et n: Puissance des courbes; $m = 2$, $n = 3$

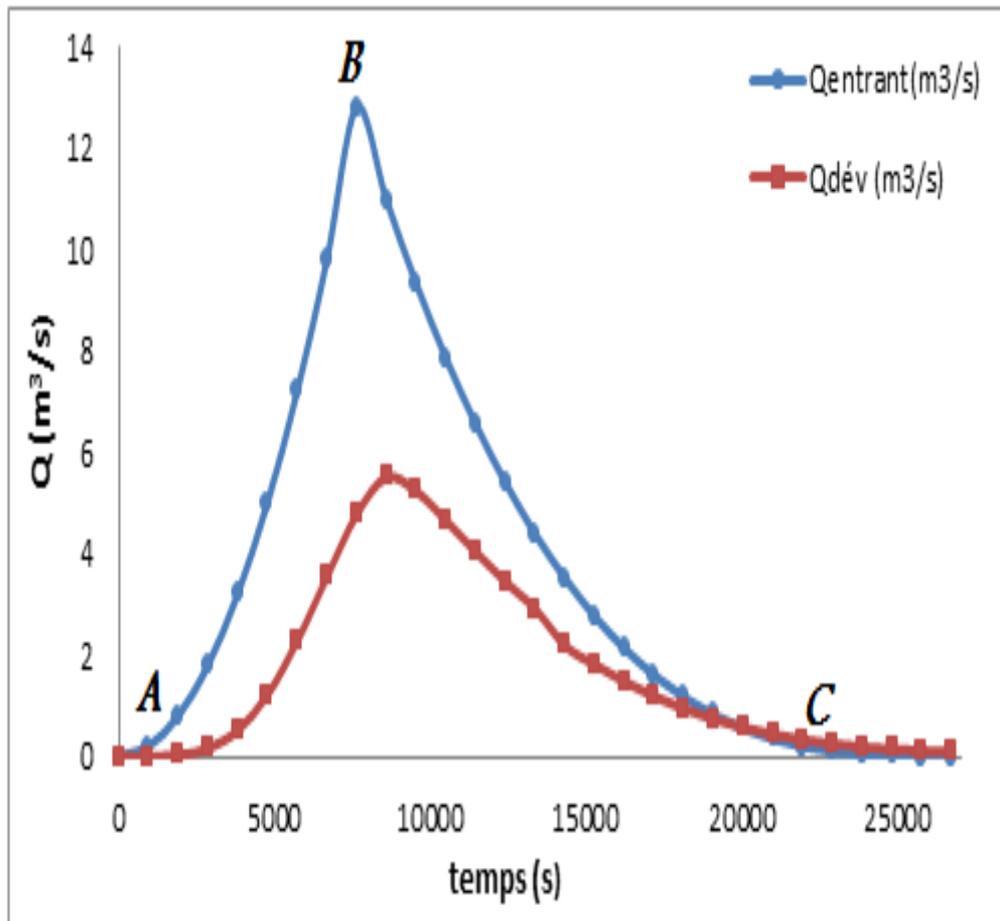


Figure IV.8 : Hydrogramme de crue.

L'analyse des hydrogramme a montré deux points d'inflexion particuliers, l'un au début de la courbe de montée indiquant le début du ruissellement, l'autre entre la courbe de décrue et la courbe de tarissement indiquant la fin du ruissellement. (BARROCA- 2002).

Représentation graphique de l'évolution du débit en fonction du temps. Pour l'hydrogramme d'une crue, on définit les composants suivants, qui de manière schématique sont graphiquement représentés, et auxquels sont associés les temps caractéristiques qui sont indiqués:

- **Courbe de montée de la crue:** Comprise entre les points A et B, dans laquelle, on entame la montée et, on atteint le maximum successivement.
- **Pointe ou bout de l'hydrogramme:** Maximum de la courbe de la crue (point B).
- **Courbe de diminution de la crue:** Comprise entre les points B et C.

Tableau IV.23: Hydrogramme de crues de différentes périodes de retours.

T (h)	Q10%=7.79 (m ³ /s)	Q5%=9.37 (m ³ /s)	Q2%=11.40 (m ³ /s)	Q1%=12.81 (m ³ /s)	Q0.1%=18.24 (m ³ /s)
0	0.000	0	0	0.000	0
0.265	0.12	0.15	0.18	0.200	0.29
0.53	0.49	0.59	0.71	0.801	1.14
0.795	1.10	1.32	1.60	1.801	2.57
1.06	1.95	2.34	2.85	3.203	4.56
1.325	3.04	3.66	4.45	5.004	7.13
1.59	4.38	5.27	6.41	7.206	10.26
1.855	5.96	7.17	8.73	9.808	13.97
2.12	7.79	9.37	11.40	12.810	18.24
2.385	6.679	8.034	9.774	10.983	15.639
2.65	5.679	6.831	8.311	9.338	13.297
2.915	4.784	5.754	7.001	7.867	11.202
3.18	3.988	4.797	5.837	6.559	9.339
3.445	3.286	3.953	4.809	5.404	7.695
3.71	2.672	3.214	3.910	4.394	6.256
3.975	2.139	2.573	3.131	3.518	5.009
4.24	1.683	2.024	2.462	2.767	3.940
4.505	1.296	1.559	1.897	2.131	3.035
4.77	0.974	1.171	1.425	1.601	2.280
5.035	0.710	0.854	1.039	1.167	1.662
5.3	0.499	0.600	0.730	0.820	1.167
5.565	0.334	0.402	0.489	0.549	0.782
5.83	0.210	0.253	0.308	0.346	0.492
6.095	0.122	0.146	0.178	0.200	0.285
6.36	0.062	0.075	0.091	0.102	0.146
6.625	0.026	0.032	0.038	0.043	0.062
6.89	0.008	0.009	0.011	0.013	0.018
7.155	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002
7.42	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

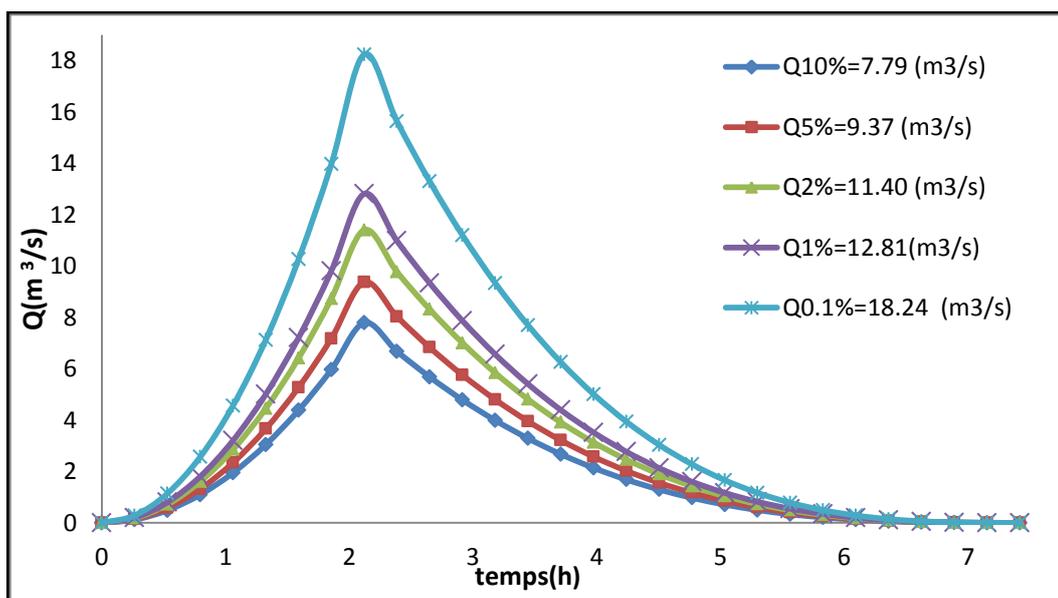


Figure. IV.9: Hydrogramme de crue de différentes périodes de retour.

IV.5.3 Choix de la crue de projet :

➤ **Définition :**

« La crue de projet est la crue de la plus faible fréquence entrante dans la retenue. Elle est prise en compte pour déterminer le niveau des Plus Hautes Eaux (PHE) et dimensionner l'évacuateur de crue, en intégrant les possibilités de laminage» (S.Francou, F. Rodier, 1967).

« La période de retour de la crue du projet est en fonction du risque intrinsèque à chaque ouvrage, conformément aux recommandations du CFGB (Comité Français des Grands Barrage) de 1997». (Géraldine Milési) (Tab IV.24).

Tableau IV.24 : Dommages en fonction des crues de projets de calculs.

Dommages élevés	Dommages importants	Dommages faibles
Pertes de vie envisagées en raison de la fréquence de la population ou d'autre centre d'activité à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées mais la possibilité existe toutefois. Pas de développement urbain et nombre limité d'édifices à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées.
Pertes économiques considérables : dommages à des entreprises industrielles, commerciales ou agricoles, des édifices publics et des centres d'habitation, dommage au barrage lui-même et à d'autres réservoirs à l'aval.	Pertes économiques appréciables. Dommages à des édifices publics importants, au barrage lui-même et à d'autres réservoirs à l'aval.	Pertes économiques minimales. Bâtiments agricoles, terres et chemin vicinaux.
Le barrage est essentiel à l'activité économique et les réparations ne sont pas possibles.	Réparation possible du barrage. Disponibilité des sources de secours pour la fourniture en eau ou en électricité.	Réparation du barrage possible, pertes indirectes faibles.

Tableau. IV.25: critère de choix de la crue de projet.

Catégories des dommages	Crue de projet recommandée
Elevées : Perte de vie Dommage considérable	1/100000 à 1/10000
Importants : Pas de perte de vie Dommages importants.	1/10000 à 1/1000
Faibles : PAS de perte de vie Dommages légers.	1/1000 à 1/100

Nous optons pour une crue de projet de probabilité de dépassement annuelle de 1/100 avec un calcul de vérification du niveau d'eau dans la retenue par rapport à la crête de la digue pour une probabilité de crue 1/100. On retient pour cette retenue, la crue centennale $Q_{100 \text{ ans}} = 12.81 \text{ m}^3/\text{s}$.

IV.6. Transport solide :

Comme le processus de transport et la suspension des apports solide dans la retenue est assez complexe et nécessite une information précise, nous ferons recours aux formules empiriques pour la quantification de l'apport solide.

IV.6.1. Formule de TIXERONT -SOGREAH:

Elle tient compte de la répartition du bassin versant en fonction de sa perméabilité, aussi elle est basée sur une étude effectuée dans 32 bassins situés à l'est Algérien et 9 bassins Tunisiens.

Le volume mort est estimé pour la relation suivant :

$$T_a = K * L_e^{0.15}$$

L_e : lame d'eau écoulée (mm)

$$L_e = 18 \text{ (mm)}$$

K : Caractéristique de perméabilité.

Variation de perméabilité	K
Elevée	8.5
Moyenne	75
Faible à moyenne	350
Faible	1400
Imperméable	3200

Pour notre cas $K = 350$

$$T_a = 539.96 \text{ t/km}^2/\text{an}$$

Le volume mort ou garde d'envasement se calcul comme suit :

$$V_m = \frac{T_a * S * T}{\xi}$$

En considérant un poids spécifique de la vase qui est de sable aces gravier ξ on prend $\xi = 1.6 \text{ t/m}^3$

T : est la durée de vie du barrage en années ($T = 20 \text{ an}$)

S : superficie du bassin versant, (4.5 km^2)

Donc le volume mort de la retenue est :

$$V_{\text{mort}} = 30372.75 \text{ m}^3$$

Pour des raisons de sécurité on opte pour le volume obtenu par la formule de Tixeront donc le volume mort estimé à 20 ans de service est $V_{\text{mort}} = 30372.75 \text{ m}^3$.

IV.7. Etude de la régularisation :

Le but de la régularisation est de déterminer la capacité optimale de la retenue du barrage qui permet de rendre réguliers les débits de l'oued Mellah de satisfait les besoins en eau d'irrigation avec le moindre risque de défaillance possible.

Les paramètres nécessaires pour le calcul de la régularisation sont :

- La répartition mensuelle de la demande en eau d'irrigation.
- La répartition mensuelle de l'apport (A 80% Hm³).
- La répartition mensuelle des infiltrations et d'évaporation.
- Les courbes caractéristiques de la retenue.

IV.7.1. Répartition des paramètres :

Tableau IV.26: Distribution des apports de fréquence a 80 %.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Aou	$\Sigma A(hm^3)$
%	9.09	7.78	9.97	9.70	13.52	10.58	7.79	11.30	11.42	5.62	2.06	1.18	100
(A) 80%	0.007	0.006	0.008	0.008	0.011	0.009	0.006	0.009	0.009	0.005	0.002	0.001	0.081

➤ Les pertes :

Deux types de pertes caractérisent la retenue :

❖ Pertes par évaporation :

Tableau IV.27: Evaporation moyenne mensuelles (station : Hammamgrouz) Période (1989-2009).

Mois	sept	octo	nov	déc	jan	fév	mar	avr	Mai	Juin	Juillet	Aout	Moy
E (mm)	180	127	75	50	40	78	93	115	172	230	280	255	1695

Nous avons : $V_{evp} = S * E_{vp}$

V_{evp} : volume perdu à cause de l'évaporation en Hm³.

E_{vp} : Evaporation mensuelle en mm.

S : Surface du plan d'eau km².

❖ Pertes par infiltration :

Le volume mensuel des pertes par infiltration dans notre cas est donné par :

$V_{inf} = 0.5\% V_{evp}$

V_{inf} : Volume perdu à cause de l'infiltration en Hm³

IV.7.2. Courbes « Hauteurs –Capacités -Surface » :

➤ Étude bathymétrique :

Après les levées topographiques du surface de la retenue collinaire prévue, et à partir de l'équation suivante :

$$\Delta V = 1/3 \Delta h (S_1 + S_2 + \sqrt{S_1 * S_2})$$

On trace la courbe, hauteur /surface / volume

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

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

ΔH : Différence d'altitude entre les deux courbes de niveau successives m.

ΔV_i : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives (m^3)

Le tableau IV.28, donne les caractéristiques topographiques de a retenue.

Tableau IV.28:Variation topographiques et volumétriques.

altitude	Δh	surface m^2	volume m^3	volume cumulé m^3
782	0	0.00	0.00	0.00
783	1	41.18	13.73	13.73
784	1	166.52	96.83	110.56
785	1	401.52	275.54	386.10
786	1	681.75	535.49	921.58
787	1	1222.44	939.03	1860.61
788	1	3086.87	2083.95	3944.57
789	1	5618.65	4290.04	8234.61
790	1	8973.26	7230.82	15465.43
791	1	14414.17	11586.77	27052.19
792	1	19445.24	16867.06	43919.25
793	1	25457.86	22384.15	66303.41
794	1	32745.78	29025.47	95328.88
795	1	40548.85	36577.89	131906.77
796	1	49437.48	44919.82	176826.59
797	1	59889.83	54580.19	231406.77
798	1	71876.19	65791.95	297198.73
799	1	85370.62	78526.72	375725.45
800	1	99878.18	92529.58	468255.03

Pour la détermination des surfaces correspondantes aux apports mensuelles, ainsi que pour procéder aux calculs du bilan d'eau, on a utilisé les caractéristiques topographiques de la retenue :

1. La courbe hauteur surface
2. La courbe hauteur volume

Comme suit :

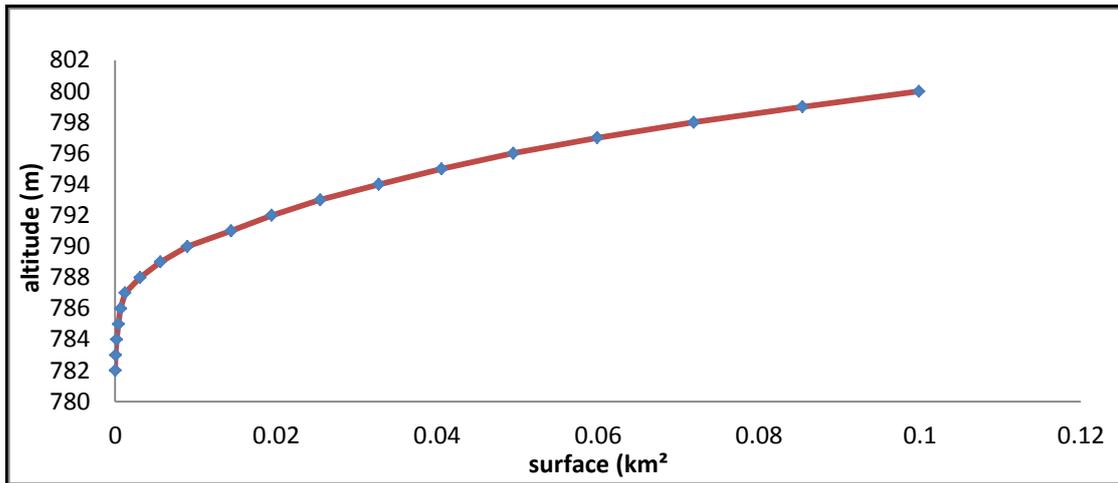


Figure.IV.10 : courbe altitude surface.

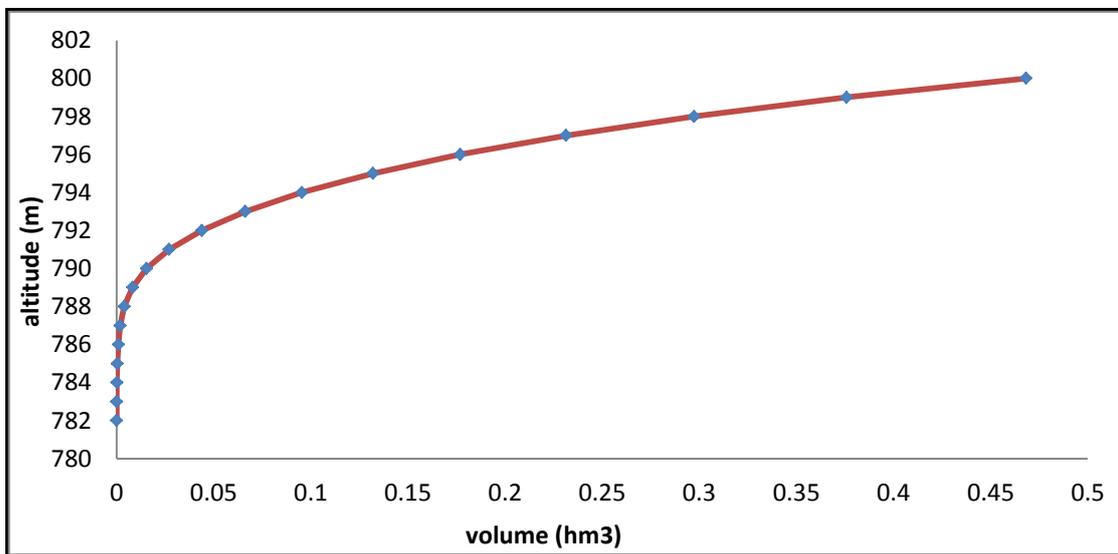


Figure.IV.11: courbe altitude volume.

Tableau IV.29: calculs des pertes par évaporation et infiltration.

mois	surface (km ²)	E (m)	Volume Evaporé (m ³)	Volume infiltré (m ³)	Pertes totales (m ³)
S	38435.84	0.18	6918.45	34.59	6953.04
O	34039.18	0.127	4322.98	21.61	4344.59
N	31557.29	0.075	2366.80	11.83	2378.63
D	38263.18	0.05	1913.16	9.57	1922.72
J	45269.67	0.04	1810.79	9.05	1819.84
f	55826.38	0.078	4354.46	21.77	4376.23
m	61084.99	0.093	5680.90	28.40	5709.31
A	59158.63	0.115	6803.24	34.02	6837.26
m	58537.37	0.172	10068.43	50.34	10118.77
J	53050.70	0.23	12201.66	61.01	12262.67
JUI	38693.44	0.28	10834.16	54.17	10888.33
AO	19873.53	0.255	5067.75	25.34	5093.09

❖ **Principe de calcul de la régularisation :**

La méthode utilisée est celle du bilan hydrique, basé sur la formule suivante :

$$Cr = V_{\text{initial}} + A_i - B_i - \text{pertes.}$$

Où :

Cr : Capacité de la retenue.

V_{initial}: Volume au début du mois.

A_i : Apports mensuels.

B_i : Besoins mensuels.

pertes = V évaporé + V infiltré

Tableau.IV.30 : Régularisation des apports a 80%.

mois	v initial m3	pertes m3	besoin	apports m3	Δv m3	V final
S	30372.75	6953.04	4823.00	8000.00	-3776.04	26596.71
O	26596.71	4344.59	3650.50	6000.00	-1995.09	24601.61
N	24601.61	2378.63	0.00	8000.00	5621.37	30222.98
D	30222.98	1922.72	0.00	8000.00	6077.28	36300.26
J	36300.26	1819.84	0.00	11000.00	9180.16	45480.42
V	45480.42	4376.23	0.00	9000.00	4623.77	50104.19
m	50104.19	5709.31	1984.50	6000.00	-1693.81	48410.38
A	48410.38	6837.26	2709.00	9000.00	-546.26	47864.12
m	47864.12	10118.77	3696.00	9000.00	-4814.77	43049.35
J	43049.35	12262.67	5190.50	5000.00	-12453.17	30596.18
JUI	30596.18	10888.33	6499.50	2000.00	-15387.83	15208.35
AO	15208.35	5093.09	6447.00	1000.00	-10540.09	4668.26

$$V_{\text{utile}} = |\Delta v \text{ max}^+| + |\Delta v \text{ max}^-|$$

$$V_{\text{totale}} = V_{\text{mort}} + V_{\text{utile}}$$

V mort (m ³)	Vutile(m ³)	Vtotal (m ³)	NNR (m)
30372.75	24567.993	54940.743	792.24

D'après les résultats, nous constatons que les pertes en volume sont considérables, elles présentent un pourcentage important de 36% de la capacité totale de la retenue collinaire, D'après ces estimations, nous pouvons conclure que les retenues de barrages sont soumises à une perte de capacité due essentiellement à trois phénomènes :

- ◆ Les fuites d'eau
- ◆ Un envasement accéléré
- ◆ Une forte évaporation

Pour lutter contre la perte par envasement :

- ◆ On propose de protéger l'oued dans son profil en long par le biais des seuils pour minimiser la pente du lit (on propose des seuils en gabionnage).
- ◆ Pour les versants de notre bassin versant, on propose de planter des végétations pour stabiliser les versants du bassin versant contre l'érosion latérale.

IV.8. Laminage des crues :

Le calcul du laminage de crue permet de réduire les dimensions et le coût D'évacuation sans effectuer la sécurité globale de l'aménagement.

Dans les petits bassins versants, les débits de crue instantanés sont souvent Relativement élevés, mais le volume de crue est en général assez faible et les crues peuvent être laminées de façon appréciable par stockage dans les tranches disponibles entre la côte du Déversoir et celle des plus hautes eaux. Le débit qui passe dans l'évacuateur de crue ($Q_{\text{dév}}$) Est inférieur à celui de la pointe de la crue a l'entrée de la retenue (Q_{ent}). L'effet de laminage De crue dépend de la forme de l'hydrogramme ; de la crue entrant dans la retenue, et de la Capacité d'évacuation du déversoir de crue.

Le mécanisme du laminage peut être traduit rigoureusement par l'équation différentielle Suivante :

$$Q_{\text{ent}}(t) dt = Q_{\text{dév}}(t) dt + A(z) dz.$$

Avec :

$Q_{\text{ent}}(t) dt$: Elément de volume entrant.

$Q_{\text{dév}}(t) dt$: Elément de volume sortant.

$A(z) dz$: Variation de volume dans la retenue

t : temps ;

z : Côte de plan d'eau.

$Q_{\text{dév}}$: Débit déversé dans la retenue.

Q_{ent} : Débit sortant de la retenue par l'évacuateur de crue.

$A(z)$: Aire de plan d'eau à la côte z .

IV.8.1. Méthode pas à pas :

Comme hypothèse de calcul nous admettons en première approche

1- un déversoir à profil pratique dont le débit est :

$$Q_{\text{dév}} = \mu L \sqrt{2gH}^{3/2}$$

μ : Coefficient de débit (0,45 – 0,56), on prend $\mu = 0,49$ (déversoir profilé).

2- Côte de la retenue normale ;

3- L'hydrogramme de crue (crue de projet 1%) ;

4- Courbe (capacité hauteur).

5- Volume du déversoir.

6- Longueur du déversoir.

Pour les calculs :

- Diviser l'hydrogramme de crue en dt ;
- Laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau N.N.R.
- Calcul de volume entrant dans le réservoir ; $V_{\text{ent.}} = Q_{\text{moy}} dt$

Où :

$V_{\text{ent.}}$: Le volume entrant dans la retenue ; Q_{moy} : Le débit moyen (m^3/s).

dt : La variation de temps ;

- Détermination des côtes à l'aide de courbe (capacité hauteur).
- Calcul de débit déversé.

On a proposé trois largeurs déversées 4, 6 et 8 m , les calculs sont présenté dans les tableaux suivant :

Tableau IV.31:Laminage de crue pour L = 4 m.

T (s)	Qentant (m3/s)	Qmoy (m3/s)	Ventrant (m3)	volume dans la retenue (m3)	Cote (m)	H dév (m)	Qdév (m3/s)	Vdév (m3)
0	0.000	0	0.00	54940.74	792.24	0.00	0.00	0.00
954	0.200	0.100	95.47	55036.22	792.24	0.00	0.00	0.91
1908	0.801	0.500	477.37	55512.68	792.26	0.02	0.03	48.65
2862	1.801	1.301	1241.17	56705.20	792.31	0.07	0.15	295.08
3816	3.203	2.502	2386.86	58796.99	792.39	0.15	0.51	980.47
4770	5.004	4.103	3914.46	61730.98	792.51	0.27	1.21	2314.15
5724	7.206	6.105	5823.95	65240.78	792.65	0.41	2.28	4342.83
6678	9.808	8.507	8115.34	69013.28	792.79	0.55	3.55	6763.94
7632	12.810	11.309	10788.62	73037.96	792.91	0.67	4.77	9107.57
8586	10.983	11.896	11349.25	75279.64	792.98	0.74	5.51	10510.22
9540	9.338	10.161	9693.34	74462.75	792.95	0.71	5.24	9991.35
10494	7.867	8.603	8206.99	72678.40	792.90	0.66	4.66	8888.88
11448	6.559	7.213	6881.04	70670.56	792.84	0.60	4.04	7700.83
12402	5.404	5.981	5706.32	68676.05	792.78	0.54	3.45	6578.31
13356	4.394	4.899	4673.67	66771.41	792.72	0.48	2.92	5562.84
14310	3.518	3.956	3773.92	64982.49	792.64	0.40	2.19	4179.58
15264	2.767	3.142	2997.90	63800.81	792.59	0.35	1.81	3459.86
16218	2.131	2.449	2336.45	62677.41	792.55	0.31	1.48	2819.01
17172	1.601	1.866	1780.41	61638.81	792.51	0.27	1.19	2266.78
18126	1.167	1.384	1320.60	60692.64	792.47	0.23	0.94	1799.88
19080	0.820	0.994	947.87	59840.62	792.43	0.19	0.74	1411.32
20034	0.549	0.685	653.05	59082.35	792.40	0.16	0.57	1093.05
20988	0.346	0.448	426.96	58416.26	792.38	0.14	0.44	836.76
21942	0.200	0.273	260.45	57839.96	792.35	0.11	0.33	634.22
22896	0.102	0.151	144.36	57350.09	792.33	0.09	0.25	477.42
23850	0.043	0.073	69.51	56942.18	792.32	0.08	0.19	358.68
24804	0.013	0.028	26.73	56610.23	792.30	0.06	0.14	270.77
25758	0.002	0.007	6.87	56346.33	792.29	0.05	0.11	207.01
26712	0.000	0.001	0.76	56140.08	792.29	0.05	0.08	161.32

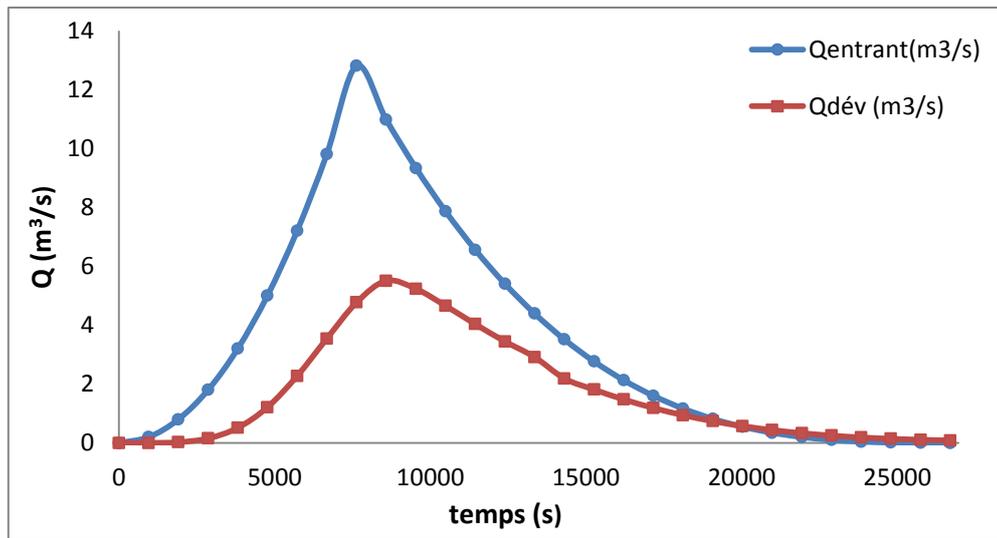


Figure.IV.12: courbe laminage de la crue Entrée/sortie pour L = 4 m.

Tableau IV.32: Laminage de crue pour L= 6 m.

T (s)	Qentrant (m3/s)	Qmoy (m3/s)	Ventrant (m3)	volume dans la retenue (m3)	Cote (m)	H dév (m)	Qdév (m3/s)	Vdév (m3)
0	0.000	0	0.00	54940.74	792.24	0.00	0.00	0.00
954	0.200	0.1	95.47	55036.22	792.24	0.00	0.001	1.37
1908	0.801	0.5	477.37	55512.22	792.26	0.02	0.038	72.87
2862	1.801	1.301	1241.17	56680.52	792.31	0.07	0.227	433.04
3816	3.203	2.502	2386.86	58634.34	792.39	0.15	0.722	1377.22
4770	5.004	4.103	3914.46	61171.58	792.49	0.25	1.597	3047.61
5724	7.206	6.105	5823.95	63947.91	792.60	0.36	2.788	5320.44
6678	9.808	8.507	8115.34	66742.80	792.72	0.48	4.362	8322.04
7632	12.810	11.31	10788.62	69209.39	792.80	0.56	5.403	10309.02
8586	10.983	11.9	11349.25	70249.62	792.83	0.59	5.864	11188.56
9540	9.338	10.16	9693.34	68754.39	792.78	0.54	5.205	9931.92
10494	7.867	8.603	8206.99	67029.47	792.73	0.49	4.479	8545.62
11448	6.559	7.213	6881.04	65364.89	792.65	0.41	3.476	6633.03
12402	5.404	5.981	5706.32	64438.18	792.62	0.38	3.021	5763.65
13356	4.394	4.899	4673.67	63348.20	792.57	0.33	2.513	4794.62
14310	3.518	3.956	3773.92	62327.49	792.53	0.29	2.066	3942.74
15264	2.767	3.142	2997.90	61382.65	792.50	0.26	1.680	3205.29
16218	2.131	2.449	2336.45	60513.82	792.46	0.22	1.349	2573.62
17172	1.601	1.866	1780.41	59720.61	792.43	0.19	1.069	2038.74
18126	1.167	1.384	1320.60	59002.47	792.40	0.16	0.834	1591.69
19080	0.820	0.994	947.87	58358.66	792.37	0.13	0.641	1223.53
20034	0.549	0.685	653.05	57788.18	792.35	0.11	0.485	925.43
20988	0.346	0.448	426.96	57289.70	792.33	0.09	0.361	688.71
21942	0.200	0.273	260.45	56861.45	792.31	0.07	0.265	504.83
22896	0.102	0.151	144.36	56500.98	792.30	0.06	0.192	365.53
23850	0.043	0.073	69.51	56204.95	792.29	0.05	0.138	262.92
24804	0.013	0.028	26.73	55968.77	792.28	0.04	0.099	189.54
25758	0.002	0.007	6.87	55786.10	792.27	0.03	0.073	138.54
26712	0.000	8E-04	0.76	55648.33	792.27	0.03	0.054	103.77

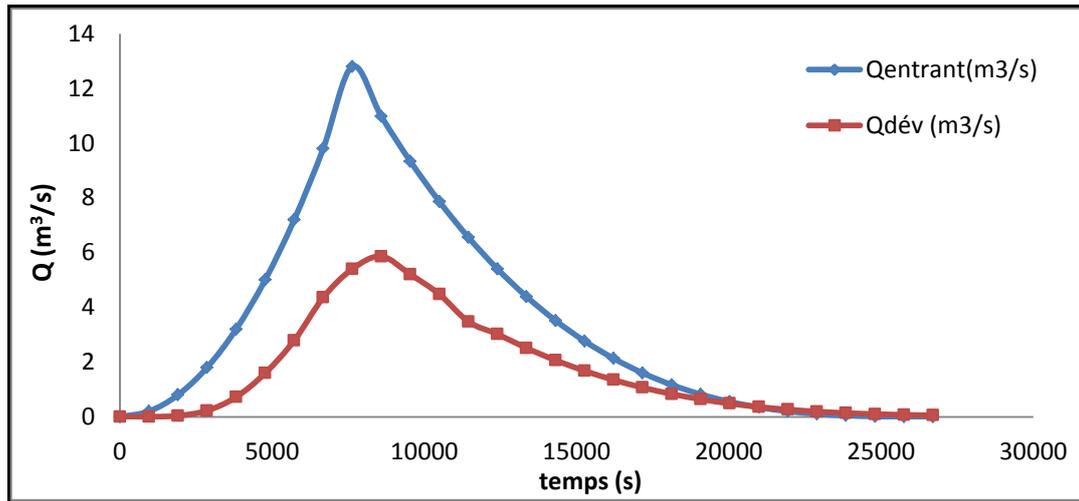


Figure.IV.13: courbe laminage de la crue Entrée/sortie pour L= 6m.

Tableau IV.33:Laminage de crue pour L= 8 m.

T (s)	Qentant (m3/s)	Qmoy (m3/s)	Ventrant (m3)	volume dans la retenue (m3)	Cote (m)	H dév (m)	Qdév (m3/s)	Vdév (m3)
0	0.000	0	0.00	54940.74	792.24	0.00	0.00	0.00
954	0.200	0.100	95.47	55036.22	792.24	0.00	0.001	1.83
1908	0.801	0.500	477.37	55511.76	792.26	0.02	0.051	97.03
2862	1.801	1.301	1241.17	56655.90	792.31	0.07	0.296	564.75
3816	3.203	2.502	2386.86	58478.02	792.38	0.14	0.901	1719.10
4770	5.004	4.103	3914.46	60673.37	792.47	0.23	1.877	3581.51
5724	7.206	6.105	5823.95	62915.81	792.56	0.32	3.094	5902.65
6678	9.808	8.507	8115.34	65128.50	792.65	0.41	4.478	8543.22
7632	12.810	11.309	10788.62	67373.90	792.74	0.50	6.161	11755.81
8586	10.983	11.896	11349.25	66967.34	792.73	0.49	5.938	11329.32
9540	9.338	10.161	9693.34	65331.35	792.65	0.41	4.613	8801.15
10494	7.867	8.603	8206.99	64737.19	792.63	0.39	4.221	8052.94
11448	6.559	7.213	6881.04	63565.29	792.58	0.34	3.482	6643.81
12402	5.404	5.981	5706.32	62627.80	792.55	0.31	2.926	5583.46
13356	4.394	4.899	4673.67	61718.02	792.51	0.27	2.419	4614.93
14310	3.518	3.956	3773.92	60877.00	792.48	0.24	1.979	3776.05
15264	2.767	3.142	2997.90	60098.85	792.44	0.20	1.599	3051.49
16218	2.131	2.449	2336.45	59383.81	792.42	0.18	1.275	2432.66
17172	1.601	1.866	1780.41	58731.56	792.39	0.15	1.001	1910.47
18126	1.167	1.384	1320.60	58141.70	792.37	0.13	0.774	1475.88
19080	0.820	0.994	947.87	57613.69	792.34	0.10	0.587	1119.92
20034	0.549	0.685	653.05	57146.82	792.33	0.09	0.437	833.68
20988	0.346	0.448	426.96	56740.11	792.31	0.07	0.319	608.37
21942	0.200	0.273	260.45	56392.19	792.30	0.06	0.228	435.36
22896	0.102	0.151	144.36	56101.18	792.28	0.04	0.161	306.26
23850	0.043	0.073	69.51	55864.43	792.27	0.03	0.112	213.01
24804	0.013	0.028	26.73	55678.15	792.27	0.03	0.078	148.01
25758	0.002	0.007	6.87	55537.01	792.26	0.02	0.055	104.30
26712	0.000	0.001	0.76	55433.48	792.26	0.02	0.040	75.64

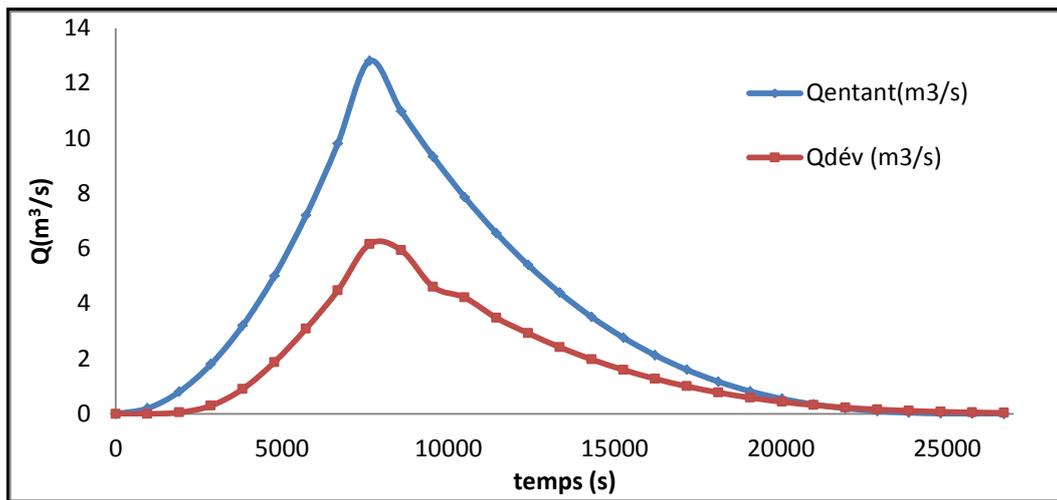


Figure.IV.14 : courbe laminage de la crue Entrée/sortie pour $L= 8m$.

Les résultats de laminage de la crue :

L (m)	H dev (m)	$Q_{dev}(m^3/s)$
4	0.74	5.51
6	0.59	5.86
8	0.50	6.16

Selon l'étude de laminage de crues par la méthode pas à pas pour le dimensionnement du déversoir (sécurité et économie) et la reconstitution de l'hydrogramme de crue laminée, nous obtenons les résultats suivants :

- Le débit laminé : $Q_{dév} = 5.51 \text{ m}^3/\text{s}$
- Largeur du déversoir : $b = 4 \text{ m}$
- Temps de base : $T_b = 7.42 \text{ heures}$ (crue laminée)
- Hauteur déversée : $H_{dév} = 0.74 \text{ m}$

On peut dire qu'on a un très bon laminage vu nous avons un rabattement de débit de pointe jusqu'à 43.01%, ceci est dû à la forme spacieuse de la retenue de barrage.

Conclusion :

Les différents résultats obtenus dans ce chapitre ont montrés que :

- L'apport moyen annuel est estimé à **$0.177 \text{ Hm}^3/\text{an}$** et une lame d'eau écoulée égale à **39.28 mm** /an.

Le volume solide est estimé à **$539.96 \text{ t/km}^2/\text{an}$** , le volume mort est égal à **30372.75 m^3**

- La capacité utile est estimée à **24567.993 m^3** , le volume total de la retenue est estimé **54940.743 m^3** .
- La crue de projet est centennale, elle est de **$12.81 \text{ m}^3/\text{s}$** et correspond à une charge déversée de **0.74 m** et une largeur déversée de **4 m** .

Chapitre V

Conception de la digue

INTRODUCTION :

Les barrages en terre peuvent être constitués par des matériaux de caractéristiques très diverses, à la différence des barrages en béton ou même en enrochements dont les matériaux constitutifs restent contenus dans des fourchettes beaucoup plus étroites (*JEAN-MAURICE,1999*).

V.1 Barrages en terre :

Les barrages en terre peuvent être constitués par des matériaux de caractéristiques divers, une solution, et parfois même la seule solution, est la construction de la digue à partir de matériaux se trouvant dans le site du barrage projeté (*JEAN-MAURICE,1999*).

D'une manière générale si l'on dispose sur place et en quantité suffisante de matériaux terreux permettant d'obtenir après compactage des conditions d'étanchéité et de stabilité satisfaisantes. Ainsi le type de barrage le plus facile à réaliser est le barrage homogène (*JEAN-MAURICE,1999*)

V.1.1. Différents types des barrages en terre :

Il existe trois schémas principaux de structure de barrage en terre (*ROLLEY R. Dir.1989*):

- **Les barrages homogènes** : Les barrages en terre homogène sont constitués d'un massif en terre compactée imperméable, muni d'un dispositif de drains dans sa partie aval et d'une protection mécanique contre l'effet du battillage dans sa partie amont.
- **Le barrage à noyau étanche** : Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettent pas d'envisager une digue homogène étanche.

Dans ce cas, une solution couramment adoptée consiste à concevoir un massif plusieurs zones, dont chacune est constituée d'un matériau différent suivant le rôle que doit jouer chaque zone.

- **Le barrage à masque d'étanchéité** : Les barrages à masque sont constitués d'un remblai plus ou moins perméable assurant la stabilité d'ensemble. Un écran imperméable, appelé masque, est mis en place sur le parement amont de façon à rendre le barrage étanche et lui permettre de retenir l'eau du réservoir.

V.1.2. Avantages des barrages en terre :

1. Utilisation du sol comme matériau local pour la construction du barrage.
2. Possibilité d'utiliser n'importe quel sol.
3. Possibilité de construire ces barrages pratiquement dans toutes les régions géographiques.
4. Possibilité de construire le barrage avec n'importe quelle hauteur.
5. Tous les procédés de construction sont mécanisés.

V.1.3. Inconvénients des barrages en terre :

1. Impossibilité de conduire le débit des crues à travers l'ouvrage.
2. Présence de l'écoulement souterrain dans le corps du barrage, qui crée les conditions de déformation du barrage.
3. Grandes pertes d'eau en cas d'utilisation des sols perméables.
4. L'utilisation des dispositifs contre la filtration.

Remarque : dont notre cas nous allons choisir un type de barrage homogène vu la disponibilité des matériaux convenable à ce type d'ouvrage.

V.2. Définition du profil général du barrage :

Le type de barrage en terre envisagé étant choisi selon les conditions locales du site et l'importance de l'ouvrage, l'étape suivante des études consiste à définir le profil général du barrage.

IV.2.1. La hauteur du barrage :

La hauteur totale du barrage sera égale à la hauteur normale de retenue des eaux majorée de la charge maximale au-dessus du seuil du déversoir de crues et de la revanche. La hauteur du barrage est calculée à partir de la formule suivante :

$$H_b = H_{NNR} + H_{dév} + R$$

Où:

H_b : Hauteur du barrage en m.

H_{NNR} : Hauteur du niveau normal de la retenue en m.

$$H_{NNR} = NNR - \text{Niveau dans le lit.}$$

A.N :

$$H_{NNR} = 792.24 - 783$$

$$H_{NNR} = 9.24 \text{ m}$$

$H_{dév}$: Hauteur de la lame déversée en m, $H_{dév} = 0.74 \text{ m}$.

R : la revanche en m.

➤ Niveau plus haute eaux:

Le niveau des plus hautes eaux est égal au niveau normal de la retenue majoré de la charge d'eau sur le déversoir.

$$NPHE = NNR + H_{dév}$$

Où : NNR: le niveau normal de la retenue en (m) 792.24

Hdév: la charge d'eau sur le déversoir en (m), Hdév = 0.74 m.

$$N_{PHE} = 792.98 \text{ m}$$

➤ **Calcul de la revanche :**

C'est une marge de sécurité qui ne permet pas les vagues de submergées la digue, elle est en fonction de :

- La hauteur des vagues.
- Vitesse de vent.

Pour le calcul de la revanche on utilisera les formules suivantes :

La revanche minimale est donnée par la relation suivante : $R = H_v + \frac{V_v^2}{2g}$

- **La hauteur de la vague:**

Elle est fonction de la vitesse de propagation des vagues (v) et le Fetch (F).

La hauteur des vagues « H_v » est déterminée à l'aide des formules suivantes :

a. Formule de STEVENSON :

Pour un Fetch : $F \leq 18 \text{ Km}$.

$$H_v = 0.75 + 0.34 \sqrt{F} - 0.26 \sqrt[4]{F}$$

F : longueur de Fetch en (km), $F = 0.38 \text{ Km}$.

$$H_v = 0.76 \text{ m}$$

b. Formule de MALLET – PAQUANT :

$$H_v = 0.5 + 0.33 \sqrt{F}$$

$$H_v = 0.70 \text{ m}$$

Les résultats calcul de la hauteur des vagues sont regroupés dans le tableau (V.1).

Tableau V.1 : Hauteur des vagues.

Formule	H_v (m)
STEVENSON	0.76
MALLET – PAQUANT	0.70

On obtient une hauteur de vague par la formule de STEVENSON : $H_v = 0.76 \text{ m}$.

- **La vitesse de propagation des vagues :**

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

$$V_v = 1.50 + 2 H_v$$

Avec : H_v : Hauteur des vagues (m).

Ou : $V_v = 3.02 \text{ m/s}$.

Donc , la revanche minimale sera :

$$\mathbf{R = 1.22 m.}$$

On peut également estimer la revanche par la formule simplifiée :

$$R = 1 + 0.3\sqrt{F}$$

Ou :

$$\mathbf{R = 1.18 m}$$

Cette valeur est la valeur minimale qu'on peut considérer dans le dimensionnement du barrage (technique des barrages en aménagement rural, 1974).

Nous allons adoptons une revanche de **1.22** pour notre barrage.

La formule de la hauteur du barrage est donnée par la formule suivante:

$$Hb = (NNR - NTN) + Hdev + R = HNNR + Hdev + R$$

$$Hb = 9.24 + 0.74 + 1.2$$

$$\mathbf{Hb = 11.20 m}$$

c. Largeur en crête :

Cette largeur doit assurer une sécurité contre les risques de submersion et la circulation des engins pour la construction et l'entretien. La largeur en crête du barrage est calculée par les différentes formules suivantes :

Tableau V.2 : Résultats de calcul de la largeur en crête.

les formules	Bc (m)	Bc (m)
Knappen	$B_{cr} = 1.65\sqrt{Hb}$	5.52
Preece	$B_{cr} = (1,1*\sqrt{Hb})+1$	4.68
simplifiée	$B_{cr} = 3.6 \sqrt[3]{Hb} - 3$	5.05
Formule pratique:	$B_{cr} = 5/3 \sqrt{Hb}$	5.58

Avec : B_{cr} : largeur en crête du barrage en m .

H_b : la hauteur totale du barrage en m

Pour notre digue on prend une largeur de **$B_{cr} = 5 m$** .

- **La cote de la crête :**

$$\mathbf{Cote\ crête = NNR + H_{dév} + R}$$

$$\mathbf{C_{cr} = 792.24 + 0.74 + 1.22 \quad , \quad C_{cr} = 794.2 m}$$

d. La longueur en crête (lc) :

La mesure de la longueur en crête se mesure directement sur la carte topologique, on trouve

$$L_c = 95.22 \text{ m} .$$

V.2.2. Classement du barrage :

On peut classer notre barrage, on tenon compte les classifications tiré par le CIGB (comité international des grands barrages) :

Tableau V.3: Classement des barrages.

Classe de l'ouvrage	Caractéristiques géométrique
A	$H \geq 20$
B	Ouvrage non classé en A et pour lequel $H^2V^{0.5} \geq 200$ et $H \geq 10$
C	Ouvrage non classé en A ou B et pour lequel $H^2V^{0.5} \geq 200$ et $H \geq 10$
D	Ouvrage non classé en A, B ou C et pour lequel $H \geq 2$

D'après le tableau V.3 et la figure V.1, notre barrage est dans la classe **B** avec une hauteur de **11.2 m** et un volume de **54940.743 m³**

V.2.3. Les pentes des talus :

Les pentes des talus du barrage en terre sont fixées par les conditions de la stabilité mécanique du massif et ses fondations, le tableau ci-après donne quelques valeurs qui devront être confirmées par une étude de stabilité, on peut faire notre choix à partir du tableau N° (V-4).

Tableau V.4 : Variation des pentes des talus en fonction de la hauteur de la digue et le type de barrage.

Hauteur de la digue en (m)	Type de barrage	Pente du talus	
		amont	aval
3 à 5	- Homogène	1/2.5	1/2
	- Zoné	1/2	1/2
5 à 10	- Homogène à granulométrie étendue	1/2	1/2
	- Homogène à forte pourcentage d'argile.	1/2.5	1/2.5
	- Zoné	1/2	1/2
10 à 20	- Homogène à granulométrie étendue	1/2.5	1/2
	- Homogène à forte pourcentage d'argile.	1/3	1/2.5
	- Zoné	1/2.5	1/2.5
20m et plus	- Homogène à granulométrie étendue	1/3	1/2.5
	- Homogène à forte pourcentage d'argile.	1/3.5	1/2.5
	- Zoné	1/3	1/3

Pour notre cas on a une digue en terre homogène à fort pourcentage d'argile qui a une hauteur : $H_b = 11.20 \text{ m}$. Donc en prend : pour le talus amont $m_1 = 1/3$; et pour le talus aval $m_2 = 1/2.5$

V.3. Protection de la digue :

V.3.1. Protection de la crête :

Pour la sécurité de la crête de la digue contre d'éventuelle fissuration, causé par des agents atmosphériques, il y'a lieu de la protéger par l'utilisation d'une couche d'enrobé bitumineux.

1. Protection des talus :

La protection des talus est très importantes car les digues en terre sont sensible à l'érosion due au ruissellement des eaux des pluies, et aux phénomènes de renard provoquer par le resuyage des eaux de saturation du barrage, et a l'attaque des vagues, donc on doit prévoir une protection des talus.

2. Talus aval :

La protection la plus économique consiste à semer le gazon des talus, directement après l'achèvement des travaux de terrassement, on recouvert le talus d'une couche de 5à10cm de terre végétale.

3. Talus amont :

Le batillage est en générale le seule risque qui attaque le talus amont, ce talus est exposé aux vagues, donc pour la protection on prévoit un enrochement en vrac de type rip-rap, avant de poser les pierres on doit placer une couche drainante de gravier et de sable de 30cm environ formant un filtre.

Pour déterminer l'épaisseur d'enrochement il y a deux méthodes :

➤ 1^{er} Méthode :

En utilisant le (tableau V.5), pour déduire : $H_v = 0.76$ m

Tableau V.5 : Hauteur des vagues en fonction de l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement.

Hauteur des vagues H_v (m)	Epaisseur minimale de la couche d'enrochement (m)	D50% minimum (m)
0.00 – 0.30	0.30	0.20
0.30 – 0.60	0.40	0.25
0.60 – 1.20	0.45	0.30
1.20 – 1.80	0.55	0.40
1.80 – 2.40	0.70	0.45
2.40 – 3.00	0.80	0.55

Donc : $E_{min} = 0.45$ m ; $D_{50min} = 0.30$ m

➤ 2^{ème} méthode:

Le dimensionnement des enrochements peuvent être déterminées théoriquement en fonction de la hauteur des vagues H_v et de leur vitesse de propagation V_v , par la formule suivante :

$$E = c.(Vv)^2$$

Ou : e : épaisseur (minimale) de l'encrochement (m) ;

v : vitesse de propagation des vagues : $Vv = 3.02$ m/s (Gaillard) ;

c : coefficient dont la valeur est fonction de la pente du talus et du poids spécifique γ des matériaux d'encrochement, la valeur de c est donnée par le tableau suivant :

Tableau V.6 : Valeurs de « c » pour différents poids spécifiques.

Pentes des talus	Valeurs de « c » pour différents poids spécifiques		
	$\gamma = 2.5$	$\gamma = 2.65$	$\gamma = 2.8$
1/4	0.027	0.024	0.022
1/3	0.028	0.025	0.023
1/2	0.031	0.028	0.026
1/1.5	0.036	0.032	0.030
1/1	0.047	0.041	0.038

A partir du tableau : $c = f(\gamma = 2.5 \text{ et } m = 3)$

$$c = 0.028$$

$$e = c. (Vv)^2$$

$$e = 0.26 \approx 0.30 \text{ m} = 30 \text{ cm}$$

Tableau V.7 : Les différentes méthodes de calcul d'épaisseur.

Méthodes	Épaisseur de la couche d'encrochement e (m)	Diamètre de la pierre D_p (m)
1	0.450	0.300
2	0.300	/

On prend $e = 0,450$ m, $D_p = 0,300$ m

V.4. Dispositif de protection contre les effets de l'eau :

Sous l'effet de la charge hydraulique à l'amont du barrage l'eau s'infiltré progressivement dans le massif du barrage et dans sa fondation, ce qui provoque un danger permanent pour la digue.

Pour lutter contre ce phénomène, notre digue doit être équipée par des dispositifs de drainage et de filtration suivant :

V.4.1 Prisme de drainage :

C'est un organe qui permet d'évacuer les eaux provenant du massif en terre, il est équipé d'un filtre qui permet de bloquer la migration des particules fines. Il permet de :

- Réceptionner et évacuer les eaux infiltrées à travers le corps du barrage et sa fondation.
- Rabattre la ligne phréatique le plus basse possible.
- Réduire les pressions interstitielles dans certaines parties du corps du barrage.

- **Dimensionnement du prisme de drainage :**

Le dimensionnement du prisme de drainage se fait de la manière suivante:

➤ **Largeur de prisme :**

La largeur de la berme (b_{ber}) est généralement fixée en fonction des engins utilisés pour sa réalisation.

$$B_p \geq 3.00$$

Pour les petits barrages cette largeur peut être plus petite pour des raisons économiques.

$$b_p = 0.50 \text{ à } 2.00 \text{ m}$$

$$\text{On prend } b_p = 2 \text{ m}$$

➤ **Hauteur de prisme :**

La hauteur du prisme de drainage (h_{dr}) dans le cas où la présence de l'eau à l'aval est peu probable, nous pouvons fixer la hauteur du prisme de drainage selon l'expression suivante :

$$h_{pr} = (0.15-0.20) H_b$$

Avec : H_b : Hauteur totale du barrage.

$$h_{pr} = (1.68 - 2.24) \text{ m on prend une hauteur du prisme } h_{pr} = 2 \text{ m}$$

➤ **la pente du talus amont**

Elle est étroitement liée à la ligne de saturation et donc à la stabilité du remblai, mais elle joue aussi un rôle très important dans la quantification du débit d'infiltration. Habituellement elle est fixée comme suite :

$$m_{d \text{ Amont}} = (1.00 \text{ à } 1.50)$$

$$\text{On prend } m_{d \text{ amont}} = 1.25$$

➤ **la pente du talus aval.**

La pente aval du prisme de drainage est fonction des caractéristiques des enrochements et donc de leur stabilité au glissement. Elle est généralement fixée comme suite :

$$m_{d \text{ Aval}} = (1.25 \text{ à } 2.00)$$

$$\text{On prend } m_{d \text{ AVAAL}} = 1.5$$

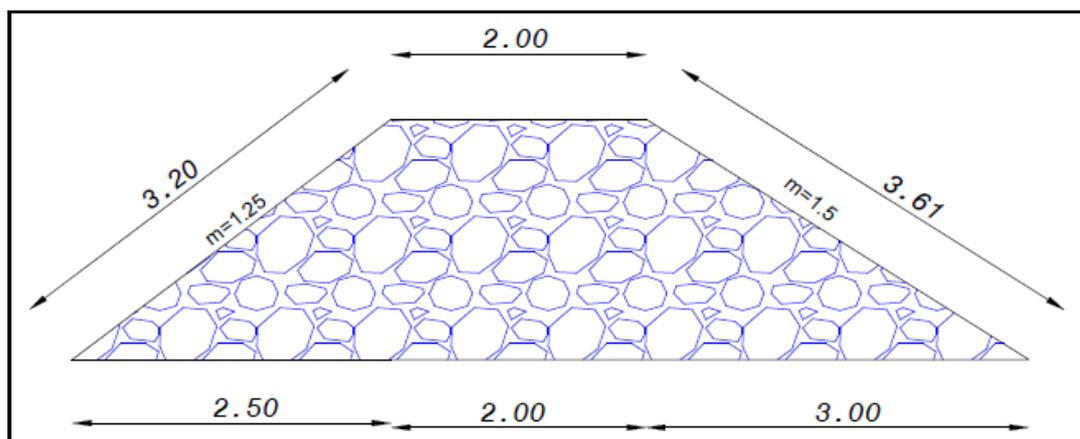


Figure V.1: dimensionnement du prisme de drainage (dimension en mètre).

• **Ligne de saturation :**

La ligne de saturation est une parabole qui sa position sépare la partie sèche de la digue et celle qui est saturée en eau. Pour tracer la ligne de saturation, on utilise la méthode graphique parabole de «Kosney», cette dernière est déterminée par l'équation:

On a :

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$$

Avec : h : Hauteur du niveau normale de la retenue, h = 9.24 m ;

d : Distance horizontale entre l'axe « y » et la verticale qui passe au point 0,7b.

d = 39.70 m.

b : Projection horizontale de la partie mouillée du talus amont.

Donc : $y_0 = 1.061$ m.

L'équation de la parabole s'écrit :

$$2xy_0 = y^2 - y_0^2$$

Ou : $y^2 = 2.122x + 1.026$

Les coordonnées de la parabole sont données dans le (tableau V.8).

Tableau V.8 : Les coordonnées de la parabole.

x	0	2	4	6	8	10	12	14	15	20	25	30	32
y	1.01	2.30	3.08	3.71	4.24	4.72	5.15	5.54	5.73	6.59	7.35	8.04	8.30

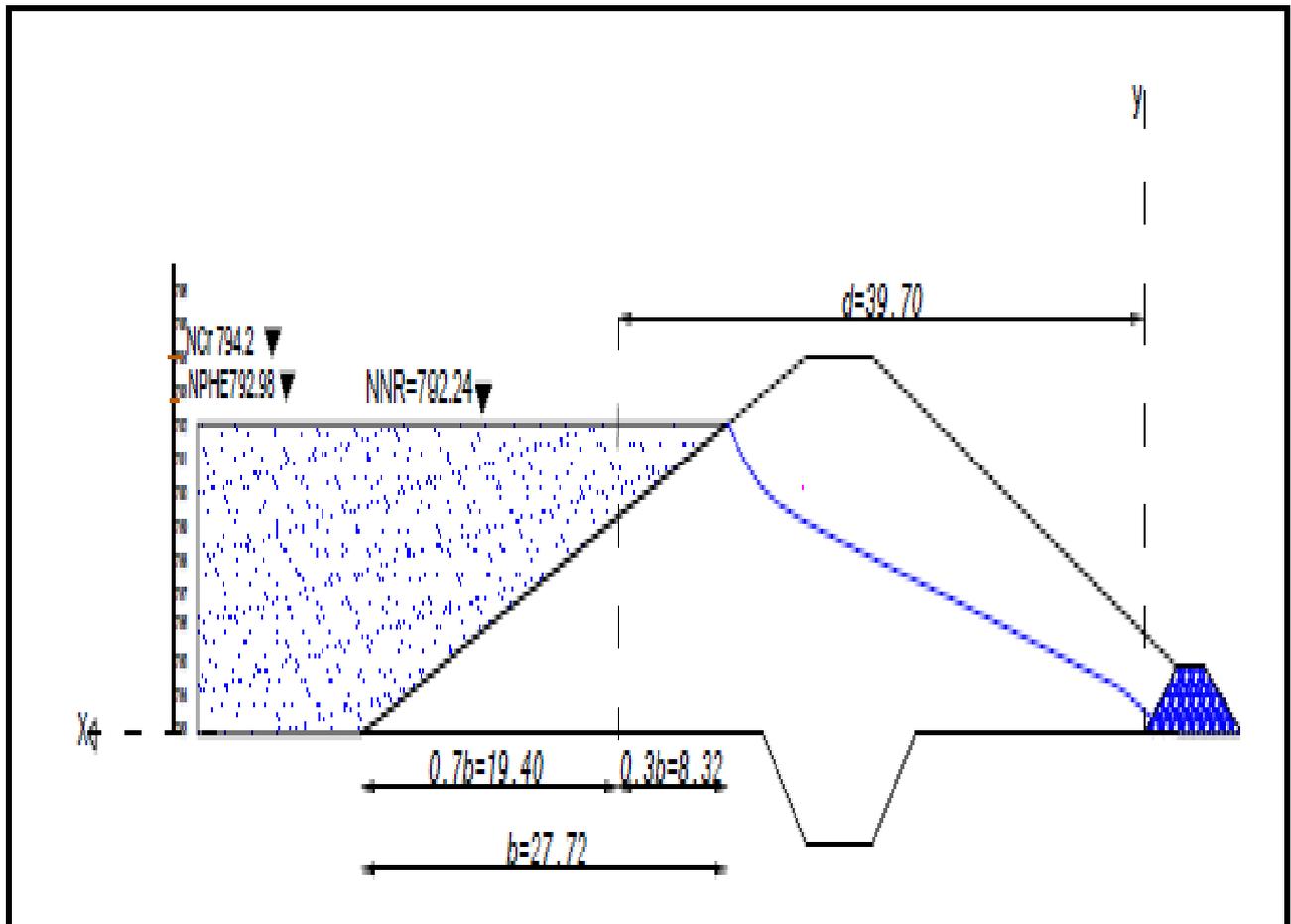


Figure V.2: dimensionnement de la digue (dimension en mètre).

V.4.2. Calcul d'infiltration à travers la digue :

La filtration d'eau à travers le corps du barrage en terre et sous ses ouvrages est créée par la charge d'eau au bief amont. Elle a pour conséquence la perte d'eau et le problème d'instabilité (Renards).

Les statistiques montrent que plus de 50% des avaries de barrages sont provoquées par la déformation de filtration, c'est pourquoi il faut toujours exécuter un calcul de filtration, donc établir la position de la ligne phréatique dans le massif du barrage, déterminer le gradient de filtration, les vitesses de filtration et les débits de filtration à travers de l'ouvrage et le sol de fondation.

V.4.2.1. Débit de fuite :

C'est la nature du matériau (Argile) qui conditionne l'écoulement à travers le corps du barrage.

On peut appliquer à celui-ci les règles de l'écoulement à travers une digue homogène,

Le débit de fuite est donné par :

$$Q_{\text{Fuit}} = Q_d + Q_F$$

Avec : Q_d : Débit de fuite à travers la digue.

Q_F : Débit de fuite à travers la fondation.

✚ Débit de fuite à travers la digue :

$$Q_d = \frac{K \cdot (H_1^2 - H_0^2)}{2L}$$

Avec : K : Perméabilité des matériaux constituant la digue, 10^{-8} m/s.

H_0 : Quand il n'y a pas l'eau dans le talus aval $H_0=0$ m ;

$L = d - 0.3b$: Distance horizontale entre l'axe « y » et la verticale qui passe au point 0,7b.

$d = 39.70$ m , donc $L = 31.38$ m

$H_1 = h$: h : Hauteur du niveau normale de la retenue, $h = 9.24$ m.

Ou : $Q_d = 1.36 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s/ml}$

V.4.2.2. Règles générales de dimensionnement des drains et filtres :

Lors des paragraphes précédents, nous avons, à plusieurs reprises, fait allusion aux conditions de non entraînement des fines encore dénommées «conditions de filtre». La référence usuelle en la matière est celle des règles de TERZAGHI. Elles s'énoncent comme suit:

- **Détermination de la courbe granulométrique des filtres :**

Selon les critères :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \quad \text{et} \quad 12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58$$

On trace les limites des couches de filtres avec :

- D_{15} : Diamètre de filtre.
- d_{15} : Diamètre du sol à protéger.
- **Granulométrie de sol à protéger :**

$$d_{15} = 0.005 \text{ mm.}$$

$$d_{50} = 0,03 \text{ mm.}$$

$$d_{85} = 0,2 \text{ mm .}$$

- La première couche de filtre est entre le corps du barrage et la première couche de drain a les limites suivantes :
 - $0,06 \text{ mm} < D_{15} < 0,2 \text{ mm.}$
 - $0,36 \text{ mm} < D_{50} < 1.2 \text{ mm.}$

Dans notre cas en doit passer une couche de transition 0.3 m entre le prisme de drainage et le corps de la digue.

Ce filtre composé par une couche de 10 cm de sable fin et une couche de sable grossier 10 cm et une couche de gravier 10 cm.

V.4.2.3 Vérification de l'absence de renard dans le sol des filtres :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,13}{0,2} = 0,65 < 4$$

- La condition est vérifiée donc pas de zone de transition.

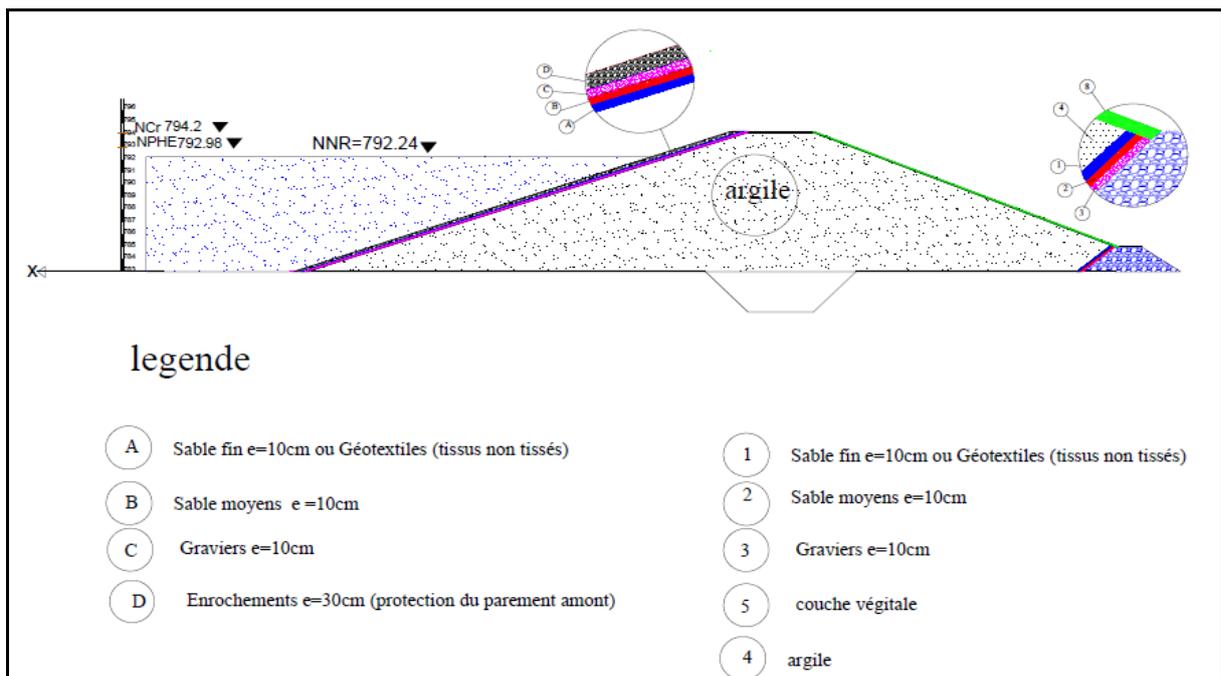


Figure V.3 : protection de la digue.

V.5. Etude de stabilité :

V5.1. Calcul des coefficients de stabilité :

Le calcul de stabilité des talus de la retenue collinaire oued mellah a été fait au moyen du logiciel SLIDE V5.0, qui repose sur la méthode d'éléments finis, il permet de déterminer les différents coefficients de sécurité pour chacun des cas de fonctionnement avec et sans séisme.

- **Généralité sur logiciel SLIDE V5.0 :**

C'est un logiciel d'analyse de stabilité de pente le plus complet disponible, complet avec analyse d'infiltration des eaux souterraines à éléments finis, analyse rapide, analyse de sensibilité et probabiliste et conception de support. Tous les types de sols et de pentes de roche, les remblais, les barrages de terre et les murs de soutènement peuvent être analysés. Les fonctionnalités de pointe vous permettent de créer et d'éditer des modèles complexes très facilement.

Slide possède des capacités d'analyse probabilistes étendues: vous pouvez attribuer des distributions statistiques à presque tous les paramètres d'entrée, y compris les propriétés du matériau, les propriétés de support, les charges et l'emplacement de la nappe phréatique. La probabilité d'échec / indice de fiabilité est calculée et fournit une mesure objective du risque d'échec associé à une conception de pente. L'analyse de sensibilité vous permet de déterminer l'effet de variables individuelles sur le facteur de sécurité de la pente.

- **la méthode d'éléments finis :**

La méthode d'élément fini (FEM) peut être employée pour calculer des déplacements et des efforts causés par les charges appliquées. Cependant elle ne fournit pas une valeur pour le facteur de la sécurité global sans traitement additionnel des efforts calculés. Les principales utilisations de la méthode d'élément fini pour la conception sont comme suit :

- les analyses par éléments finis peuvent fournir des évaluations des déplacements et des pressions d'eau interstitielle de construction. Celles-ci peuvent être utiles pour la commande de champ de la construction, ou quand il y a de souci pour des dommages aux structures adjacentes.
- les analyses par éléments finis fournissent le modèle de déplacement qui peut montrer le potentiel probablement et les mécanismes d'échec complexes.
- La méthode d'éléments finis peut être particulièrement utile quand les matériaux ont des propriétés très différentes. Le marché des changes peut aider identifier les régions locales où la « surcharge » peut se produire causer la fissuration en matériaux de ramollissement fragiles et de contrainte. En outre, le marché des changes est utile en identifiant comment le renfort répondra dans les remblais. Les analyses par éléments finis peuvent être utiles dans les secteurs où de nouveaux types de renfort sont employés ou le renfort est employé de manière différente des manières pour lesquelles l'expérience existe.

- **Etapas de calcul avec SLIDE V5.0 :**

Voici l'interface initiale du logiciel (Figure V.4) :

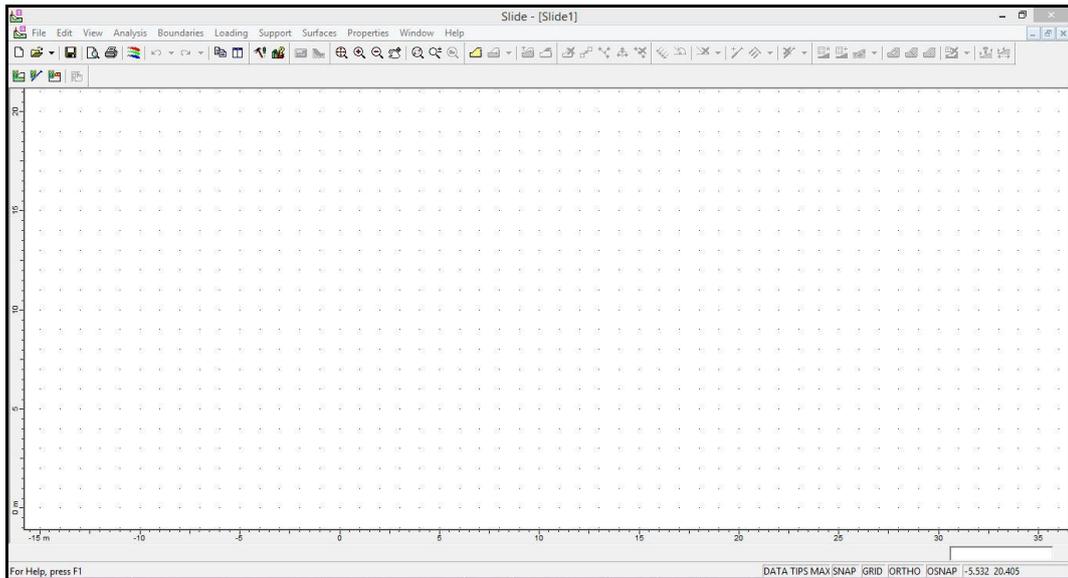


Figure V.4: interface.

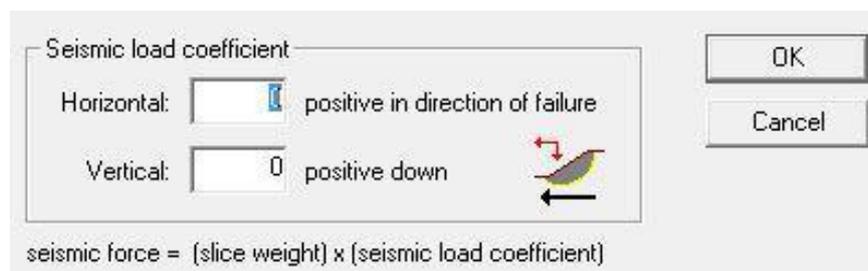
On commence par introduire les coordonnées géométriques sur  pour avoir la forme du massif, après on introduit les coordonnées de la nappe phréatique  .

On cherche le centre de cercle de glissement potentiel comme suit :

1. Aller à <Surfaces>Addgrid 
2. Aller à <Analysis>compute 
3. Aller à <Analysis>interpret 

Dans le cas de séisme on procède comme suit

1. Les mêmes étapes que dans le cas sans séisme ;
2. Aller à <Loading>Seismicload
3. Horizontal
4. Vertical



Après on définit les caractéristique géotechniques de chaque matériau de construction : recharge, noyau, masque...etc., qui pour notre cas sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau V.9 : Caractéristiques des matériaux de construction.

	Densité humide (t/m ³)	Densité saturé (t/m ³)	Cohésion C (t/m ²)	angle de frottement φ°
La fondation (alluvion)	13.30	14.82	31	32
La digue (argile)	16.1	26.01	53	44.66

- **Résultats de calcul :**

Les résultats de calcul sont présentés ici sous forme de tableau montrant les valeurs des coefficients de sécurité **Fs** pour chacun des cas :

Le talus serait stable si les différents coefficients de sécurité sont supérieurs aux coefficients de sécurité admissible pour chaque mode de fonctionnement ou d'exploitation.

Tableau V .10: les coefficients de sécurité admissible.

<i>Mode de fonctionnement Talus concernés</i>	<i>Talus concernés</i>	<i>Coefficient de sécurité admissible</i>
Fin de construction sans séisme	Talus amont Talus aval	$K_s=1,50$
Fin de construction avec séisme	Talus amont Talus aval	$K_s=1,05$ $K_s=1,05$
-Exploitation normale sans séisme -Exploitation normale sans séisme	Talus aval Talus aval	$K_s=1,50$ $K_s=1,05$
Vidange rapide	Talus amont	$K_s=1,30$

- **1^{er} cas sans séisme :**

Tableau V.11 : Les résultats de calcul des coefficients de sécurité.

cas de sollicitation		sans séisme
Talus amont	fin de construction	2.776
	retenue pleine	3.576
	vidange rapide	2.404
Talus aval	fin de construction	2.599
	retenue pleine	2.291
	vidange rapide	2.415

➤ 2^{ème} cas avec séisme :✚ **Classification des ouvrages selon leurs importances :**

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend essentiellement de son objectif et son importance, et ils sont classés comme suit :

1. Groupe 1A : ouvrages d'importance vitale ;
2. Groupe 1B : ouvrage e grande importance ;
3. Groupe 2 : ouvrages courant à importance moyenne ;
4. Groupe 3 : ouvrages à faible importance.

Tableau V.12 : coefficient d'accélération (K) (source RPA 2003).

Group	Zone I	Zone II _A	Zone II _B	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance
1A	0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrage d'importance vitale
1B	0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrage de grande importance

Donc : $A = \frac{2}{3} * K$

$A = \frac{2}{3} * 0.25 = 0.17$

Ou :

A : coefficient sismique de la région.

K : accélération horizontale maximale.

Notre barrage se situe dans la zone (II.A) à sismicité moyenne et il est du groupe 1A, alors le coefficient d'accélération sismique qui sera utilisé dans les calculs de stabilité des talus du barrage est $A = 0.25$.

Tableau V.13 : Les résultats de calcul des coefficients de sécurité avec séisme.

cas de sollicitation		avec séisme
Talus amont	fin de construction	1.401
	retenue pleine	1.504
	vidange rapide	1.270
Talus aval	fin de construction	1.381
	retenue pleine	1.225
	vidange rapide	1.286

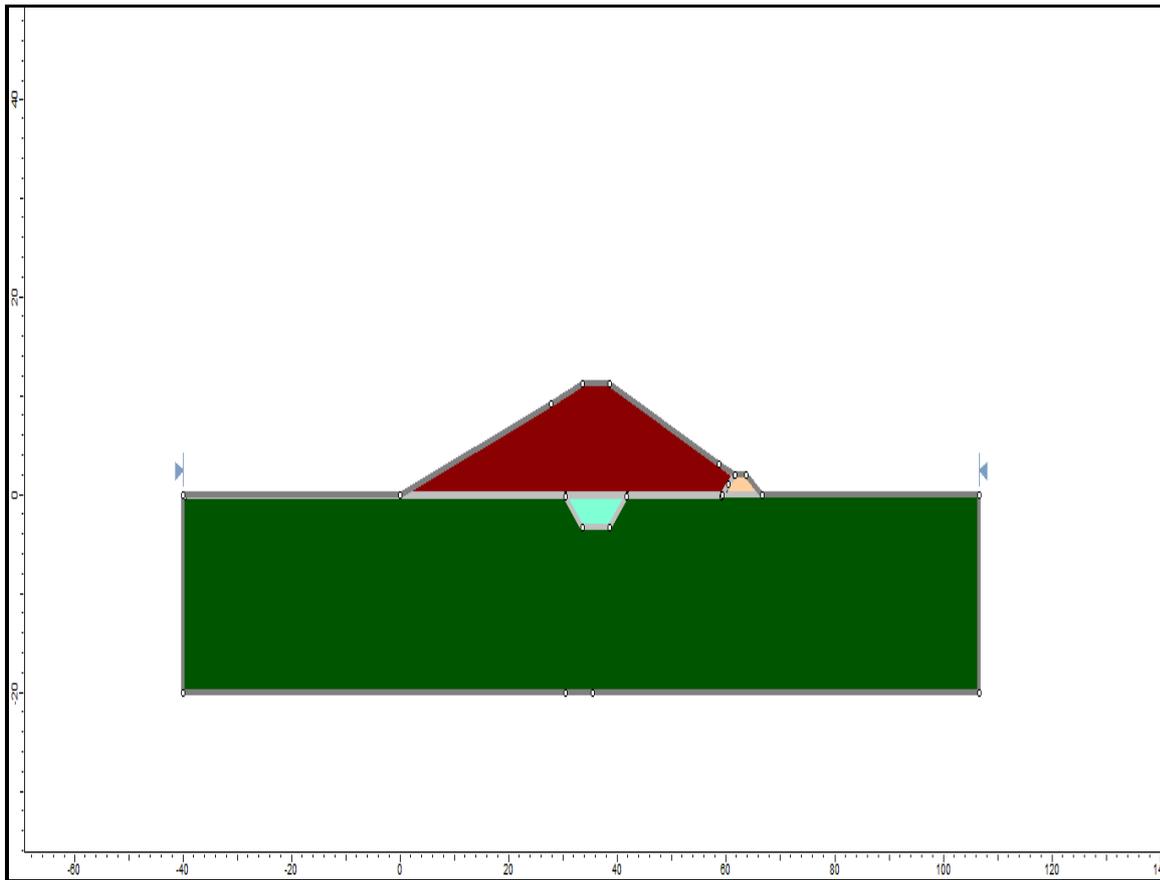


Figure V.5 : Profil géométrique du barrage.

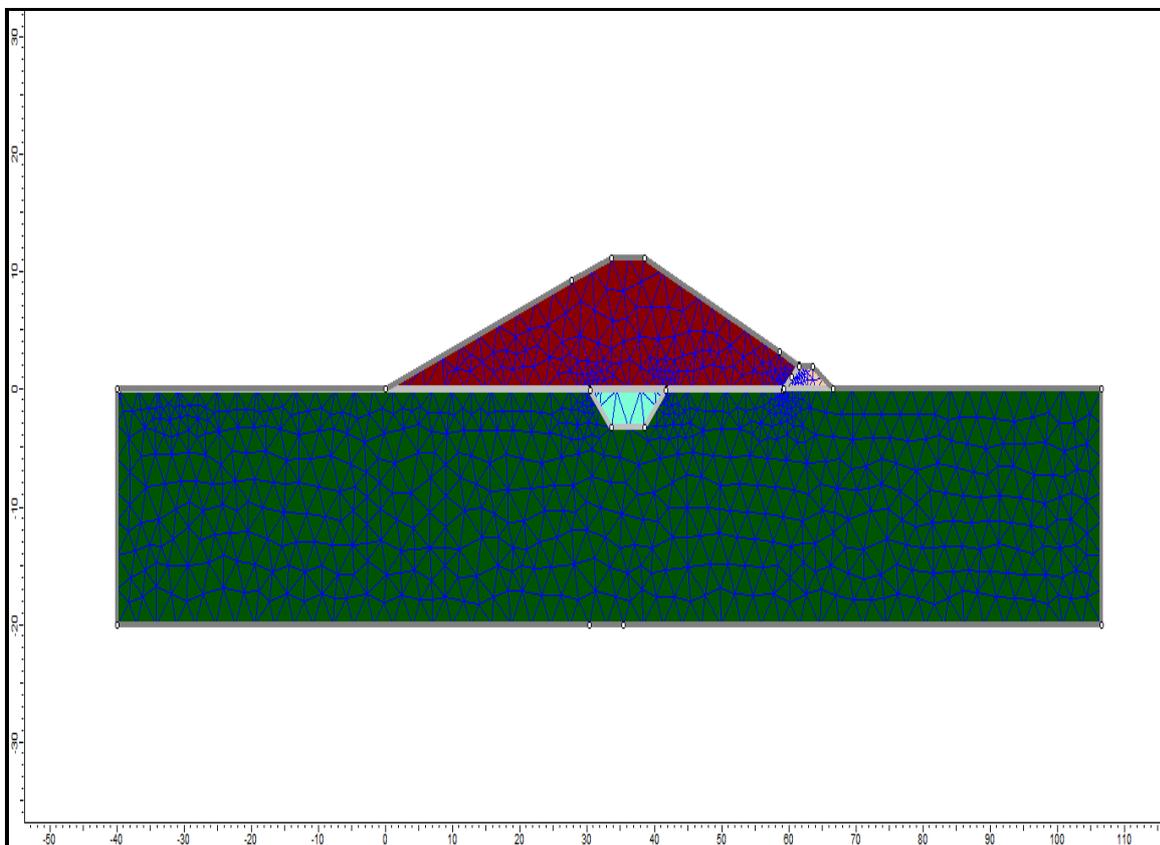


Figure V.6 : la discrétisation du maillage du profil du barrage.

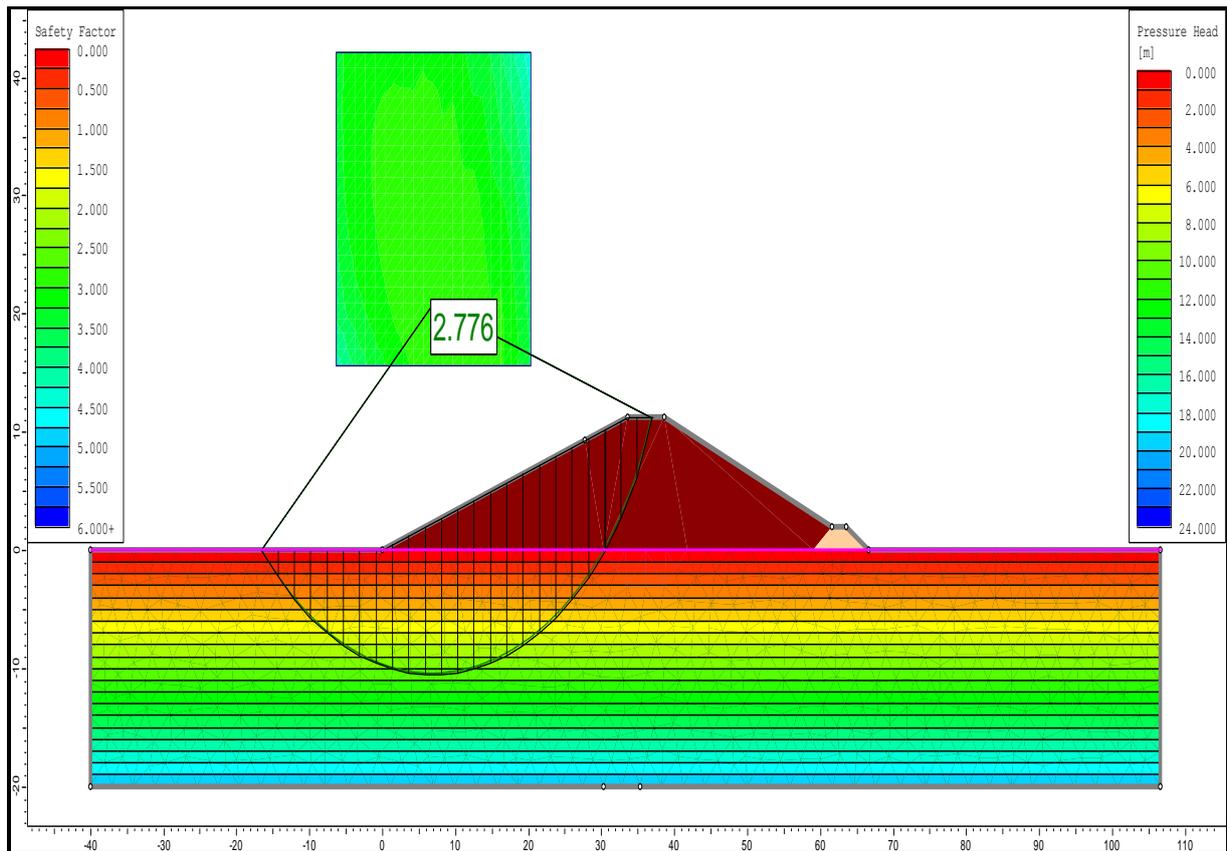


Figure V.7 : Talus amont fin de construction.

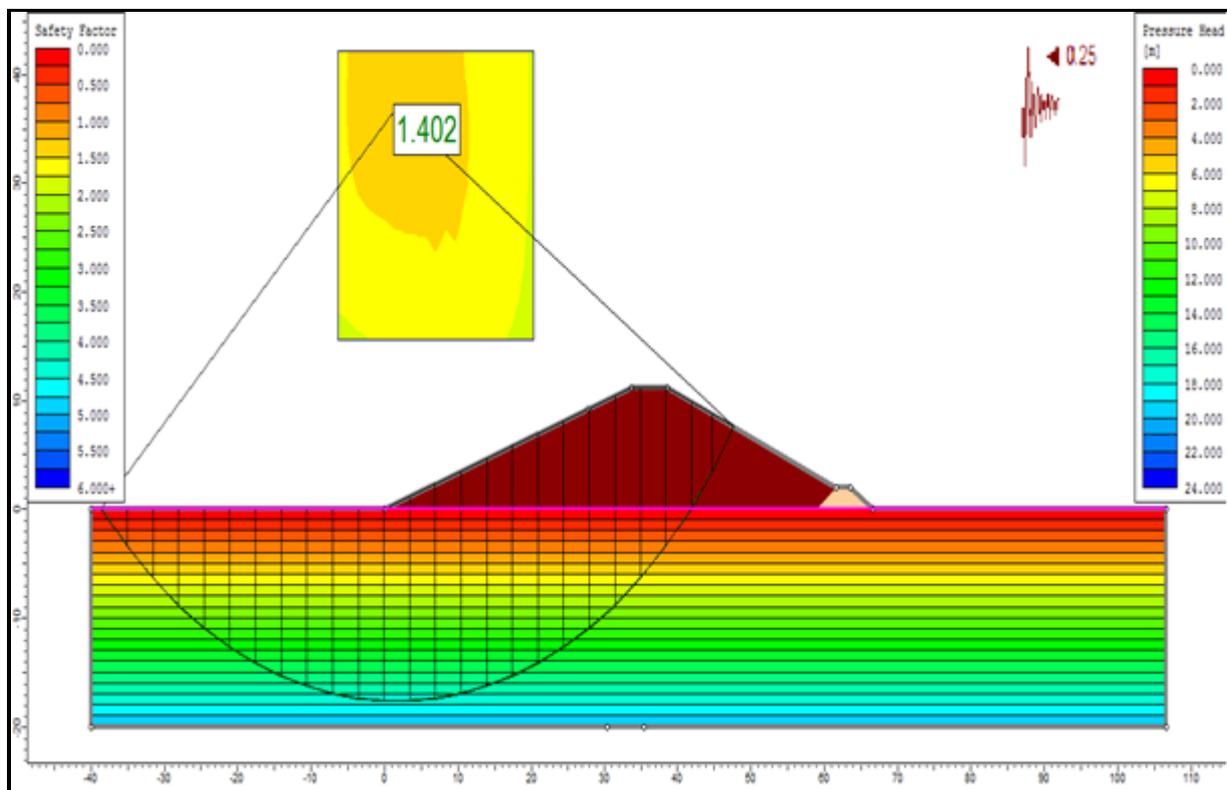


Figure V.8 : Talus amont fin de construction avec séisme.

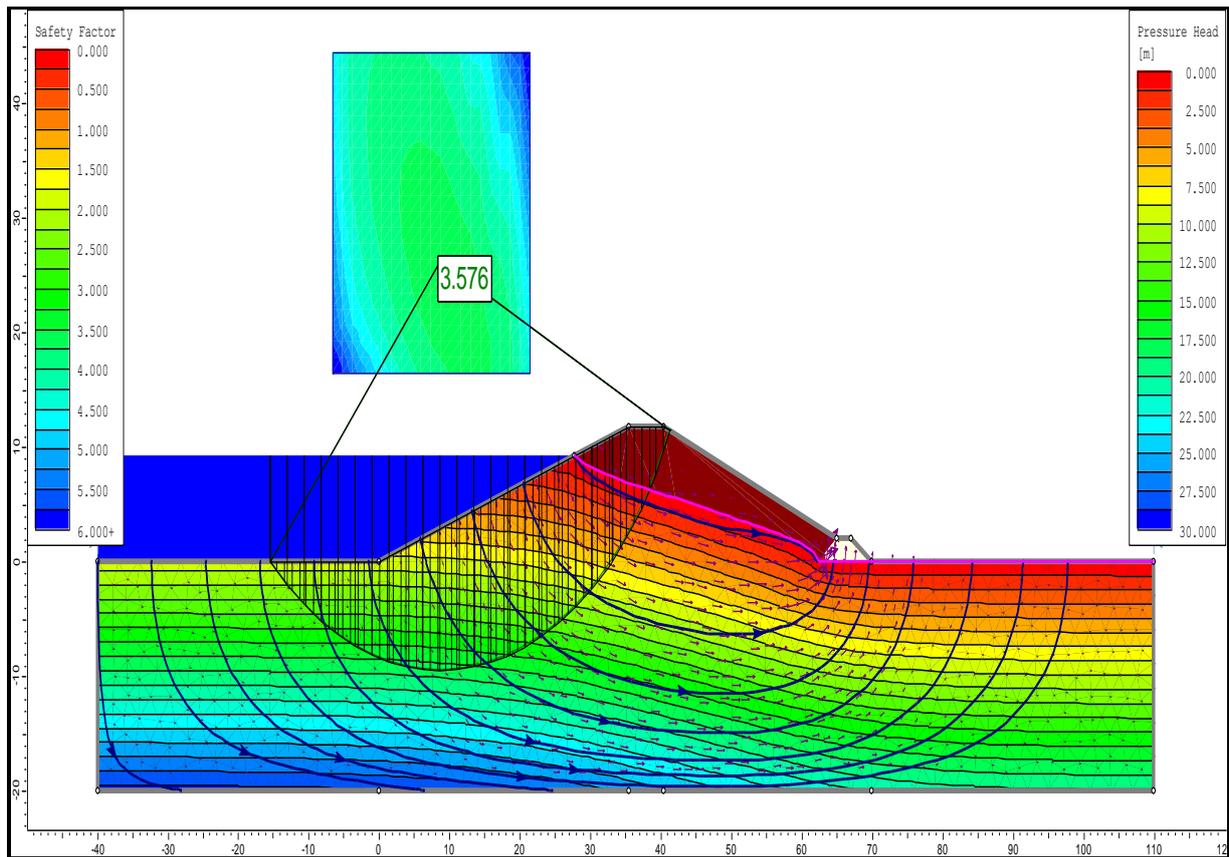


Figure V.9 :Talus amont retenue pleine.

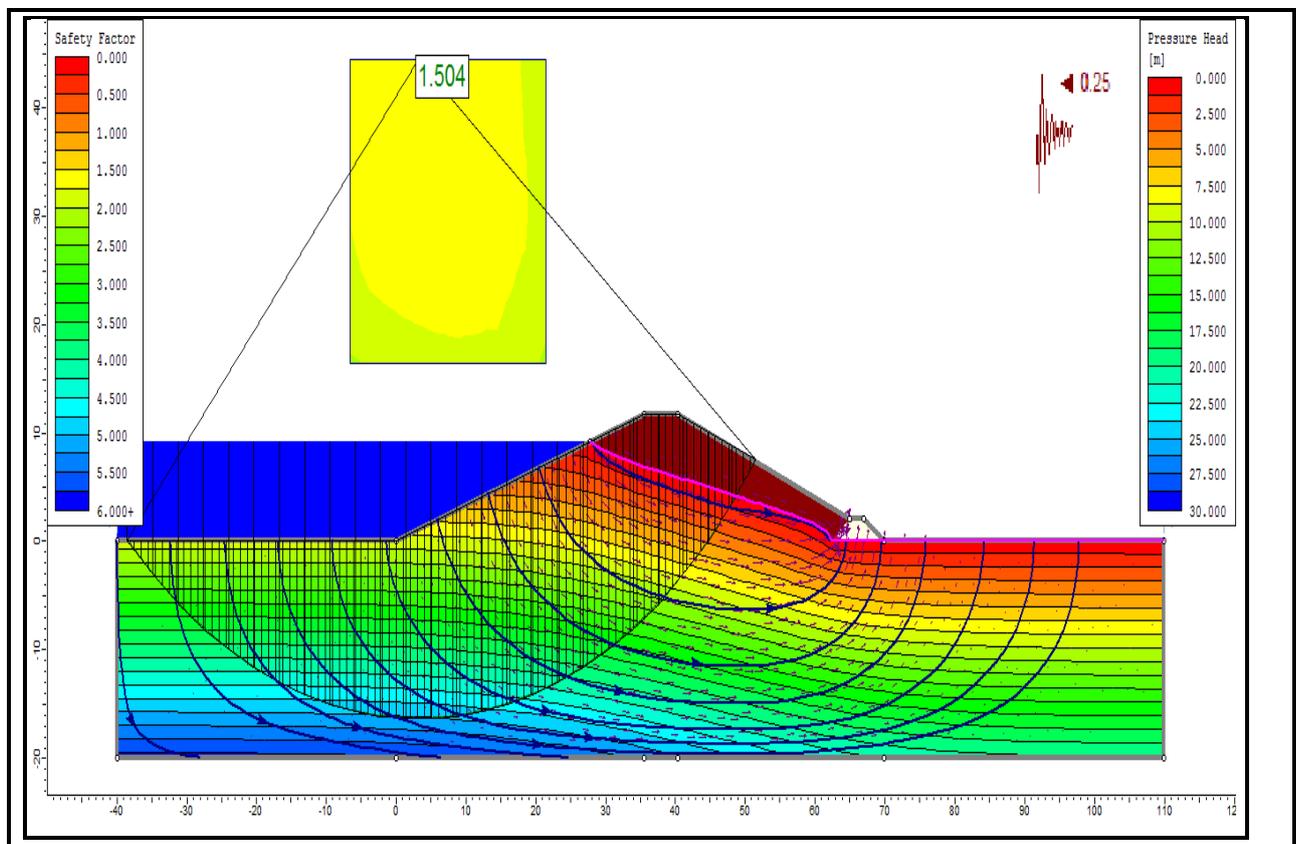


Figure V.10 : Talus amont retenue pleine avec séisme.

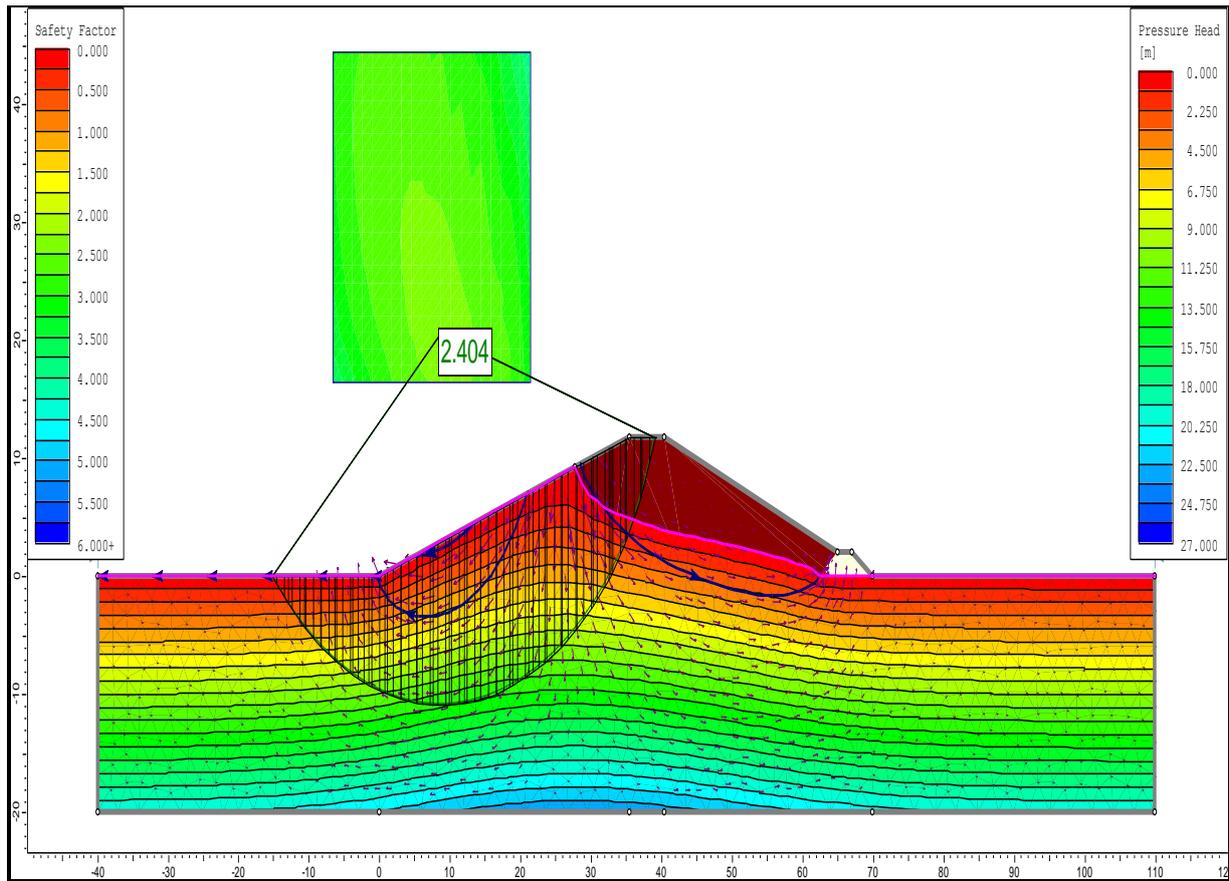


Figure V.11 :Talus amont vidange rapide.

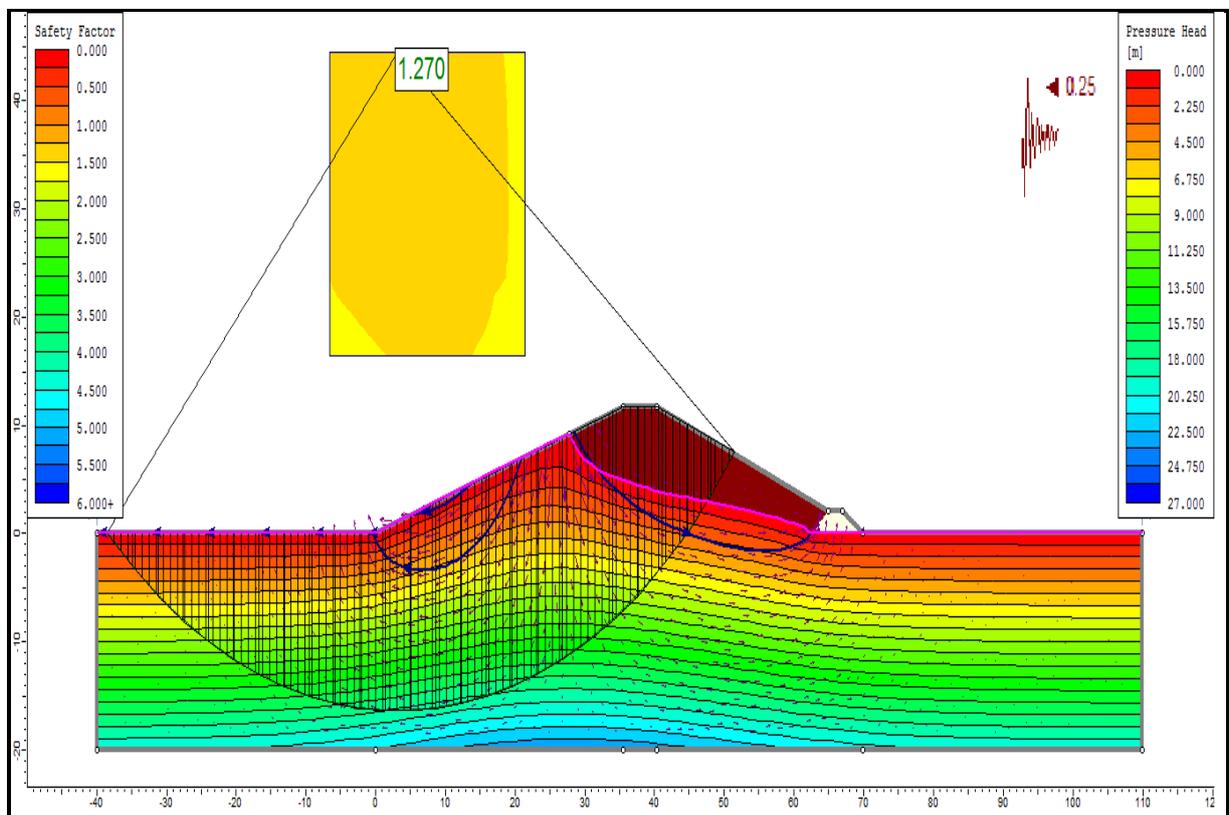


Figure V.12 : Talus amont vidange rapide avec séisme.

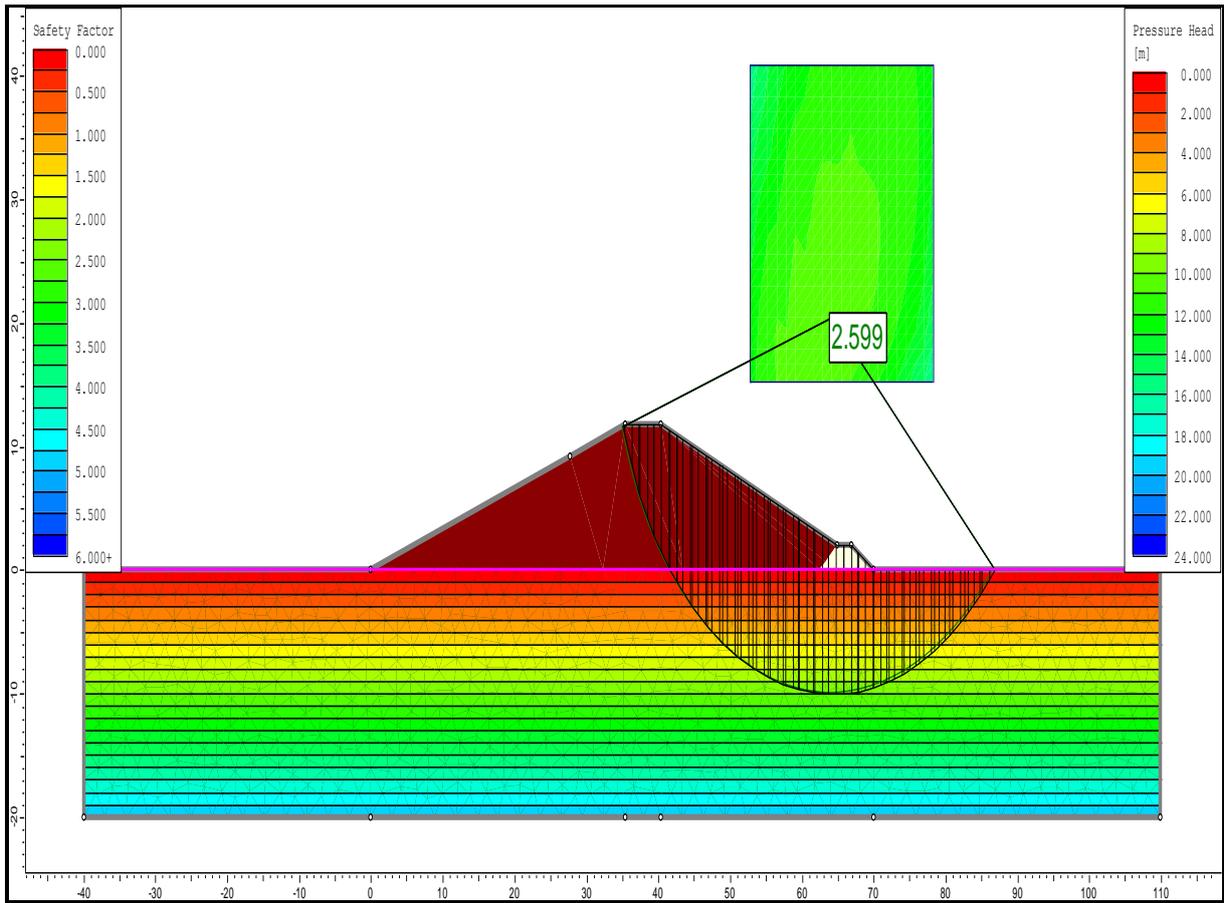


Figure V.13 :Talus aval fin de construction.

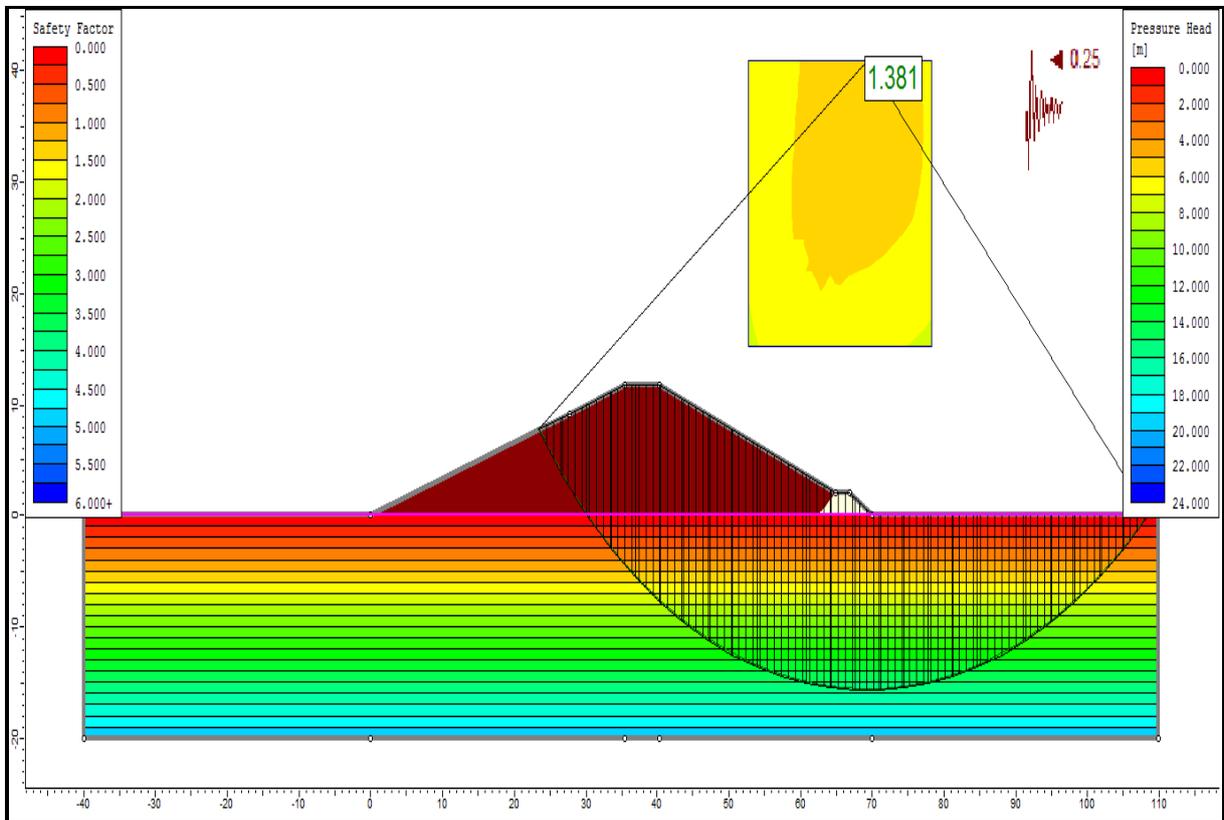


Figure V.14 : Talus aval fin de construction avec séisme

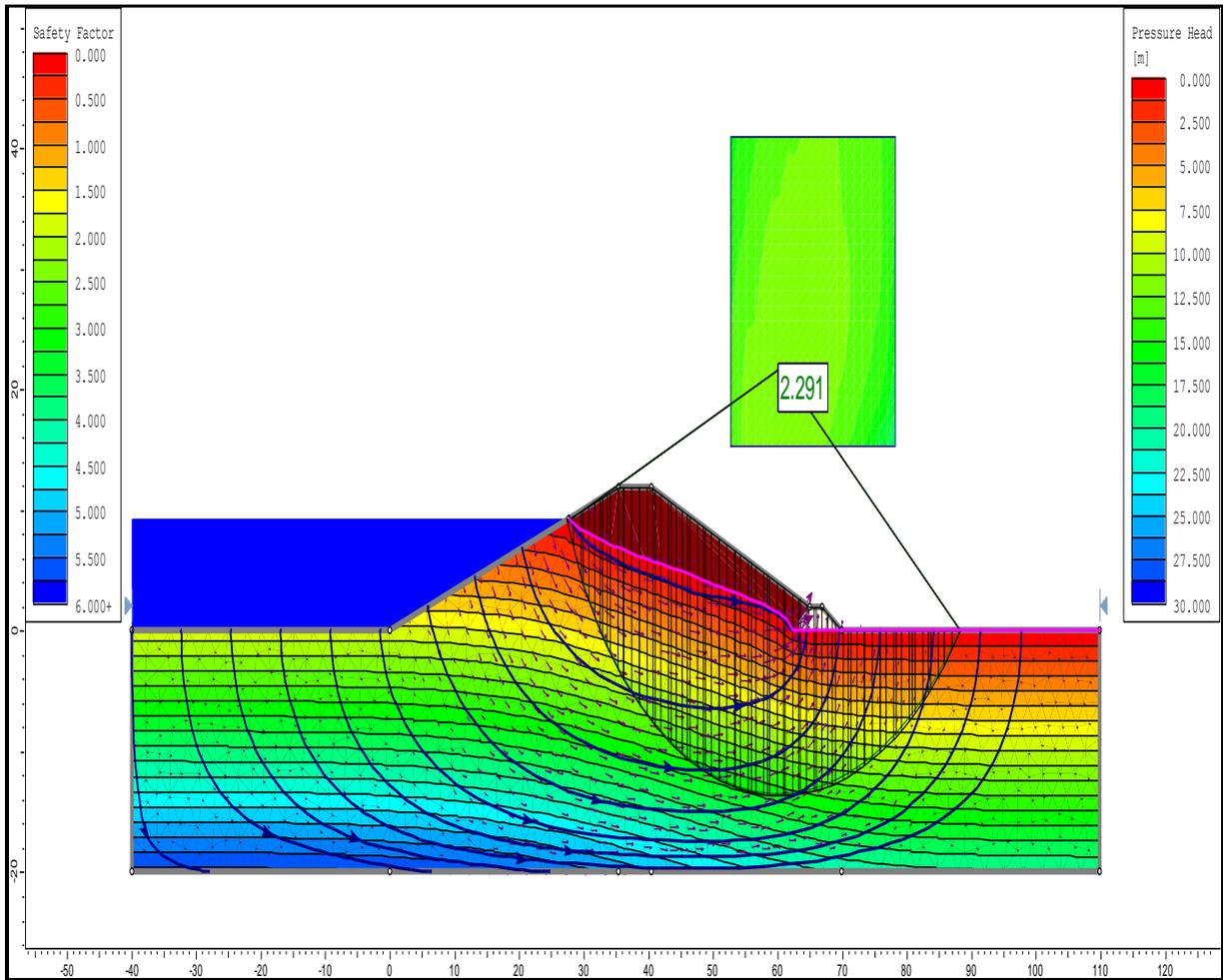


Figure V.15:Talus aval retenue pleine.

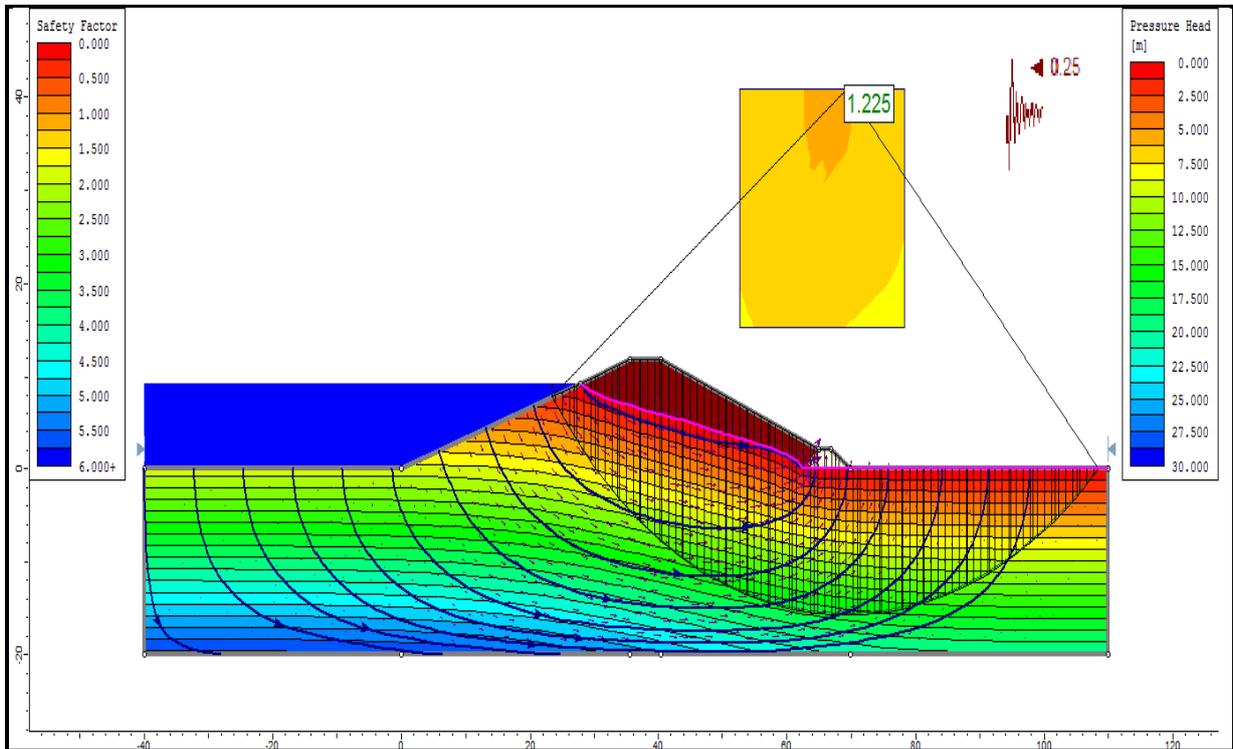


Figure V.16 :Talus aval retenue pleine avec séisme.

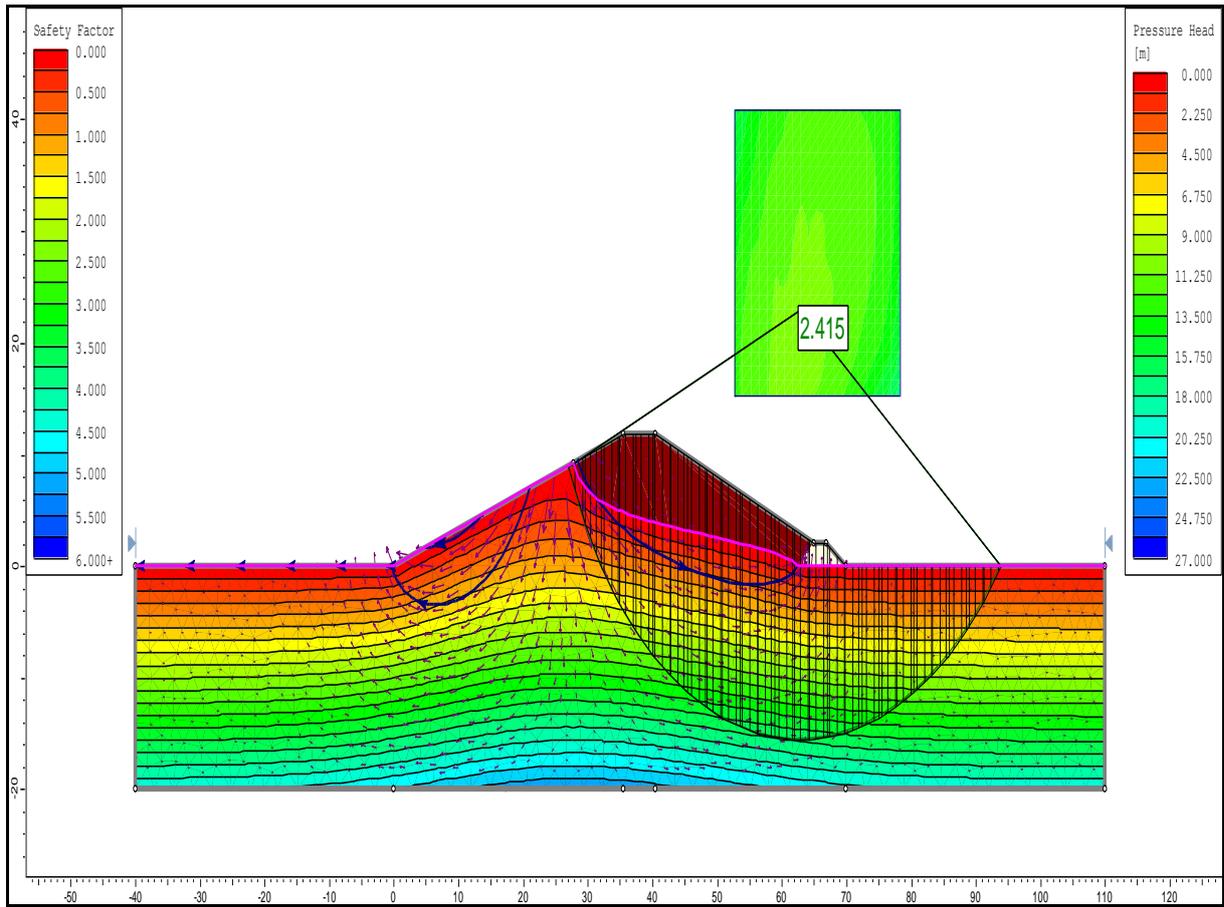


Figure V.17 :Talus aval vidange rapide.

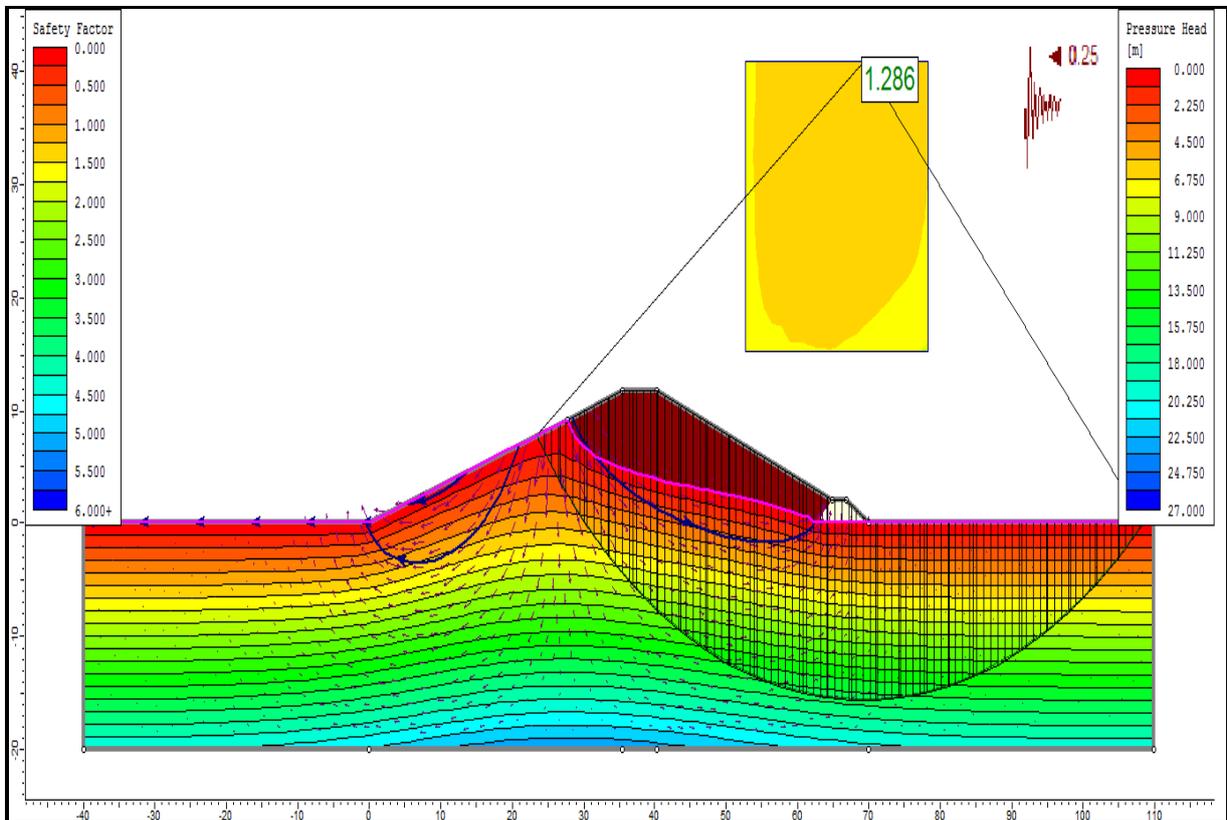


Figure V.18 : Talus aval vidange rapide avec séisme.

On remarque d'après les résultats obtenus, que le coefficient de sécurité minimum, calculé pour les différents cas de sollicitation, est supérieur aux coefficients de sécurité admissible avec et sans séisme.

Conclusion :

Dans ce chapitre on a présente les caractéristiques hydrauliques de la retenue collinaire de oued mellah, ce barrage est en terre homogène d'une largeur en crête de 5m et une hauteur de 11.2 m, d'où la hauteur déversant est de 0.74 m, cette valeur est nécessaire pour le calcul hydraulique de l'évacuateur de crues qui est le titre de notre travail.

Chapitre VI

Calcul hydraulique de l'évacuateur de crue

INTRODUCTION :

Pour exploiter la retenue d'un barrage, il est nécessaire de mettre en place à titre provisoire ou définitif des ouvrages dits : Annexes, leur importance est beaucoup plus grande que ne pourrait le laisser croire leur qualificatif dans bien des cas.

Les nécessités de leur construction conditionnent les dimensions et même le type du barrage envisagé, on distingue trois catégories d'ouvrages annexes.

- Les dérivations provisoires.
- Les évacuateurs de crues.
- Les vidanges de fond et les prises d'eau.

VI.1. Les critères de choix pour l'emplacement d'un évacuateur de Crue:

En choisissant le type d'évacuateur de crue, il est nécessaire de prendre en considération

- Destination de l'aménagement hydraulique du barrage ;
- Conditions topographiques et géologiques au site du barrage ;
- Valeurs de la charge d'eau au-dessus de déversoir ;
- Questions économiques et de la sécurité.

D'habitude pour choisir le plus meilleur type d'évacuateur de crue, on propose plusieurs variantes puis on analyse ces variantes selon leur fonctionnement, les Calculs hydrauliques et statiques, et selon les prix de chaque type d'ouvrage examiné.

VI.2. Comparaison entre les rives :

L'emplacement de l'évacuateur de crue obéit à des conditions géologiques, topographiques et économiques.

- La topographie de notre site de retenue montre que la rive droite présente une pente plus faible que la rive gauche.
- Du point de vue géologique, la rive droite constituée par des matériaux d'âge Quaternaires de remplissage très épais (conglomérats, sables, graviers et limons) avec une base argileuse. Par contre la rive gauche constituée essentiellement des formations gréseuses et des tufs calcaires (voir chapitre III).
- Du point de vue économique, on doit prévoir l'ouvrage le moins cher possible.

VI.3. Dimensionnement de l'évacuateur de crue la variante I :

Pour une première variante, on a choisi un évacuateur latérale à entonnement frontal aménagé sur la rive droite.

L'évacuateur de crues latéral comprend les éléments suivants :

1. Un canal d'amenée.

2. Un seuil déversant pour le control du débit.
3. Un ouvrage intermédiaire comprend (chenal –coursier).
4. Un dissipateur d'énergie.
5. Un canal de restitution.

- **Donné de base :**

Q _{1%} (m ³ /s)	Q _{dév} (m ³ /s)	B _{dév} (m)	N _{PHE} (m)	H dév (m)	NNR (m)
12.81	5.51	4	792.98	0.74	792.24

VI.3.1. Canal d'amenée :

Le canal d'amenée ou d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charge et guider calmement la crue vers le seuil déversant. Généralement, l'écoulement est fluvial avec une vitesse faible.

- **Vitesse d'approche :**

La vitesse d'approche est donnée par la formule suivante:

$$V_0 = \frac{Q_{dev}}{S}$$

Dans le cas des petit barrage , le rapport : $P \geq 1.33 H_{dev}$

Ou:

V₀: Vitesse d'approche en m/s.

Q_{dév}: Débit déversé en m³/s.

S: Section du canal d'approche,

où $S = (b * h_0)$; $h_0 = (P + H_{dév})$.

h₀: Charge d'eau en (m).

b: Largeur du font déversant (b = 4 m).

A.N :

$$P = 1.33 H_{dev} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{p = 0.98 m}$$

$$h_0 = (0.98 + 0.74) \quad \Rightarrow \quad \mathbf{h_0 = 1.72m.}$$

$$S = (4 * 1.72) \quad \Rightarrow \quad \mathbf{S = 6.88 m^2}$$

$$\text{On aura: } V_0 = \frac{5.51}{6.90} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{V_0 = 0.8m/s.}$$

- **Hauteur des murs bajoyers du canal d'approche :**

Le canal d'approche sera menu d'un mur jusqu'au déversoir. La hauteur du mur bajoyer est calculée par la formule suivante:

$$Hm = h_0 + R$$

Avec : R, la revanche donnée par la formule suivante:

$$R = 0.6 + 0.05 * V_0 * (h_0)^{1/3}$$

V_0 : la vitesse en m/s

H = tirant d'eau en m

R = 0.65 m

On opte pour une valeur de :

$$Hm = 1.72 + 0.65 \quad \mathbf{H_m = 2.36 m}$$

On prend une valeur de **2.4m**

- **Longueur du canal d'approche :**

La longueur du canal d'approche dépend de la topographie, elle est égale 25m.

VI.3.2. Seuil déversant - profil déversoir:

Du point de vue hydraulique, on aura intérêt à donner au déversoir-poids un profil Craeger dont la forme théorique est conçue pour s'adapter à la face intérieure d'une nappe qui s'écoulerait librement dans l'atmosphère au-dessus d'une mince paroi (le résultat étant un meilleur coefficient de débit). Au niveau d'un projet, ce profil peut être approché par la construction géométrique (figure VI.1) suivante :

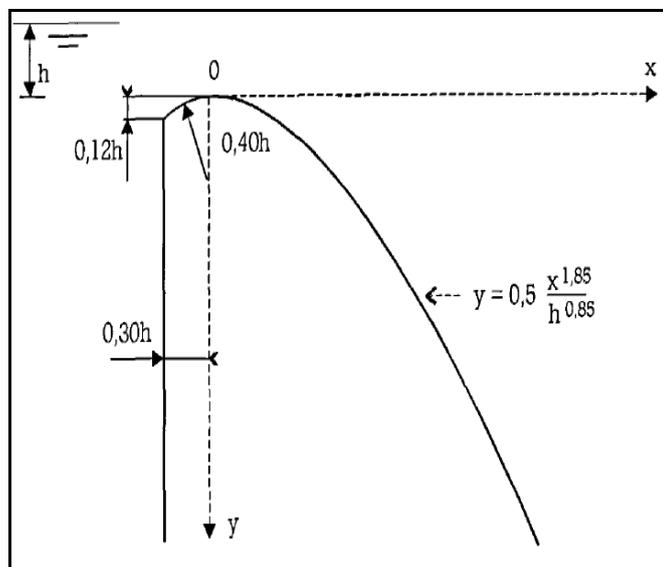


Figure VI.1: Construction géométrique d'un profil Craeger.

Les déversoirs à profil Craeger, sont les plus répandues, ils se répètent la forme de la nappe en chute libre.

La surface de déversement d'un déversoir à profil Craeger peut être construite à l'aide des coordonnées suivant la trajectoire de la nappe libre. Les coordonnées du profil Craeger sont déterminées par l'équation :

$$Y = \frac{X^{1.85}}{2H_{dev}^{0.85}}$$

H_{dev} : la hauteur déversée égale a 0.74m. Les calculs représentés dans le tableau VI.1, et la courbe dans la figure VI.2.

Tableau VI.1: Valeur de x et y pour le tracé le seuil.

x	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2
y	0.03	0.12	0.25	0.43	0.65	0.90	1.20	1.54	1.92	2.33

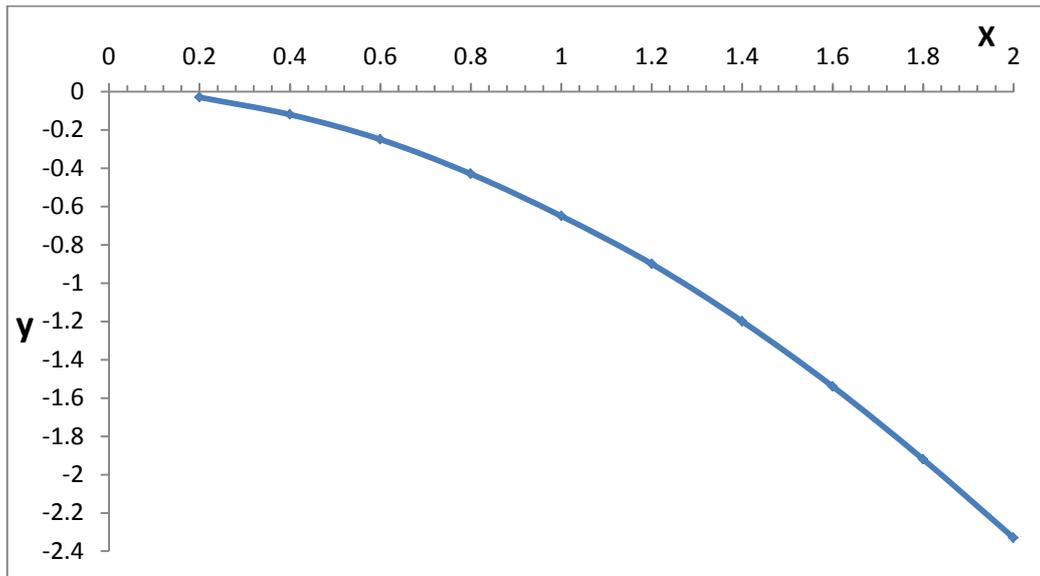


Figure VI.2 : le profil du seuil déversant type WES.

VI.3.2.1. Calcul de la hauteur du déversoir :

Notre déversoir doit être stable et économique la hauteur de pelle (P) doit être choisi en fonction des conditions topographiques du site et aussi d'autre paramètre tel que l'économie et la stabilité hydraulique .On estime (P) d'après la relation suivante :

$$P \geq 1.33 H_{dev}$$

$$P = 0.98 \text{ m}$$

- **Calcul du rayon de courbure :**

La partie inférieure du profil du déversoir est raccordée avec le fond du bief aval à l'aide d'une courbe dont le rayon est déterminé en fonction de la hauteur.

$$\text{Si } P < 10 \text{ m} \Rightarrow R = 0.5 P$$

Donc, on aura : **R = 0.49 m**

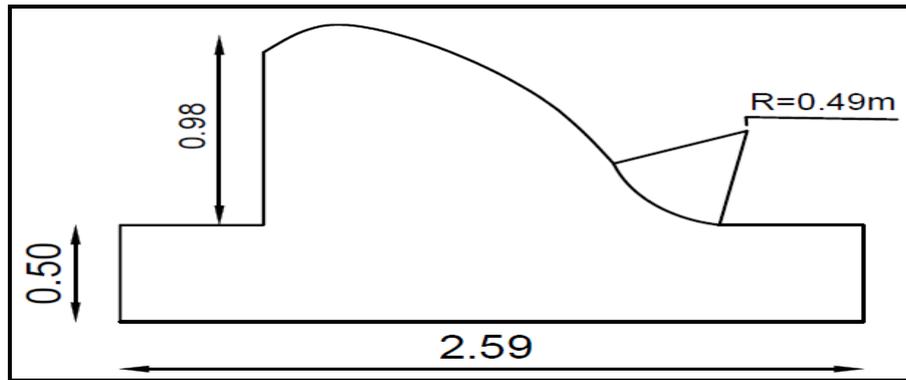


Figure VI.3: Tracé déversoir type Creager, (unité en mètre).

VI.3.3. Le chenal d'écoulement :

C'est la partie qui relie le déversoir avec coursier, La forme rectangulaire est la plus adoptée pour le chenal, parce qu'il est la disposition Hydraulique la plus intéressante après un déversoir

- **Calcul du débit spécifique en dessous du seuil :**

$$q_s = \frac{Q_{dév}}{B_{dév}} \Rightarrow q_s = 1.38 \text{ m}^2/\text{s}$$

- **Dimensionnement du convergentes :**

La longueur du convergent, calculé par la formule suivante : $L = 2,5(L_1 - L_2)$

On a : $L_1 = 4\text{m}$ et $L_2 = 2.5 \text{ m}$

Donc $L = 3.75\text{m}$

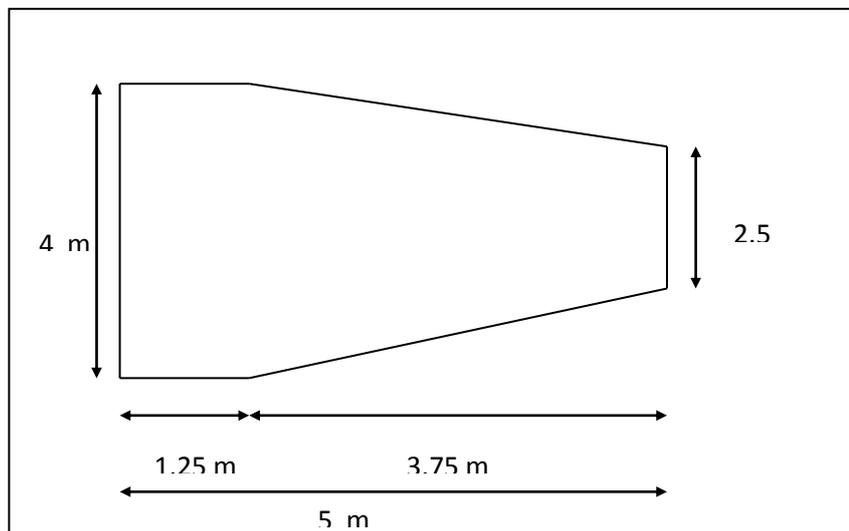


Figure VI.4: Le chenal d'écoulement.

- **La hauteur contractée h_c :** La hauteur contractée peut être calculée par deux méthodes :

A. méthodes analytique :

$$\frac{q}{h_c} = \varphi \sqrt{(p + H_{dév} - h_c) 2g}$$

$$hc = \frac{q}{\Phi[(P + H \text{ dév} - hc') * 2g]^{0.5}}$$

Φ : Coefficient de vitesse ($\Phi = 0,9$) ;

P : la hauteur de déversoir en m ;

Hdév : la hauteur de la lame déversée en (m) Hdév = 0.74 m

q : débit spécifique en m³/s/ml

$$hcr = \frac{1.38}{0.9[(0.98 + 0.74 - hc') * 2g]^{0.5}}$$

On donne des valeurs à hc_{-1} et on calcule la hauteur contractée hc' et à chaque fois on vérifie.

Si $hc = hc_{-1}$, une fois cette dernière égalité et vérifie on adopte la dernière valeur de hc.

1^{ère} approximation : $hc' = 0$

$$hc = \frac{1.38}{0.9[(0.98+0.74-0)*2g]^{0.5}} = 0.26 \neq 0$$

2^{ème} approximation : $hc' = 0,26m$

$$hc = \frac{1.38}{0.9[(0.98+0.74-0.26)*2g]^{0.5}} = 0.26 \text{ m} \neq 0.29 \text{ m}$$

3^{ème} approximation : $hc' = 0.29 \text{ m}$

$$hc = \frac{1.38}{0.9[(0.98+0.74-0.29)*2g]^{0.5}} = 0.29 \text{ m} = 0.29 \text{ m}$$

Donc : $hc = hc' = 0.29 \text{ m}$

B. méthodes grapho-analytique :

$$q = \Phi hc \sqrt{2g(p + Hdév - hc)}$$

$$q^2 = \Phi^2 hc^2 [2g(p + Hdév - hc)] = 2g\Phi^2 hc^2 + 2g\Phi^2 hc^2 Hdév - 2\Phi^2 g hc^3$$

$$\frac{q^2}{2g\Phi^2} = (p + Hdév) hc^2 - hc^3$$

On donne des valeurs à hcon et on calcule Y, puis on trace la courbe Y=f(hc)

A.N :

$$Y = (0.98+0.74)hc^2 - hc^3 \quad \rightarrow \quad Y = 1.72 hc^2 - hc^3 \quad y = \frac{q^2}{2g\Phi^2}$$

$$Y = \frac{(1.38)^2}{19,62 \times 0,9^2} \longrightarrow Y = 0.12 \text{ m}$$

Tableau VI.2 : calcule la hauteur contractée par la méthode grapho- analytique.

hco	0.000	0.050	0.100	0.150	0.200	0.250	0.290	0.350
y	0.000	0.004	0.016	0.035	0.061	0.092	0.120	0.168

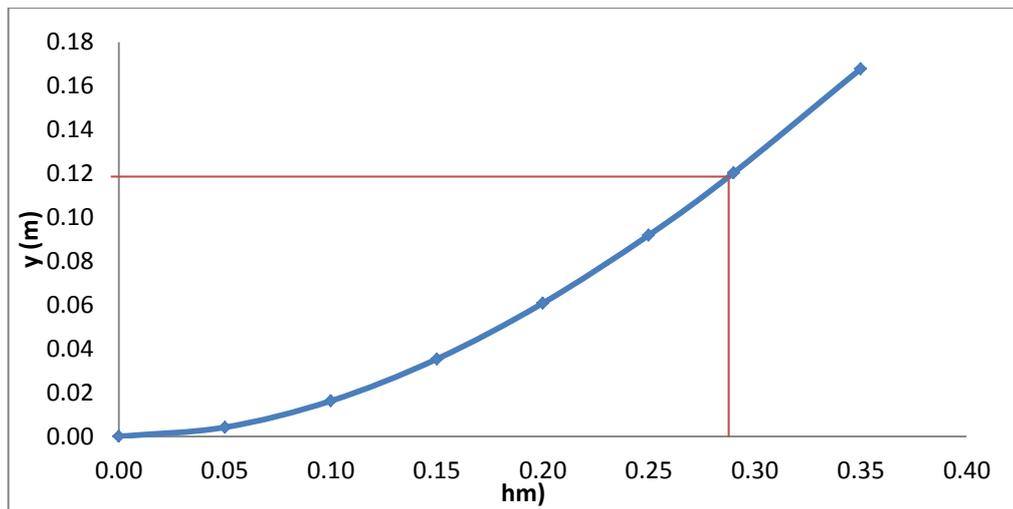


Figure VI.5 : La hauteur contractée.

A partir de la courbe de la figure VI.5, $hc = 0.29$ m.

Donc par les deux méthodes la hauteur contractée est égale à **0.29 m**

* **Vitesse contractée :**

V_c : la vitesse dans la section contractée

$$V_c = \frac{Q_{dév}}{hc \cdot b}$$

$V_{con} = 4.75$ m/s.

• **Calcul du nombre de Froude :**

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g \cdot hc}}$$

$Fr = 2.82$ donc, il apparait dans le chenal un ressaut hydraulique de type oscillant.

• **Calcul des profondeurs conjuguées :**

Ils sont déterminés selon la formule suivante :

$$h'' = \frac{hc}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{hc}{hc'} \right)^3} - 1 \right]$$

hc : la hauteur contractée a la fin du déversoir hc = 0.29 m.

hcr : la hauteur critique, calculer par la formule suivante :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{1/g \cdot \left(\frac{Q_{dév}}{b}\right)^2} \quad \Rightarrow \quad h_{cr} = \sqrt[3]{1/g \cdot \left(\frac{5.51}{4}\right)^2}$$

$$h_{cr} = 0.58 \text{ m}$$

h'' :Deuxième profondeur conjuguée.

$$\text{Donc : } h'' = \frac{0.29}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{0.58}{0.29}\right)^3} - 1 \right] \quad \text{---}$$

$$h'' = 1.02 \text{ m}$$

- **La hauteur du ressaut :**

$$h_{ress} = h'' - h'$$

$$h_{ress} = 0.73 \text{ m}$$

- **La longueur du ressaut :**

On peut le calculer par les formules empiriques suivantes :

- **Formule de PAVLOVSKY :**

$$L_{ress} = 2,5 (1,9 h'' - h')$$

$$\text{A.N : } L_{ress} = 4.12 \text{ m}$$

- **Formule de SAFRANETS :**

$$L_{ress} = 4,5 h''$$

$$\text{A.N : } L_{ress} = 4.59 \text{ m}$$

On prend une longueur de ressaut de 4.5m

- **Calcul des paramètres critiques :**

➤ **Hauteur critique :** La hauteur critique est calculée plus haut, elle est égale a **0.58m.**

➤ **Vitesse critique :**

$$V_{cr} = \frac{Q_{dév}}{S_{cr}}$$

Avec :

Vcr : la vitesse critique en (m/s) .

S_{cr} : section mouillée critique.

A.N :

$$S_{cr} = 4 \cdot 0.58 S_{cr} = 2.31 \text{ m}^2$$

$$V_{cr} = \frac{5.51}{2.31} = 2.38$$

$$V_{cr} = 2.38 \text{ m/s}$$

➤ **Pente critique Icr:** D'après CHEEZY :

$$V_{cr} = C\sqrt{R \times icr} \Rightarrow V_{cr}^2 = C^2 R icr \Rightarrow Icr = \frac{V_{cr}^2}{C^2 R}$$

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

n = 0,014 pour le béton.

R : rayon hydraulique en (m) ; $R = \frac{Scr}{Pm}$.

Scr : la section critique en m².

Pcr : périmètre critique en m.

Vcr : vitesse critique en (m/s).

A.N :

$$Scr = 4 * hcr \Rightarrow Scr = 2.31 \text{ m}^2$$

$$Pm = 2.(hcr)+4 \Rightarrow Pm = 5.16 \text{ m}$$

$$R = 2.32/5.16 \Rightarrow R = 0.45 \text{ m}$$

$$C = \frac{1}{0,014} \times R^{1/16} C = 62.5$$

$$Icr = \frac{2.38^2}{62.5^2 \times 0,45} \quad Icr = 0.0032 = 0,32\%$$

➤ **Calcul la hauteur normale hn :**

Cette hauteur est calculée par la méthode de CHEEZY :

$$Q = V.S_m = S_m.C.\sqrt{Ri}$$

Avec :

b = largeur de chenal ; b = 4 m,

S_m : la section mouillée en m²

R : rayon hydraulique en (m) ; $Rh = \frac{Sm}{Pm}$.

P : périmètre mouillé en m ; Pm = b+2h

i : pente de chenal i = 0,003

Tableau VI.3: Calcul de la hauteur normale dans le chenal.

H (m)	S (m ²)	P (m)	R (m)	C	V (m/s)	Q (m ³ /s)
0.1	0.4	4.2	0.10	48.27	0.82	0.33
0.2	0.8	4.4	0.18	53.76	1.26	1.00
0.3	1.2	4.6	0.26	57.10	1.60	1.92
0.4	1.6	4.8	0.33	59.48	1.88	3.01
0.5	2	5	0.40	61.31	2.12	4.25
0.6	2.4	5.2	0.46	62.79	2.34	5.61
0.7	2.8	5.4	0.52	64.02	2.53	7.07
0.8	3.2	5.6	0.57	65.07	2.69	8.62
0.9	3.6	5.8	0.62	65.97	2.85	10.25
1	4	6	0.67	66.76	2.99	11.94

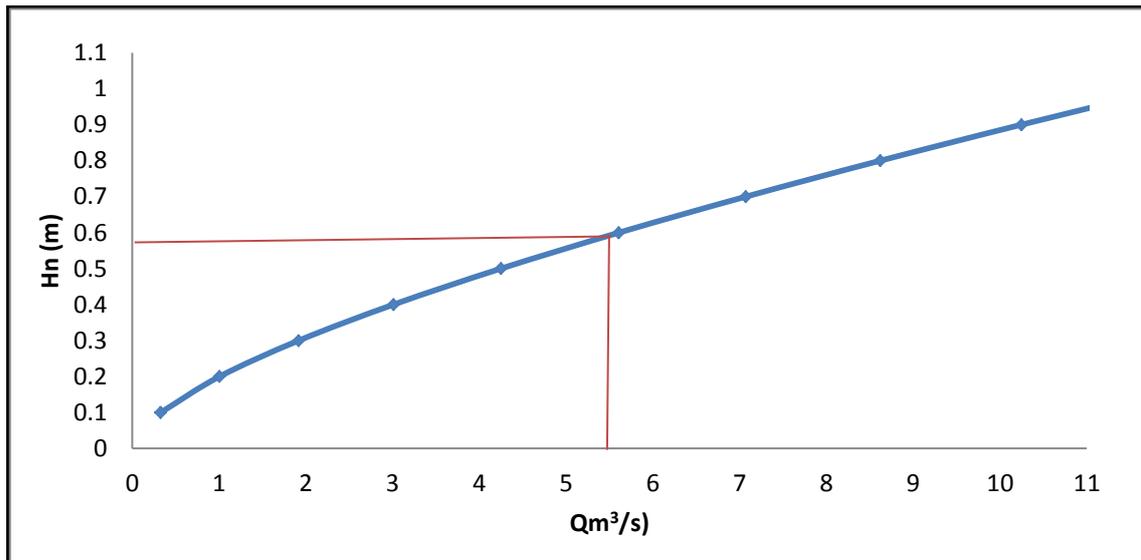


Figure VI.6 : Courbe de tarage du chenal d'écoulement.

A partir de la courbe de tarage on a trouvé que : **hn = 0.59 m**

➤ *Vérification du régime :*

Le régime dans le chenal est un régime fluvial avec **hn = 0.59 m > hcr = 0.58 m**, au début du critique (apparition d'un ressaut).

• **Hauteur des murs bajoyers du chenal :**

➤ *Au début du chenal :*

La hauteur du mur à l'entrée du chenal est :

$$Hm = hc + R$$

Avec : R, la revanche donnée par la formule suivante:

$$R = 0.6 + 0.05 * Vc * (hc)^{1/3}$$

Vc : la vitesse contractée en m/s

Hc = tirant d'eau contractée en m

$$R = 0,76 \text{ m}$$

On opte pour une valeur de :

$$Hm = 0.76 + 0.29 \Rightarrow \quad \mathbf{Hm = 1.05m}$$

➤ *Au niveau du ressaut :*

$$Hm = h'' + R$$

Avec : R, la revanche donnée par la formule suivante:

$$V = \frac{Q_{\text{dév}}}{S}$$

$$V = \frac{5.51}{1.02 * 2.63} \quad V = 2.05 \text{ m/s}$$

$$R = 0.6 + 0.05 * V * (h'')^{1/3}$$

V : la vitesse en m/s

H = tirant d'eau en m

$$R = 0,7 \text{ m}$$

On opte pour une valeur de :

$$H_m = 0.7 + 1.02 \Rightarrow H_m = 1.72 \text{ m}$$

- **A la fin du chenal** : c'est une section de contrôle ou le tirant d'eau égale à la hauteur critique.

$$H_m = h_{cr} + R$$

$$R = 0.6 + 0.05 * V_{cr} * (h)^{1/3}$$

V : la vitesse en m/s

$$h_{cr} = 0.79 \text{ m}$$

$$V_{cr} = 2.79 \text{ m/s.}$$

$$R = 0,73 \text{ m}$$

$$\text{On opte pour une valeur de : } H_m = 0.73 + 0.79 \Rightarrow H_m = 1.52 \text{ m}$$

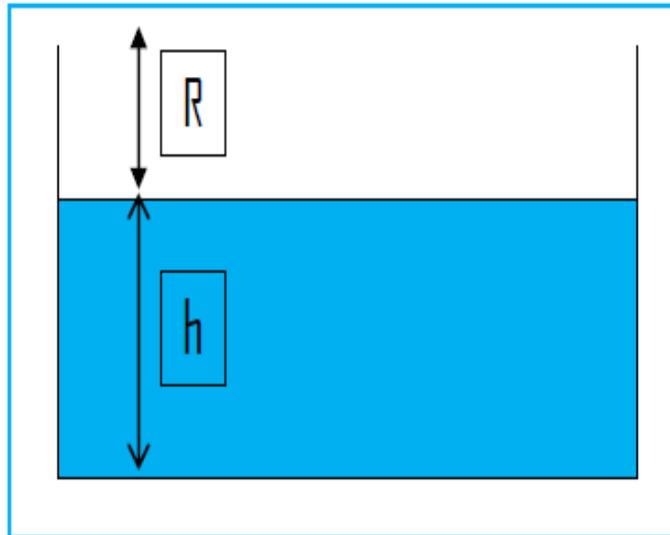


Figure VI.7 : Hauteur du mur.

VI.3.4. Le coursier (1^{er} tronçon) :

C'est la partie comprise entre le chenal d'écoulement et le bassin d'amortissement. Il a une section rectangulaire d'une largeur de 2.5 m construit d'une façon qui permet le transport de l'eau, tel que la ligne de ce dernier ne dépasse pas la hauteur critique pour assurer la torrentialité de l'écoulement. Le coursier a une longueur de 60 m, il est composé par deux tronçons. Chaque tronçon a 30 m de longueur (Figure VI.8).

➤ *Le 1^{er} tronçon :*

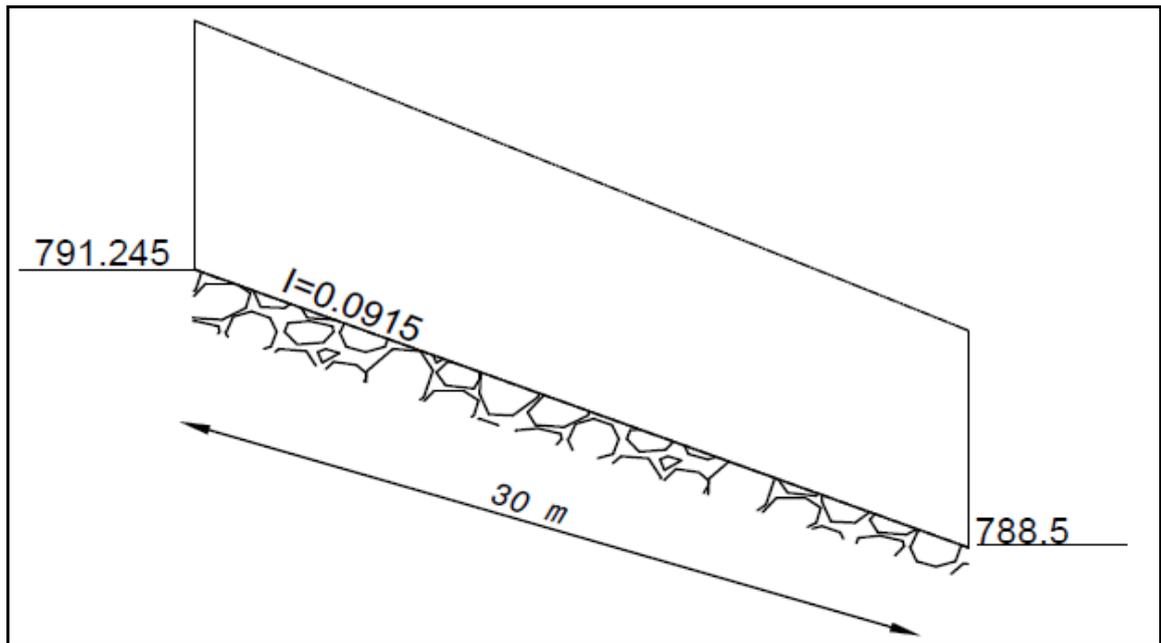


Figure VI.8: Le 1^{er} tronçon du coursier I.

$$I = \frac{\text{cot } e \text{ max} - \text{cot } e \text{ min}}{L}$$

A.N :

$$I = \frac{791.245 - 788.5}{30} = 0.0915 = 9.15\%$$

On trace la courbe de tarage de ce tronçon.

$$q_s = \frac{Q_{\text{dév}}}{b}$$

$Q_{\text{dév}}$: débit déversé en m^3/s ;

b : largeur du coursier en m ($b=2.5$ m).

A.N :

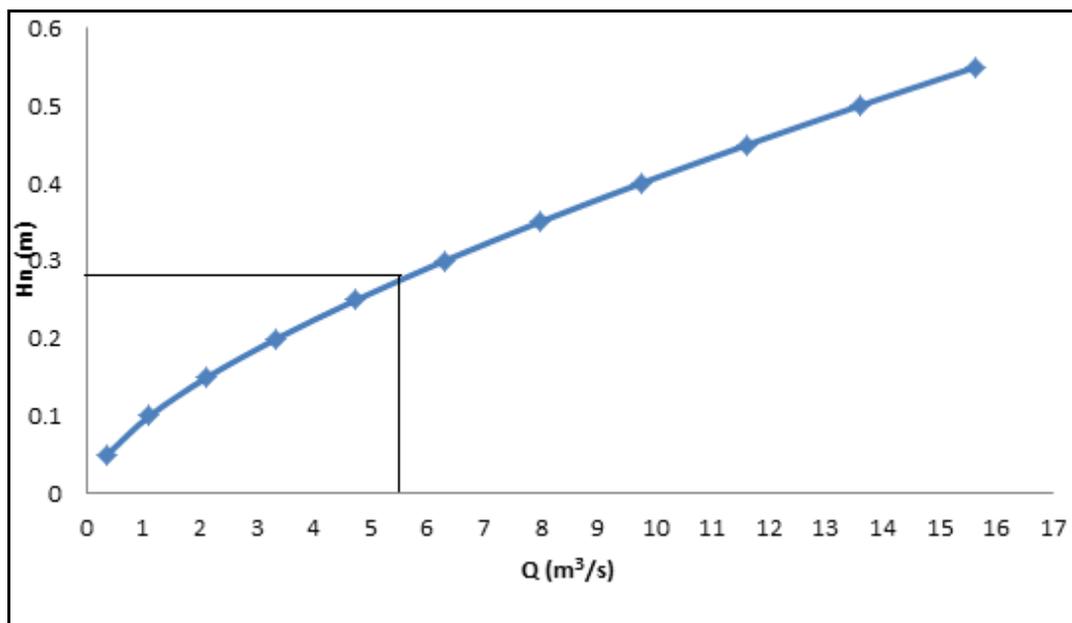
$$q_s = \frac{5.51}{2.5} \Rightarrow q_s = 2.2 \text{ m}^3/\text{s/ml}$$

➤ *Courbe de tarage de tronçon :*

$b=2.5$ m ; $n=0,014$; $Q_{\text{dév}}=5.51 \text{ m}^3/\text{s}$; $L=30$ m ; $I=0,0915$.

Tableau VI.4: Calcul la hauteur normale dans le coursier.

H (m)	S (m ²)	P (m)	R (m)	C	V (m/s)	Q (m ³ /s)
0	0	2.5	0.00	0.00	0	0
0.05	0.125	2.6	0.05	43.07	2.86	0.36
0.1	0.25	2.7	0.09	48.04	4.42	1.11
0.15	0.375	2.8	0.13	51.09	5.66	2.12
0.2	0.5	2.9	0.17	53.29	6.69	3.35
0.25	0.625	3	0.21	55.00	7.59	4.75
0.3	0.75	3.1	0.24	56.38	8.39	6.29
0.35	0.875	3.2	0.27	57.55	9.10	7.96
0.4	1	3.3	0.30	58.54	9.75	9.75
0.45	1.125	3.4	0.33	59.40	10.34	11.63
0.5	1.25	3.5	0.36	60.17	10.88	13.60

**Figure VI.9 :** Courbe de tarage du coursier.

A partir de la courbe (figure VI.9) en obtient : **hn = 0.27 m**

- **Calcul de la profondeur critique :**

Pour calculer la hauteur critique on utilise la formule suivante :

$$H_{cr} = \sqrt[3]{1/g \cdot \left(\frac{Q_{dév}}{b}\right)^2}$$

hcr : la hauteur critique de forme rectangulaire (m).

b : largeur du canal ; b=2.5 m.
g : accélération de la pesanteur.

Donc :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{1/g \cdot \left(\frac{5.51}{2.5}\right)^2} \quad \mathbf{h_{cr} = 0.79 \text{ m}}$$

• **La pente critique :**

$$I_{cr} = \frac{V_{cr}^2}{C^2 R}$$

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

n = 0,014 pour le béton.

R : rayon hydraulique en (m) ; $R = \frac{S}{P}$.

P : la section mouillée en m² ;

S : périmètre mouillé en m ;

• La vitesse critique :

$$V_{cr} = \frac{Q_{dév}}{S_{cr}}$$

S_{cr} : section mouillée critique.

A.N :

$$S_{cr} = 2.5 \times 0.79 = 1.98 \text{ m}^2$$

$$V_c = \frac{5.51}{2.5 \times 0.79} \quad V_{cr} = 2.79 \text{ m/s}$$

$$P = 2h_{cr} + 2.5$$

$$P = 4.08 \text{ m}$$

$$R = \frac{1.98}{4.08}$$

$$R = 0.48 \text{ m}$$

$$C = 63.20 \Rightarrow I_{cr} = \frac{2.79^2}{63.20^2 \times 0.48} \quad \mathbf{I_{cr} = 0,004}$$

• **Vérification du régime :**

h_n = 0,27 m < h_{cr} = 0.79 et **I = 0,0915 > i_{cr} = 0,004** ⇒ **écoulement torrentiel**

➤ **Calcul hydraulique de la ligne d'eau :**

1-Méthode de PAVLOVSKY :

On utilise la méthode de PAVLOVSKY qui donne la longueur ΔL d'un tronçon :

$$dli = \frac{a_i}{I} \left[\Delta Z_i - (1 - \bar{J}_{cini}) \Delta \varphi(Z_i) \right]$$

Avec :

dli : Longueur élémentaire entre deux sections ;

$$a_i = \frac{\Delta h_i}{\Delta Z_i} = \frac{h_i - h_{i-1}}{Z_i - Z_{i-1}} ;$$

$$Z_i = \frac{K_i}{K_0} ; \quad K_i = W_i C_i \sqrt{R_i}$$

$$K_0 = \frac{Q_{dév}}{\sqrt{I}}$$

\bar{J}_{cini} : Paramètre critique

$$\bar{J}_{cini} = \frac{J_{cini} - J_{cini}(i-1)}{2}$$

$$J_{cini} = \frac{\alpha I_i B_i C_i^2}{g X_i}$$

$$c = \frac{1}{n} + 17,72 \log R$$

$$\Delta \phi Z_i = \phi Z_i - \phi Z_{(i-1)}$$

$$\phi Z_i = 1,15 \log \frac{Z_i + 1}{Z_i - 1} \quad \text{si } Z > 1$$

$$\phi Z_i = 1,15 \log \frac{Z_i + 1}{1 - Z_i} \quad \text{si } Z < 1$$

Avec :

I : pente du tronçon = 0.0915.

i : indice indiquant la section.

g : accélération de pesanteur $g = 9,81 \text{ m/s}^2$.

a : varie entre 1,05 et 1,1 on prend $a = 1.1$.

B : largeur de coursier = 2.5 m

h : hauteur de la ligne d'eau dans la section i ;

Les résultats dans le tableau N°(VI-6)

2-methode de « BERNOULLI » :

On peut calculer les profondeurs d'eau dans le coursier par la méthode de **BERNOULLI**, en faisant plusieurs sections :

$$dL \cdot I + \frac{\alpha v_1^2}{2g} + h_1 = h_2 + \frac{\alpha v_2^2}{2g} + h_z$$

$$A = B$$

Notre coursier ayant une section rectangulaire, d'une largeur $b = 2.5 \text{ m}$ et une longueur $L = 30 \text{ m}$, il est composé d'un seul tronçon.

Avec :

I : pente du coursier, $I = 0,0915$.

dL : distance entre les sections.

h_1 : hauteur d'eau au début de la section considérée.

h_2 : hauteur d'eau à la fin de la section considérée.

v_1 : vitesse au début de la section considérée.

v_2 : vitesse à la fin de la section considérée.

hz : perte de charge.

α : Coefficient de vitesse, $\alpha = 1,1$.

On cherche à vérifier l'égalité $A=B$

On prend

$$dl.I + \frac{\alpha v_1^2}{2g} + h_1$$

h_1 : hauteur d'eau à la fin du convergent et début du coursier.

$$h_1 = 0.79 \text{ m}$$

$$v_1 = \frac{Q_{dév}}{S} \quad \text{où}$$

$$S = b.h$$

b : largeur de coursier = 2.5 m

h : hauteur d'eau $h = h_1 = h_{cr} = 0.79 \text{ m}$

A.N

Au début du coursier pour la première section dl est variable, le premier terme A étant connu, on considère donc le 2^{ème} terme B , h_2 , v_2 , hz sont inconnues.

Nous allons donc donner des valeurs à h_2 pour assurer l'égalité $A=B$, hz et v_2 se calculent comme suite :

$$Vm = Cm \sqrt{Rm.Iz} \quad \Rightarrow \quad Iz = \frac{Vm^2}{Cm^2.Rm}$$

Vm : vitesse moyenne.

Rm : rayon hydraulique.

$$Rm = \frac{Sm}{Pm}$$

Sm : section moyenne $Sm = b.hm$

hm : hauteur moyenne $hm = \frac{h_1 + h_2}{2}$

Pm : périmètre moyen $Pm = b + 2.hm$

Cm : coefficient de CHEZZY $Cm = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}$

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

$H_z = Iz.dl$

où :

hz : perte de charge .

On calcul v_2 :

$$v_2 = \frac{Q_{dév}}{S}$$

$$S_2 = b.h_2$$

Donc on peut calculer le le 2^{ème} terme B

$$B = h_2 + \frac{\alpha v_2^2}{2g} + hz$$

Une fois l'égalité est vérifiée, on adopte la valeur de h_2 comme valeur finale de la section

Considérée. (Tableau VI.5)

Tableau VI.5 : Calcul du tirant d'eau par la méthode de Pavlovsky .

Hi	Si	Pi	Ri	Ci	Ki	Jcini	j_cini	1-Jcini (2)	Zi	dZi	Q Zi	dQ Zi (1)	(1) * (2)	dHi	ai	ai/l	Dli
0.790	1.98	4.08	0.48	66.03	90.74	21.93	0.00	-20.93	4.98	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.700	1.75	3.90	0.45	65.47	76.75	22.55	22.24	-21.55	4.21	-0.77	0.24	0.04	-0.83	-0.09	0.12	1.28	0.08
0.620	1.55	3.74	0.41	64.88	64.74	23.10	22.82	-22.10	3.55	-0.66	0.29	0.05	-1.04	-0.08	0.12	1.33	0.51
0.540	1.35	3.58	0.38	64.18	53.20	23.61	23.35	-22.61	2.92	-0.63	0.36	0.07	-1.53	-0.08	0.13	1.38	1.23
0.460	1.15	3.42	0.34	63.33	42.23	24.06	23.83	-23.06	2.32	-0.60	0.46	0.10	-2.41	-0.08	0.13	1.45	2.63
0.380	0.95	3.26	0.29	62.26	31.93	24.40	24.23	-23.40	1.75	-0.57	0.65	0.19	-4.37	-0.08	0.14	1.55	5.88
0.297	0.74	3.09	0.24	60.82	22.12	24.53	24.47	-23.53	1.21	-0.54	1.17	0.52	-12.21	-0.08	0.15	1.69	19.67
30.00																	

Tableau VI.6 : Calcul le tirant d'eau par la méthode de Bernoulli:

h1	h2	dl1	hm	sm	pm	Rm	Cm	Vm	lz	hz	s2	v2	A	B
0.790	0.710	0.00	0.75	1.88	4.00	0.47	62.95	2.94	0.005	0.000	1.775	3.104	1.274	1.250
0.710	0.630	0.08	0.67	1.68	3.84	0.44	62.20	3.29	0.006	0.000	1.575	3.498	1.324	1.317
0.630	0.550	0.51	0.59	1.48	3.68	0.40	61.33	3.74	0.009	0.005	1.375	4.007	1.459	1.455
0.550	0.470	1.23	0.51	1.28	3.52	0.36	60.31	4.32	0.014	0.018	1.175	4.689	1.710	1.720
0.470	0.390	2.63	0.43	1.08	3.36	0.32	59.07	5.13	0.024	0.062	0.975	5.651	2.184	2.242
0.390	0.377	5.88	0.38	0.96	3.27	0.29	58.23	5.75	0.033	0.195	0.943	5.846	2.780	2.488
0.377	0.297	19.67	0.34	0.84	3.17	0.27	57.26	6.54	0.049	0.967	0.743	7.421	4.329	4.351

Donc le tirant d'eau à la fin du premier tronçon du coursier est : **h= 0.297m**

➤ **Calcul de la hauteur des parois :**

La hauteur des parois doit être calculée par la formule suivante :

$$H = Y + R$$

Ou :

H : La hauteur des parois en m.

Y : Profondeur d'eau à la fin du premier tronçon du coursier ; h = **0.297 m**

R : Revanche ; estimée suivant la formule :

$$R = 0,6 + 0,05 \cdot V \sqrt{hc}$$

$$V = \frac{Q_{\text{dév}}}{b \cdot h}$$

A.N :

$$V = \frac{5.51}{2.5 \cdot 0.297} \quad V = 7.42 \text{ m/s}$$

$$R = 0,6 + 0,05 \cdot 7.42 \sqrt{0.297}$$

⇒

$$R = 0,85 \text{ m}$$

$$H = 0.297 + 0,85 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{H = 1.15 \text{ m}}$$

VI.3.5. Le coursier (2^{ème} tronçon) :

- *Courbe de tarage de tronçon II :*

$b = 2.5\text{m}$; $n = 0,014$; $Q_{\text{dév}} = 5.51 \text{ m}^3/\text{s}$; $L = 30 \text{ m}$; $I = 0,05$.

Tableau VI.7: Calcul la hauteur normale dans le coursier.

H (m)	S (m ²)	P (m)	R (m)	C	V (m/s)	Q (m ³ /s)
0.05	0.125	2.6	0.05	43.07	2.11	0.26
0.1	0.25	2.7	0.09	48.04	3.27	0.82
0.15	0.375	2.8	0.13	51.09	4.18	1.57
0.2	0.5	2.9	0.17	53.29	4.95	2.47
0.25	0.625	3	0.21	55.00	5.61	3.51
0.3	0.75	3.1	0.24	56.38	6.20	4.65
0.35	0.875	3.2	0.27	57.55	6.73	5.89
0.4	1	3.3	0.30	58.54	7.21	7.21
0.45	1.125	3.4	0.33	59.40	7.64	8.60
0.5	1.25	3.5	0.36	60.17	8.04	10.05
0.55	1.375	3.6	0.38	60.84	8.41	11.56

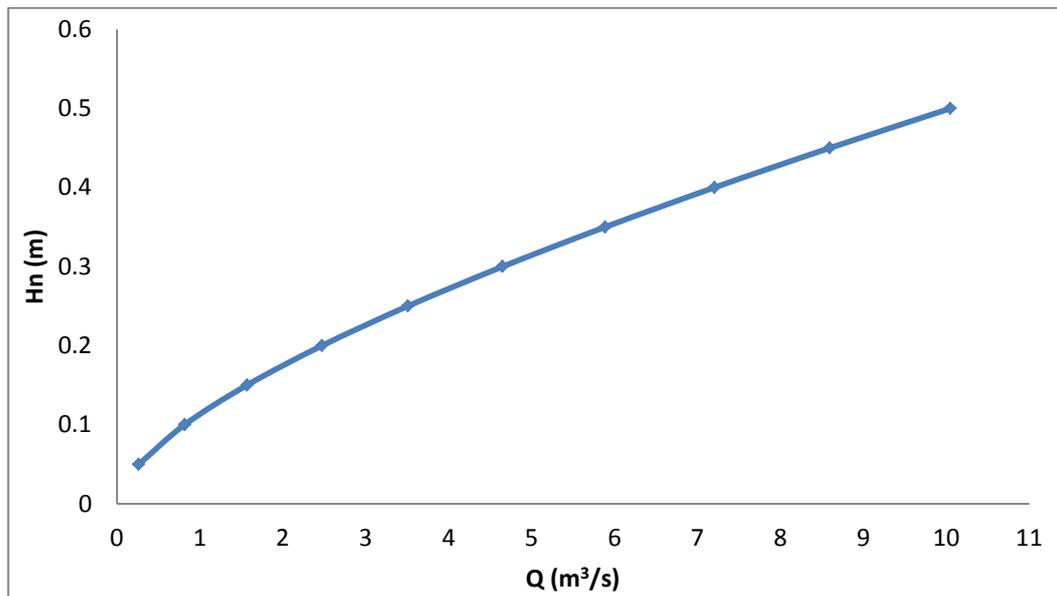


Figure VI.10 : Courbe de tarage du coursier.

A partir de la courbe on obtient : $h_n = 0.33 \text{ m}$

* **Vérification du régime :**

$n = 0,33 \text{ m} < h_{cr} = 0.79$ et $I = 0,05 > i_{cr} = 0,004 \Rightarrow$ écoulement torrentiel.

➤ *Calcul hydraulique de la ligne d'eau :*

Tableau VI.8 : Calcul le tirant d'eau par la méthode de pavlovsky

Hi	Si	Pi	Ri	Ci	Ki	Jcini	j_cini	1-Jcini (2)	Zi	dZi	Q Zi	dQ Zi (1)	(1) * (2)	dHi	ai	ai/l	DLi
0.297	0.743	3.09	0.24	60.82	22.12	13.40	0.00	-12.40	0.90	0.00	1.46	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.287	0.718	3.07	0.23	60.61	21.01	13.40	13.40	-12.40	0.85	-0.05	1.26	0.19	-2.41	-0.01	0.22	4.44	10.50
0.277	0.693	3.05	0.23	60.40	19.92	13.39	13.40	-12.39	0.81	-0.04	1.12	0.14	-1.78	-0.01	0.23	4.50	7.82
0.267	0.668	3.03	0.22	60.17	18.84	13.38	13.39	-12.38	0.76	-0.04	1.01	0.11	-1.42	-0.01	0.23	4.58	6.30
0.257	0.641	3.01	0.21	59.92	17.71	13.36	13.37	-12.36	0.72	-0.05	0.90	0.10	-1.26	-0.01	0.22	4.42	5.35

Tableau VI.9 : Calcul le tirant d'eau par la méthode de Bernoulli:

h1	h2	dl1	hm	sm	pm	Rm	Cm	Vm	lz	hz	s2	v2	A	B
0.297	0.289	0.00	0.29	0.73	3.09	0.24	56.20	7.52	0.08	0.000	0.72	7.63	3.47	3.55
0.289	0.279	10.50	0.28	0.71	3.07	0.23	55.97	7.76	0.08	0.872	0.70	7.90	4.19	4.65
0.279	0.269	7.82	0.27	0.69	3.05	0.22	55.70	8.04	0.09	0.726	0.67	8.19	4.30	4.76
0.269	0.267	6.30	0.27	0.67	3.04	0.22	55.53	8.22	0.10	0.627	0.67	8.25	4.38	4.71
0.267	0.257	5.35	0.26	0.66	3.02	0.22	55.35	8.41	0.11	0.571	0.64	8.58	4.89	4.95

Donc le tirant d'eau à la fin du coursier est : **h = 0.257 m**

➤ **Calcul de la hauteur des parois :**

La hauteur des parois doit être calculée par la formule suivante :

$$\mathbf{H = Y + R}$$

Ou :

H : La hauteur des parois en m .

Y : Profondeur du ressaut ; Y= h₁= **0.257m**

R : Revanche ; estimée suivant la formule :

$$R=0,6+0,05..V\sqrt[3]{hc}$$

$$V = \frac{Q_{\text{dév}}}{b.hn}$$

A.N :

$$V = \frac{5.51}{2.5 * 0.257}$$

$$\mathbf{V = 8.58m/s}$$

$$R = 0,6 + 0,05 * 8.58 \sqrt[3]{0.257}$$

$$\mathbf{R = 0,87 m}$$

$$H = 0.257 + 0,87$$

$$\mathbf{Hm = 1.13 m}$$

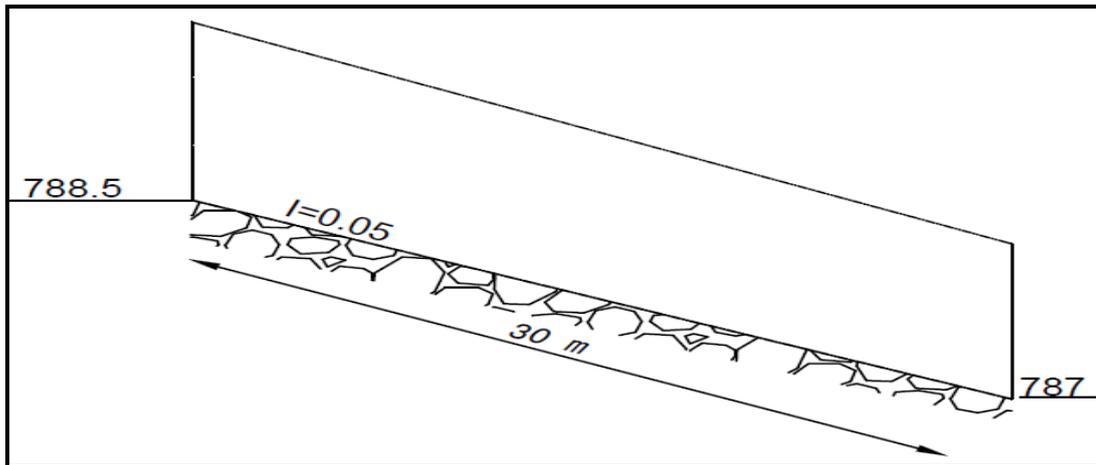


Figure VI.11 : Le 2^{ème} tronçon du coursier II.

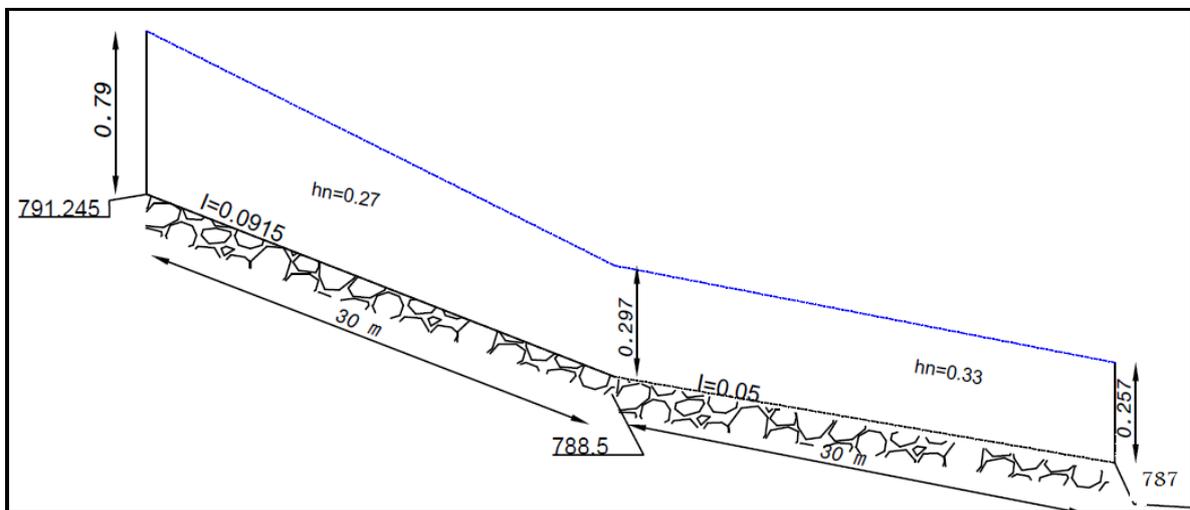


Figure VI.12 : Schéma représentatif de l'allure de la ligne d'eau du coursier.

VI.3.6. Bassin d'amortissement :

A la fin du coursier, l'eau atteint des vitesses élevées, le débit à hautes vitesses peut endommager le lit de la rivière à l'aval de la retenue. La seule manière de contrôler l'écoulement à grandes vitesses et de dissiper une partie de l'énergie cinétique et d'obtenir par des moyens appropriés un écoulement à vitesses convenables dans le lit de la rivière. Ces ouvrages sont appelés bassins amortisseurs ou dissipateurs d'énergie.

On distingue deux types, ceux dans lesquels l'écoulement suit le fond de la structure et les jets qui plongent dans un bassin amortisseur

Dans le premier type, la dissipation se fait essentiellement à travers un ressaut, et le type du bassin est en fonction du ressaut hydraulique créée en aval du coursier, et qui dépend du nombre de Froude. La création d'un ressaut hydraulique, transforme un courant torrentiel (rapide) en un courant fluvial (lent) pouvant être restitué sans risque dans le lit de l'oued comme montré dans la figure VI.10 suivante:

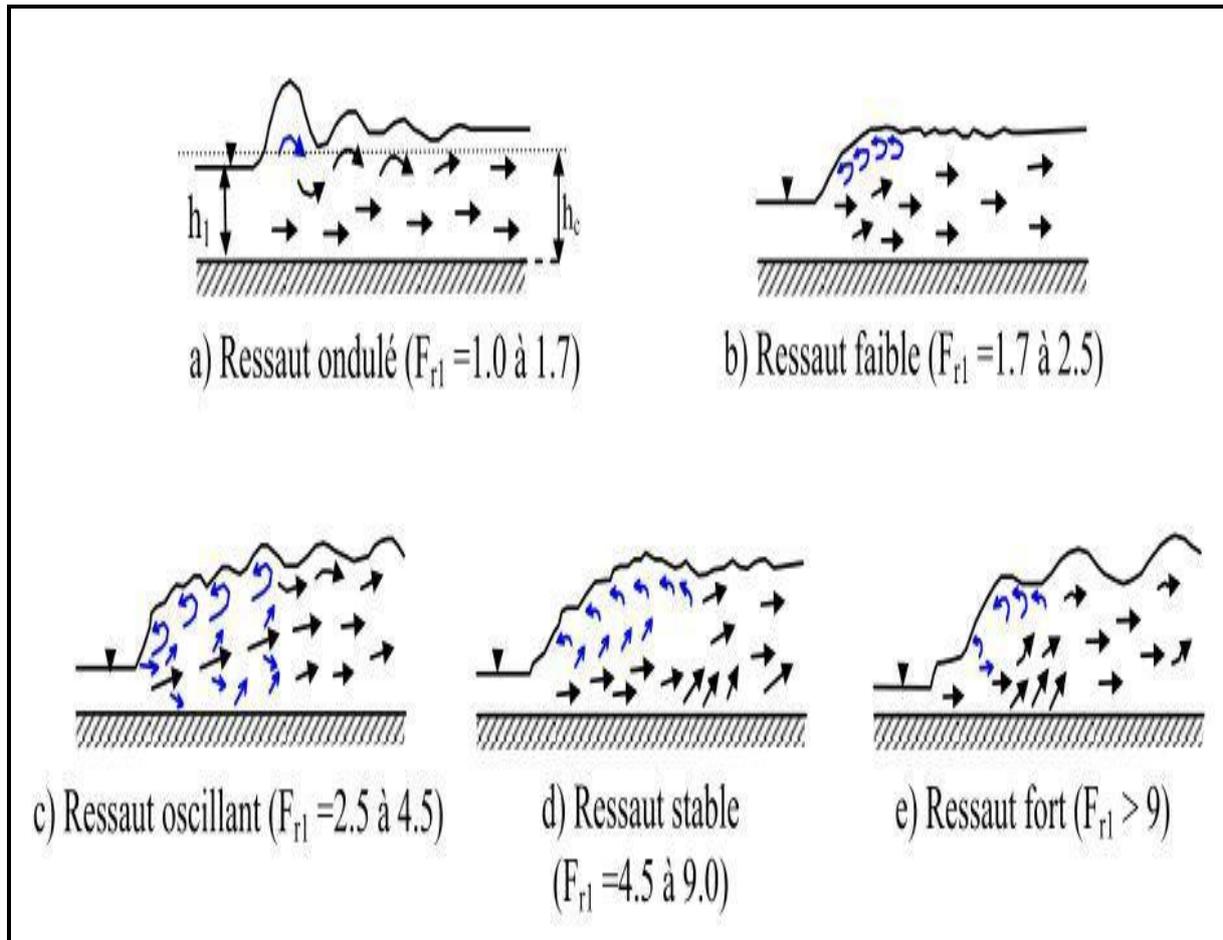


Figure VI.13 : Nature du ressaut suivant le nombre de Froude amont. (K.MAALEL et Z.HAFSIA, 2012)

- **Nombre de Froude :**

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g h}}$$

Avec :

V : Vitesse (m/s) ;

h : Tirant d'eau (h = 0.257m).

A.N :

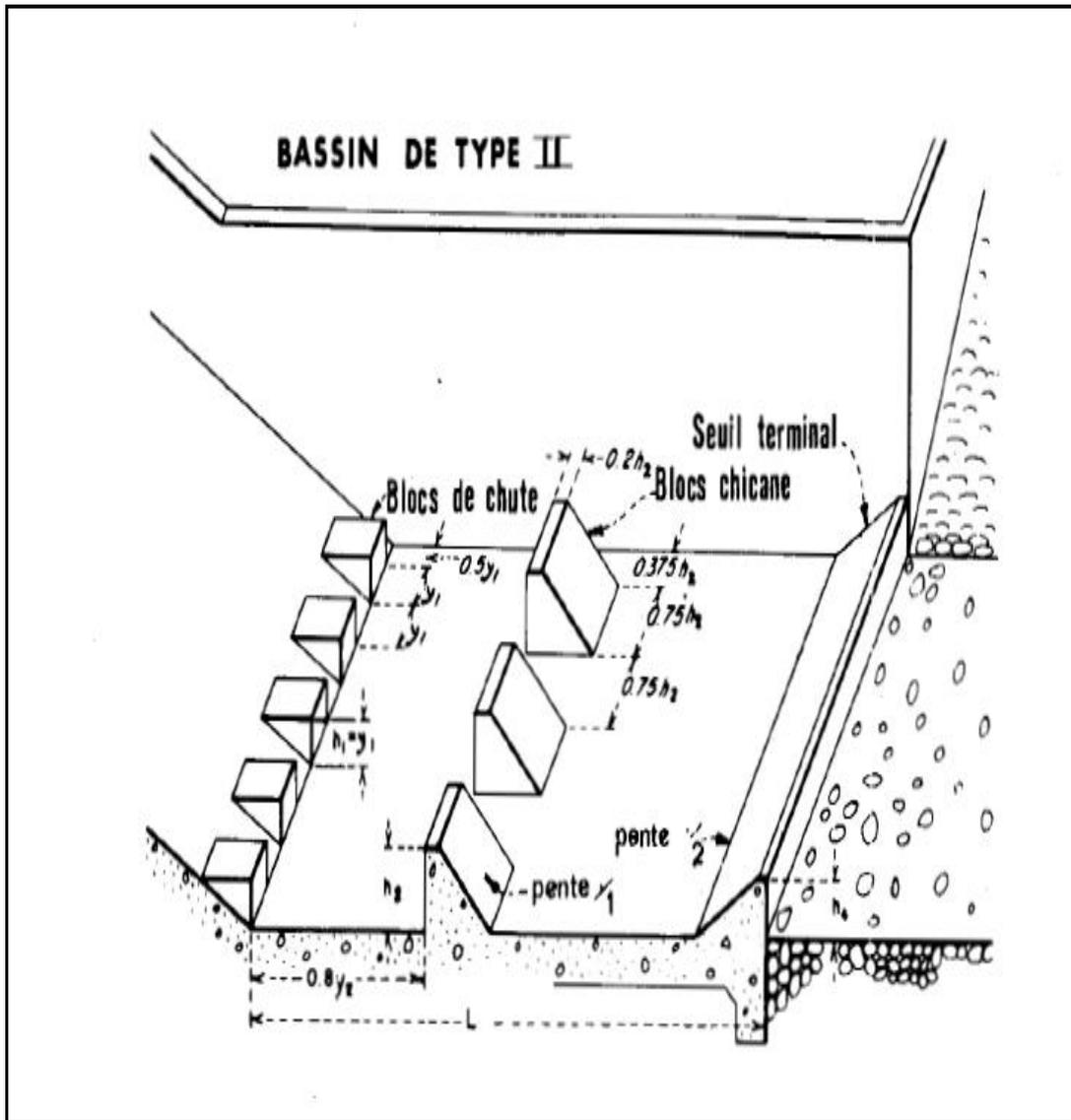
$$F = \frac{8.58}{\sqrt{9.81 * 0.257}}$$

F = 5.4

→

$4.5 \leq F < 9$

- **$4.5 < Fr < 9$** : formation d'un ressaut stationnaire. Cette instabilité rend le ressaut difficile à contrôler et il faut amortir les vagues par des obstacles (Figure VI.11), dans ce cas on utilise un **bassin type II**.



FigureVI.14: bassin type II. (Design of small dam, 1987)

VI.3.6.1. Dimensionnement du bassin :

Il est déterminé suivant le phénomène du ressaut hydraulique qui se produit au Niveau du bassin d'amortissement

* *Les hauteurs conjuguées :*

On les détermine à partir de l'abaque suivante (Fig. VII-15) :

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

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 7.2 \quad \Rightarrow \quad Y_2 = 0.257 * 7.2$$

Donc : $Y_2 = 1.85 \text{ m}$

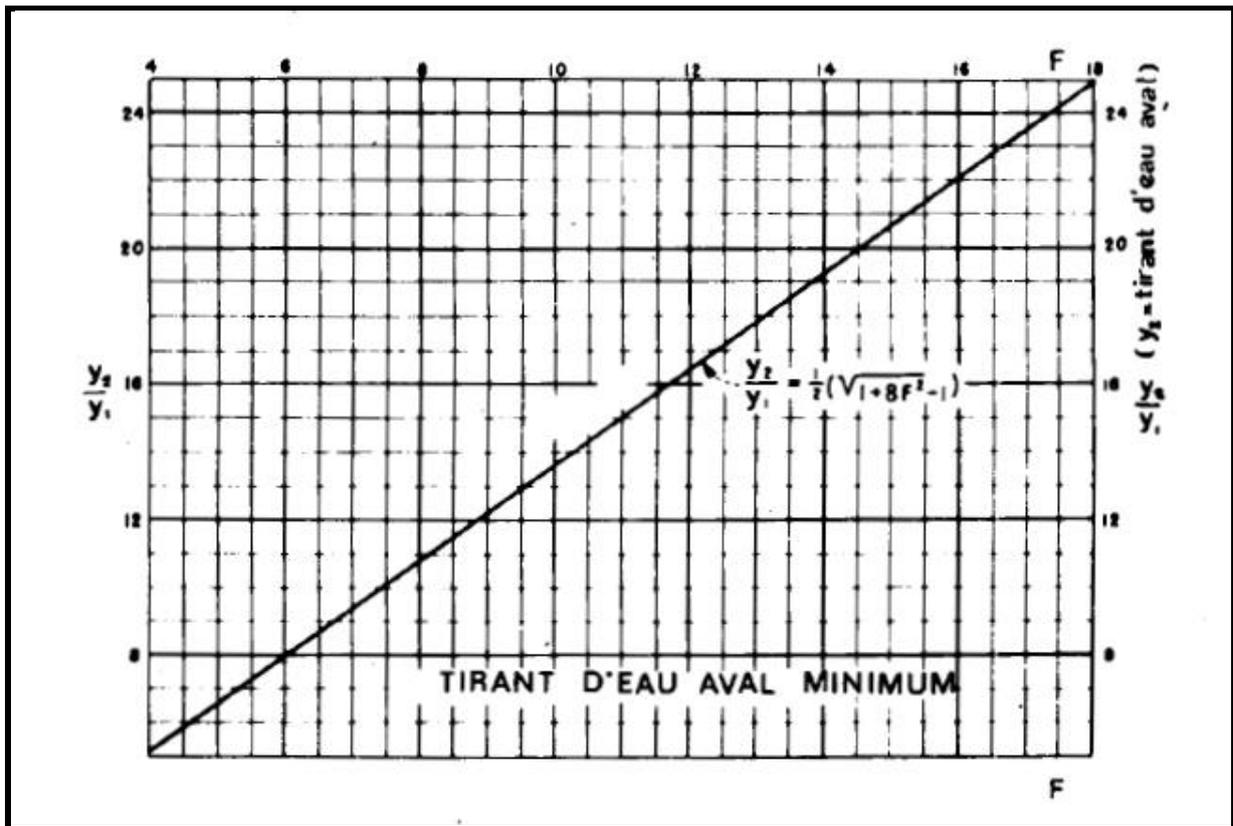


Figure VI.15: bassin type II. (design of small dam, 1987)

- **Longueur du bassin :**

On les déterminer à partir de l'abaque suivante (Fig.VI-16) :

L_b : longueur du bassin ;

Y_1 : tirant d'eau avant le ressaut, $Y_1 = h_1$;

Y_2 : tirant d'eau après le ressaut, $Y_2 = h_2$

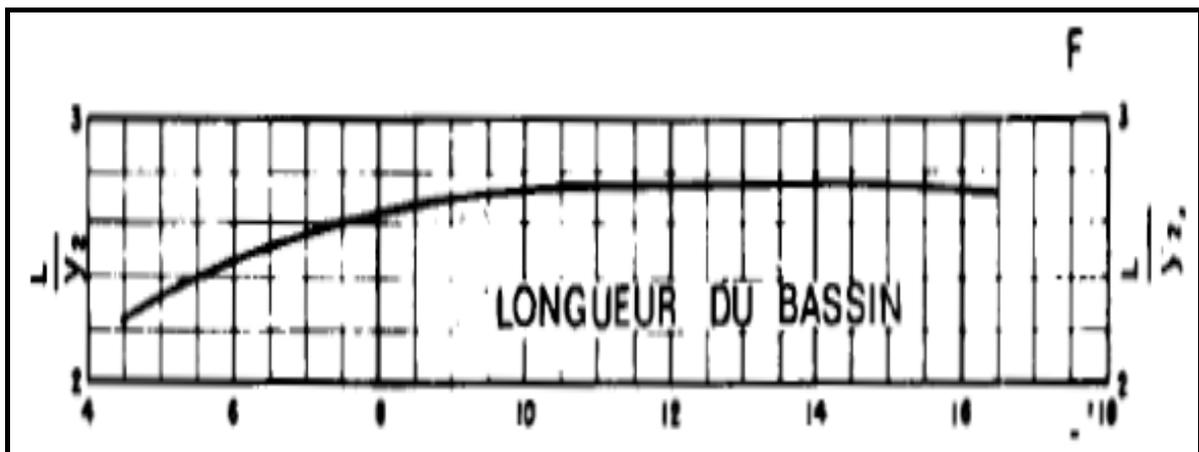


Figure VI.16 : longueur du bassin.

D'après la figure figure VI.16.

$$\frac{L}{Y_2} = 2.4 \quad L = 1.85 * 2.4 = 4.44 \text{ m}$$

Donc : $L_b = 4.44 \text{ m}$

- Dimensionnement des blocs de chute :

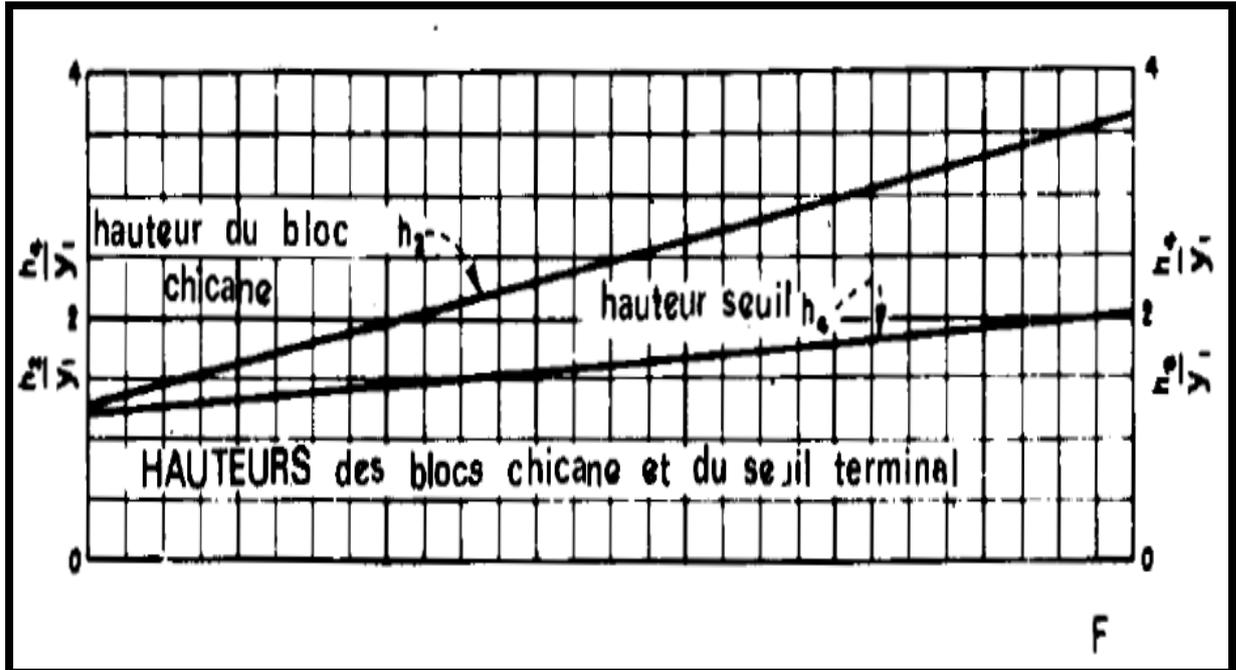


Figure VI.17 : détermination des caractéristiques des blocs de chute d'un bassin d'amortissement type II.

Il y a 4 blocs chicane et 5 blocs de chute :

- bloc de chute

Largeur = la hauteur = $y_1 = 0.0257\text{m}$

- Hauteur du bloc chicane y_2 .

La hauteur de fin de coursier ($y_1 = 0.257\text{m}$).

La hauteur du bloc chicane h_2 (m).

A partir de l'abaque (**Figure VI.17**), On a :

$$\frac{h_2}{y_1} = 1.5 \quad h_2 = 1.5 \cdot 0.257 \quad h_2 = 0.38\text{m}$$

- Hauteur du seuil terminal :

➤ A partir de l'abaque (**Figure VI.17**), On a :

$$\frac{h_4}{y_1} = 1.3 \quad h_4 = 1.3 \cdot 0.257 \quad h_4 = 0.33\text{ m.}$$

- **Hauteur du mur bajoyers au niveau du bassin d'amortissement :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$H_{\text{mur}} = Y + R$$

Ou :

Y : Profondeur du ressaut ; $Y = h'' = 1.85\text{m}$

R : revanche

$$R = 0.6 + 0.05 \cdot V \sqrt[3]{h''}$$

V : Vitesse de la lame d'eau au niveau de la deuxième profondeur conjuguée

$$V = \frac{Q_{dév}}{b.h''}$$

b : Largeur du bassin ; b = 2.5 m

A.N :

$$V = \frac{5.51}{2.5 * 1.84} = 1.2 \text{ m/s}$$

$$R = 0,6 + 0,05 * 1,2 \sqrt[3]{1,84} \quad \mathbf{R = 0.67 \text{ m}}$$

$$H_{mur} = 0.67 + 1.83$$

$$\mathbf{H_{mur} = 2.52 \text{ m.}}$$

VI.3.7. Canal de fuite :

Le but de son calcul est la détermination de la hauteur normale d'eau dans le canal, pour calculer cette hauteur, on utilise la formule de « MANNING »

$$Q = \frac{1}{n} . R^{\frac{2}{3}} . S . \sqrt{I}$$

n : la rugosité n = 0,035 (revêtu par pierres naturelles) ;

R : rayon hydraulique ;

S : section mouillée , S = (mh+b).h

m = coefficient de talus du canal m = 0,25

X : périmètre mouillé , X = 2h $\sqrt{1+m^2}$ + b

i : pente i = 0.023

b = largeur du fond de canal, b = 2.5 m.

A.N :

$$Q = 4.33 R^{2/3} . S$$

Tableau VI.10 : Calcul la hauteur normal dans le canal de fuite.

H	S	P	R	R ^(2/3)	Q
0.1	0.250	2.71	0.09	0.20	0.22
0.2	0.50	2.91	0.17	0.31	0.67
0.3	0.75	3.12	0.24	0.39	1.26
0.4	1.00	3.32	0.30	0.45	1.96
0.5	1.26	3.53	0.36	0.50	2.73
0.6	1.51	3.74	0.40	0.55	3.57
0.7	1.76	3.94	0.45	0.58	4.46
0.8	2.01	4.15	0.49	0.62	5.39
0.9	2.27	4.36	0.52	0.65	6.36
1	2.52	4.56	0.55	0.67	7.36
1.1	2.78	4.77	0.58	0.70	8.39
1.2	3.03	4.97	0.61	0.72	9.44

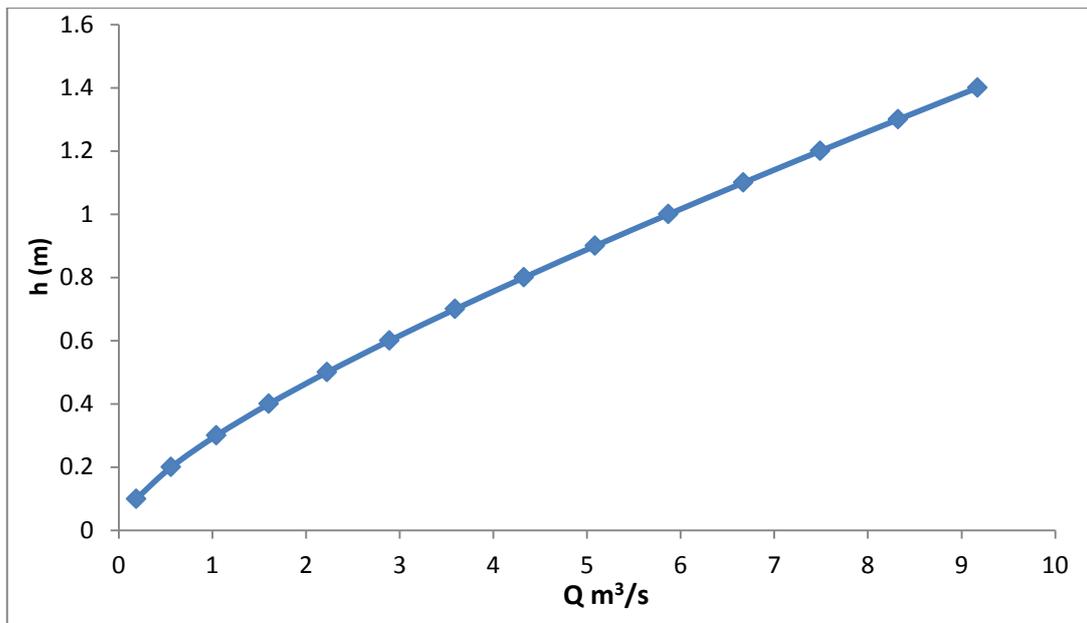


Figure VI.18 : Courbe de tarage de canal de fuite.

À partir de la courbe de tarage on trouve : $h_n = 0.81$ m

On a

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{Z_{cr}}{3} + 0.105 Z_{cr}^2\right) * h_{cri}$$

$$h_{cri} = \sqrt[3]{1/g \cdot \left(\frac{Q_{dév}}{b}\right)^2} \qquad h_{cri} = 0.79 \text{ m}$$

$$Z_r = \frac{m * h_{cr}}{b} \qquad Z_r = 0.08$$

$H_{cr} = 0.77$ m

$0.77 < h_n = 0.81$ m et le nombre de froud $Fr = 0.92 < 1$ donc l'écoulement est fluvial

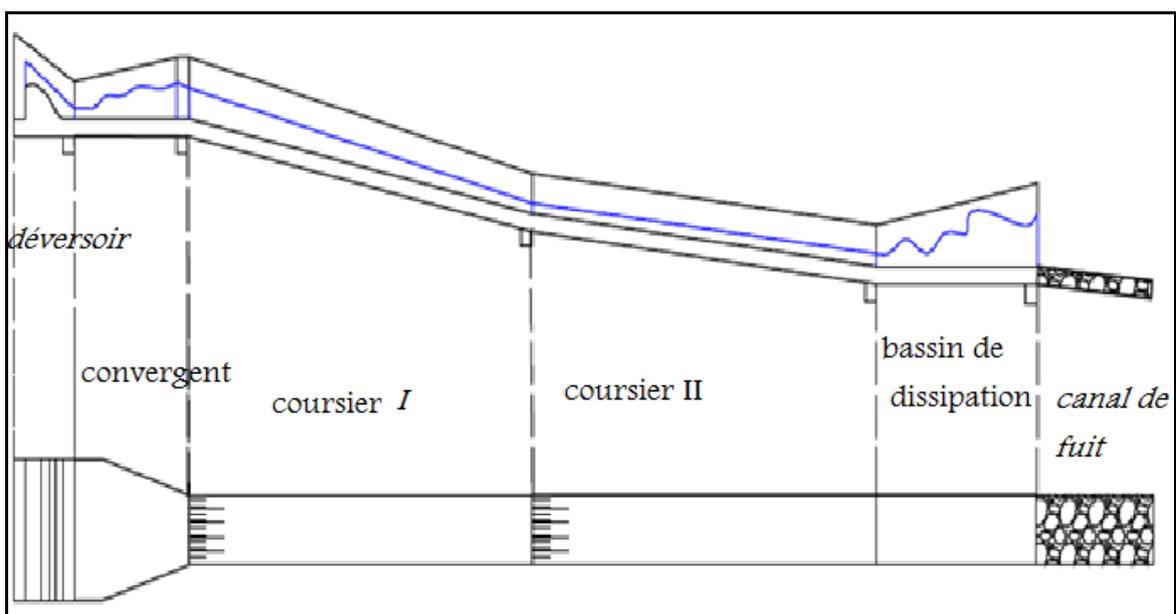


Figure VI.19 : Schéma représentatif du profil en long et vue en plan de l'évacuateur de crue (1^{ère} Variante).

VI.4. Dimensionnement de l'évacuateur de crue la variante II :

Pour cette variante, on a changé le tracé topographique, mais toujours on a resté sur le choix d'un évacuateur latéral sur la rive droite.

L'évacuateur de crues comprend les éléments suivants :

1. Un canal d'amenée (même calculé variant N°1).
2. Un seuil déversant pour le control du débit (même calculé variant N°1).
3. Un ouvrage intermédiaire comprend (chenal – coursier).
4. Un dissipateur d'énergie.
5. Un canal de restitution.

◆ **Donné de base :**

$Q_{1\%}$ (m ³ /s)	$Q_{dév}$ (m ³ /s)	$B_{dév}$ (m)	N_{PHE} (m)	H dév (m)	NNR (m)
12.81	5.51	4	792.98	0.74	792.24

◆ **Longueur du canal d'approche :**

La longueur du canal d'approche dépend de la topographie, elle est égale 4.31 m.

VI.4.1. Dimensionnement du chenal d'écoulement (convergent):

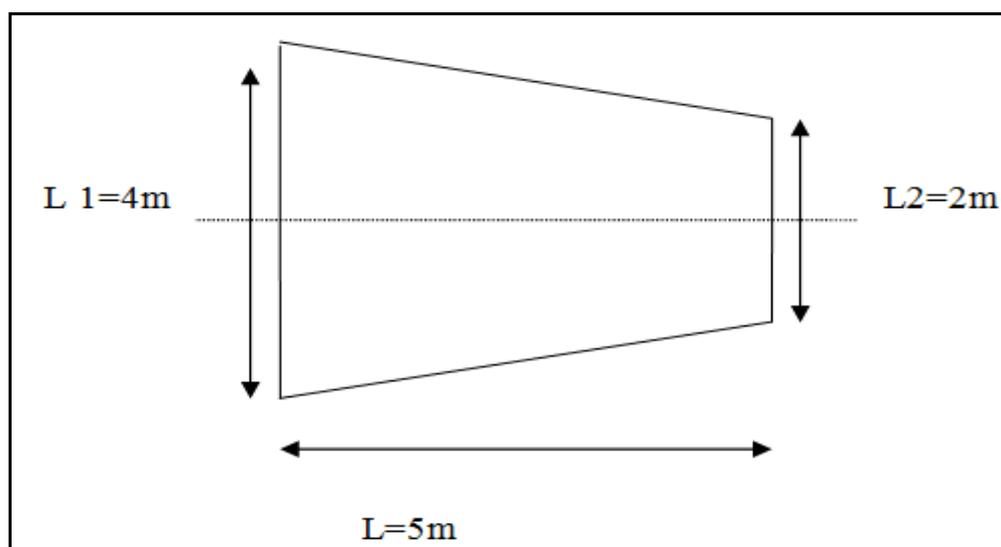
il est calculé par la formule suivante :

$$L = 2,5 (L1 - L2)$$

On a : $L1 = 4m$ et $L2 = 2$

A.N :

$$L = 2,5(4-2) \longrightarrow L = 5m$$



Figurer VI.20: le chenal d'écoulement (convergent).

• **Calcul du nombre de Froude :**

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g \cdot hc'}}$$

Avec :

hc : la hauteur critique = 0.29 m ;

La vitesse critique = 4.75 m/s

Fr = 2.82 donc, il apparaît dans le chenal un ressaut hydraulique de type oscillant.

♦ **Calcul de profondeur conjugée :**

Il est déterminé suivant le phénomène du ressaut hydraulique qui se produit au niveau du bassin d'amortissement.

Y : la hauteur contracte a la fin du déversoir Y = 0.29 m .

h' : Premier profondeur conjugée h' = 0.29 m ;

hcr : la hauteur critique (hcr = 0.58 m)

h'' : Deuxième profondeur conjugée ; déterminée selon la formule suivante :

$$h'' = \frac{hc}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{hcr}{hc} \right)^3} - 1 \right]$$

Donc, on aura :

$$h'' = \frac{0.29}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{0.58}{0.29} \right)^3} - 1 \right]$$

$$h'' = 1.02 \text{ m}$$

♦ **La hauteur du ressaut :**

$$h_{\text{ress}} = h'' - h' \quad h_{\text{ress}} = 0.73 \text{ m}$$

♦ **La longueur du ressaut :**

On peut le calculer par les formules empiriques suivantes :

- **Formule de SAFRANETS :**

$$L_{\text{ress}} = 4,5 h''$$

$$\text{A.N : } L_{\text{ress}} = 4.59 \text{ m}$$

On prend une longueur de ressaut de 4.59m

- ♦ **La hauteur critique :** hcr = 0.58 m
- ♦ **la vitesse critique :** Vcr = 2.38 m/s
- ♦ **la pente critique Icr:** Icr = 0.0032 = 0,32%

♦ **Calcul la hauteur normale hn :**

Cette hauteur est calculée par la méthode de CHEEZY :

$$Q = V \cdot Sm = Sm \cdot C \cdot \sqrt{Ri}$$

Avec :

b = largeur de chenal ; $b = 4$ m,

S : la section mouillée en m^2

R : rayon hydraulique en (m) ; $R = \frac{S}{p}$

P : périmètre mouillé en m ; $P_m = b+2h$

i : pente de chenal $i = 0,002$

Tableau VI.11: Calcul de la hauteur normale dans le chenal.

H (m)	S (m ²)	P (m)	R (m)	C	V (m/s)	Q (m ³ /s)
0.01	0.04	4.02	0.01	33.13	0.15	0.01
0.11	0.44	4.22	0.10	49.00	0.71	0.31
0.21	0.84	4.42	0.19	54.16	1.06	0.89
0.31	1.24	4.62	0.27	57.37	1.33	1.65
0.41	1.64	4.82	0.34	59.68	1.56	2.55
0.51	2.04	5.02	0.41	61.47	1.75	3.58
0.61	2.44	5.22	0.47	62.93	1.92	4.69
0.71	2.84	5.42	0.52	64.13	2.08	5.90

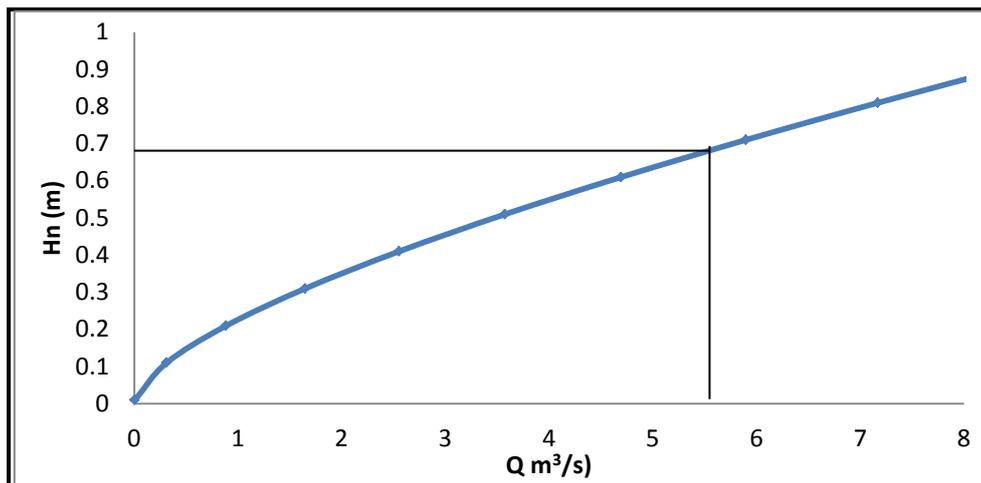


Figure VI.21 : Courbe de tarage du chenal d'écoulement.

A partir de la courbe de tarage on a trouvé que : **$H_n = 0.67$ m**

◆ **Vérification du régime**

Au début le régime est critique (apparition d'un ressaut) , mais a la fi le régime est un **régime fluvial** : $h_n = 0.67$ m > $h_{cr} = 0.58$ m et la pente i de chenal $i = 0,002 < i_{cr} = 0,0032$

◆ **Hauteur des murs du début chenal :**

La hauteur du mur a l'entrée du chenal est :

$$H_m = H + R$$

Avec : R , la revanche donnée par la formule suivante:

$$R = 0.6 + 0.05 \cdot V_c \cdot (h_c)^{1/3}$$

V : la vitesse en m/s

H = tirant d'eau en m

$$R = 0,76 \text{ m}$$

On opte pour une valeur de :

$$H_m = 0.76 + 0.29.$$

$$H_m = 1.05 \text{ m}$$

♦ **Hauteur des murs au niveau due ressaut :**

La hauteur du mur à l'entrée du chenal est :

$$H_m = h'' + R$$

Avec : R, la revanche donnée par la formule suivante:

$$V = \frac{Q_{dév}}{S}$$

$$V = \frac{5.51}{1.02 * 2.16} \quad V = 2.5 \text{ m/s}$$

$$R = 0.6 + 0.05 * V^{**} * (h'')^{1/3}$$

V : la vitesse en m/s

H = tirant d'eau en m

$$R = 0,72 \text{ m}$$

On opte pour une valeur de :

$$H_m = 0.72 + 1.02$$

$$H_m = 1.74$$

♦ **Hauteur des murs a la fin du chenal :**

$$R = 0.6 + 0.05 * V_{cr} * (h_{cr})^{1/3}$$

V_{cr} : la vitesse critique en m/s

$$h_{cr} = 0.92 \text{ m}$$

$$R = 0,75 \text{ m}$$

On opte pour une valeur de :

$$H_m = 0.75 + 0.92$$

$$H_m = 1.67 \text{ m}$$

VI.4.2. Le coursier :

Le coursier a une longueur de 60 m, et de 2 m de largeur d'une forme rectangulaire .Il est composé d'un seul tronçon

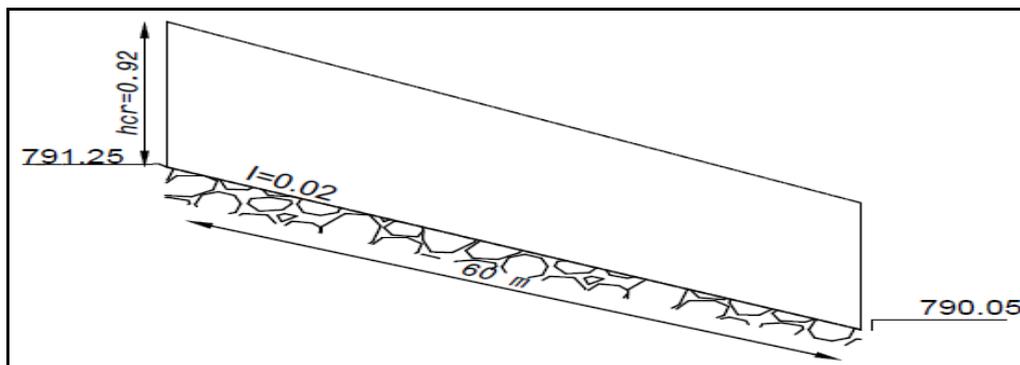


Figure VI.22: Le coursier II.

$$I = \frac{\text{cote max} - \text{cote min}}{L}$$

A.N :

$$I = \frac{791.25 - 790.05}{60} = 0.02 = 2\%$$

On trace la courbe de tarage de ce tronçon.

♦ *Le débit spécifique :*

$$q_s = \frac{Q_{\text{dév}}}{b}$$

$$q_s = \frac{5.51}{b^2} \quad q_s = 2.755 \text{ m}^3/\text{s/ml}$$

♦ *Courbe de tarage :*

$b = 2 \text{ m}$; $n = 0,014$; $Q_{\text{dév}} = 5.51 \text{ m}^3/\text{s}$; $L = 60 \text{ m}$; $I = 0,02$.

Tableau VI.12: Calcul la hauteur normale dans le coursier.

H (m)	S (m ²)	P (m)	R (m)	C	V (m/s)	Q (m ³ /s)
0.3	0.6	2.6	0.23	55.94	3.80	2.28
0.36	0.72	2.72	0.26	57.24	4.16	3.00
0.42	0.84	2.84	0.30	58.30	4.48	3.77
0.48	0.96	2.96	0.32	59.21	4.77	4.58
0.54	1.08	3.08	0.35	59.98	5.02	5.42
0.6	1.2	3.2	0.38	60.66	5.25	6.30
0.66	1.32	3.32	0.40	61.25	5.46	7.21
0.72	1.44	3.44	0.42	61.78	5.65	8.14
0.78	1.56	3.56	0.44	62.25	5.83	9.09
0.84	1.68	3.68	0.46	62.68	5.99	10.06
0.9	1.8	3.8	0.47	63.06	6.14	11.05
0.96	1.92	3.92	0.49	63.42	6.28	12.05

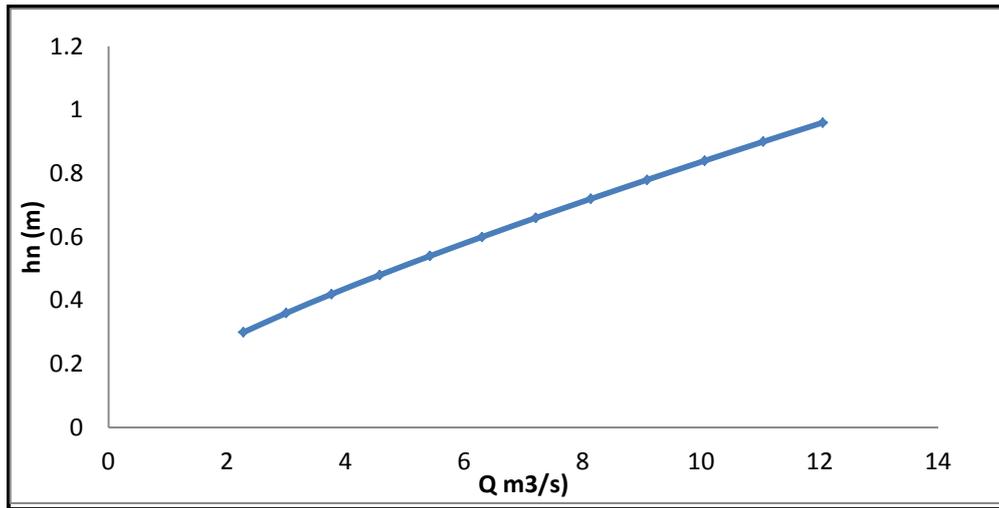


Figure VI.23 : Courbe de tarage du coursier.

A partir de la courbe on obtient : **hn = 0.55 m**

♦ **Calcul de la profondeur critique :**

Pour calculer la hauteur critique on utilise la formule suivante :

$$hcr = \sqrt[3]{1/g \cdot \left(\frac{Q_{dév}}{b}\right)^2}$$

hcr : la hauteur critique de forme rectangulaire (m).

b : largeur du canal ; b = 2 m.

g : accélération de la pesanteur.

Donc :

$$Hcr = \sqrt[3]{1/g \cdot \left(\frac{5.51}{2}\right)^2} \qquad \qquad \qquad \mathbf{hcr = 0.92 m}$$

♦ **La pente critique :**

$$Icr = \frac{Vcr^2}{C^2 R}$$

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

n=0,014 pour le béton ;

R : rayon hydraulique en (m) , $R = \frac{S}{P}$

P : la section mouillée en m² ;

S : périmètre mouillé en m ;

♦ **La vitesse critique :**

$$Vcr = \frac{Q_{dév}}{Scr}$$

Scr : section mouillée critique.

A.N :

$$\text{Scr} = 2 \times 0.92 \quad \Rightarrow \quad \text{Scr} = 1.84 \text{ m}^2$$

$$V_c = \frac{5.51}{2 \times 0.92}$$

$$V_{cr} = 3 \text{ m/s}$$

$$P = 2h_{cr} + 2$$

$$P = 3.84 \text{ m}$$

$$R = \frac{1.84}{3.84}$$

$$R = 0.48 \text{ m}$$

$$C = 63.20$$

$$I_{cr} = 0,0047$$

* Vérification du régime :

$$H_n = 0,55 \text{ m} < h_{cr} = 0.92 \quad \text{et} \quad I = 0,02 > I_{cr} = 0,0047 \quad \Rightarrow \quad \text{écoulement torrentiel}$$

◆ *Calcul hydraulique de la ligne d'eau :*

1-Méthode de PAVLOVSKY :

Tableau VI.13: Calcul du tirant d'eau par la méthode de Pavlovsky.

Hi	Si	Pi	Ri	Ci	Ki	Jcini	j _{cini}	1- Jcini (2)	Zi	dZi	∅ Zi	d∅ Zi (1)	(1) Zi (2) *	dHi	ai	ai/I	Dli
0.920	1.84	3.84	0.5	66.0	84.0	5.1	0.0	-4.1	2.2	0.0	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.870	1.74	3.74	0.5	65.7	78.0	5.2	5.1	-4.2	2.0	-0.2	0.5	0.0	-0.2	-0.1	0.3	16.3	0.7
0.820	1.64	3.64	0.5	65.5	72.1	5.3	5.2	-4.3	1.9	-0.2	0.6	0.1	-0.2	-0.1	0.3	16.5	1.5
0.770	1.54	3.54	0.4	65.2	66.3	5.4	5.3	-4.4	1.7	-0.1	0.7	0.1	-0.3	-0.1	0.3	16.7	2.6
0.720	1.44	3.44	0.4	65.0	60.5	5.5	5.4	-4.5	1.6	-0.1	0.8	0.1	-0.4	-0.1	0.3	16.9	4.4
0.670	1.34	3.34	0.4	64.6	54.9	5.6	5.6	-4.6	1.4	-0.1	0.9	0.1	-0.6	-0.1	0.3	17.2	7.2
0.620	1.24	3.24	0.4	64.3	49.3	5.7	5.7	-4.7	1.3	-0.1	1.1	0.2	-0.9	-0.1	0.4	17.6	12.7
0.566	1.13	3.13	0.4	63.9	43.4	5.8	5.8	-4.8	1.1	-0.2	1.5	0.4	-1.9	-0.1	0.4	18.0	31.0

60

2-Méthode de « BERNOULLI » :

Tableau VI.14: Calcul du tirant d'eau par la méthode de Bernoulli.

h1	h2	dl1	hm	sm	pm	Rm	Cm	Vm	lz	hz	s2	v2	A	B
0.920	0.871	0.00	0.90	1.79	3.79	0.47	63.04	3.08	0.01	0.00	1.74	3.16	1.5	1.4
0.871	0.821	0.65	0.85	1.69	3.69	0.46	62.72	3.26	0.01	0.00	1.64	3.36	1.5	1.5
0.821	0.772	1.46	0.80	1.59	3.59	0.44	62.37	3.46	0.01	0.01	1.54	3.57	1.5	1.5
0.772	0.722	2.62	0.75	1.49	3.49	0.43	62.00	3.69	0.01	0.02	1.44	3.82	1.6	1.6
0.722	0.673	4.36	0.70	1.39	3.39	0.41	61.59	3.95	0.01	0.04	1.35	4.10	1.7	1.7
0.673	0.623	7.25	0.65	1.30	3.30	0.39	61.14	4.25	0.01	0.09	1.25	4.42	1.8	1.8
0.623	0.615	12.74	0.62	1.24	3.24	0.38	60.85	4.45	0.01	0.18	1.23	4.48	2.0	1.9
0.615	0.566	30.99	0.59	1.18	3.18	0.37	60.56	4.67	0.02	0.50	1.13	4.87	2.5	2.4

Donc le tirant d'eau à la fin du coursier est : **h = 0.566 m**

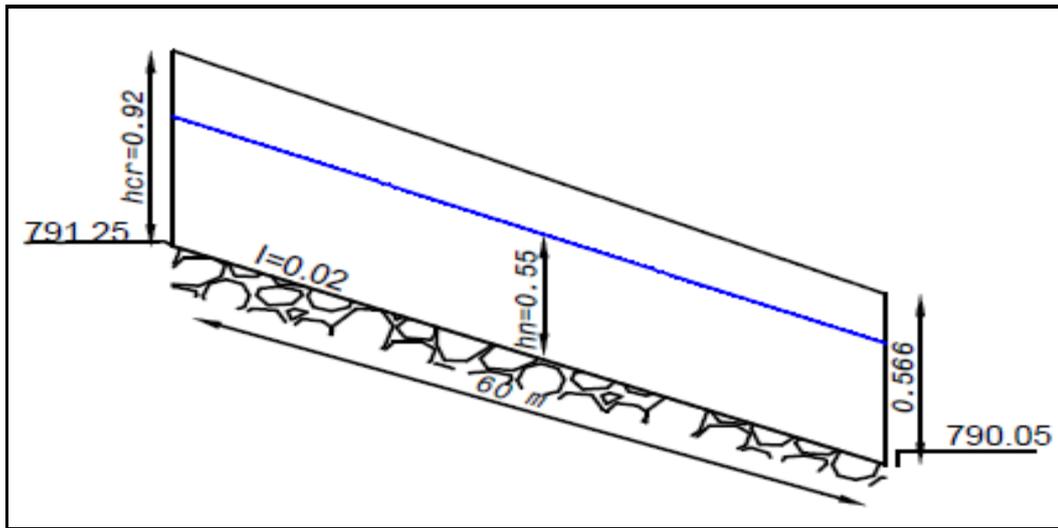


Figure VI. 24 : Schéma représentatif de l'allure de la ligne d'eau dans le coursier.

♦ *Calcul de la hauteur des parois :*

Au début

La hauteur des parois doit être calculée par la formule suivante :

$$H = Y + R$$

Ou :

H : La hauteur des parois en m.

Y : Profondeur critique ; Y = hcr = **0.92 m**

R : Revanche ; estimée suivant la formule :

$$R = 0,6 + 0,05 \cdot V_{cr} \sqrt[3]{h_{cr}}$$

Vcr : la vitesse critique, Vcr = **3 m/s**

$$R = 0,6 + 0,05 \cdot 3 \cdot \sqrt[3]{0,92} \quad \mathbf{R = 0,75 \text{ m}}$$

$$H = 0,92 + 0,75 \Rightarrow \quad \mathbf{H = 1,67 \text{ m}}$$

A la fin :

La hauteur des parois doit être calculée par la formule suivante :

$$H = Y + R$$

Ou :

H : La hauteur des parois en m ;

Y : Profondeur du ressaut ; Y = h = 0.566 m

R : Revanche ; estimée suivant la formule :

$$R = 0,6 + 0,05 \cdot V \cdot \sqrt[3]{h}$$

V : vitesse à la fin du coursier : V = 4.87 m/s

$$R = 0,6 + 0,05 \cdot 4,87 \cdot \sqrt[3]{0,566} \quad \mathbf{R = 0,8 \text{ m}}$$

$$H = 0,566 + 0,8 \quad \mathbf{H = 1,37 \text{ m}}$$

VI.4.3. Bassin d'amortissement :

Calcul du nombre de Froude :

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{hg}} \quad \mathbf{Fr = 2.07}$$

Si $1,7 < Fr < 2,5$: un ressaut faible commence à apparaître mais n'est pas très turbulent (on parle de pré ressaut), il faudra simplement veiller à ce que le bassin soit suffisamment long pour contenir le ressaut.

Aucun déflecteur n'est nécessaire, il suffit simplement de bétonner le canal sur une longueur de l'ordre de 4 à 6 fois de h'' , à partir de l'endroit où la profondeur commence à se modifier (c'est à d'immédiatement après la rupture de pente en fin de coursier).

Détermination des hauteurs conjuguées :

$$h'' = \frac{h'}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{hcr}{h'} \right)^3} - 1 \right]$$

$$\mathbf{h'' = 1.4 \text{ m}}$$

Détermination de la longueur du bassin

$$\mathbf{L = 5h'' = 7 \text{ m}}$$

- La hauteur des parois doit être calculée par la formule suivante :

$$\mathbf{H = Y + R}$$

Ou :

H : La hauteur des parois en m ;

Y : Profondeur du ressaut ; $Y = h'' = 1.4 \text{ m}$

R : Revanche ; estimée suivant la formule :

$$R = 0,6 + 0,05 \cdot V \cdot \sqrt[3]{h}$$

V : vitesse au niveau de la hauteur h'' $V = 1.97 \text{ m/s}$

$$R = 0,6 + 0,05 \cdot 1.97 \cdot \sqrt[3]{1.4} \quad \mathbf{R = 0.71 \text{ m}}$$

$$H = 0.71 + 1.4 \quad \mathbf{H = 2.11 \text{ m}}$$

Après le canal bétonné on a prévu un gabionnage pour la protection de la berge de la chaaba contre l'érosion latéral.

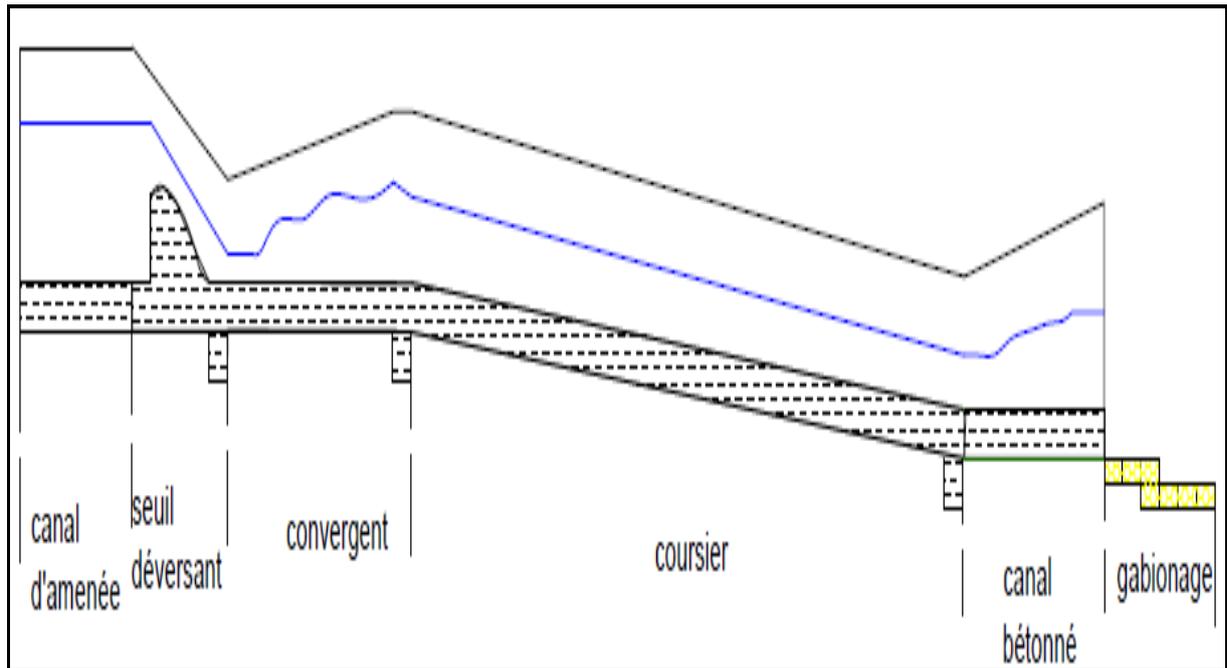


Figure VI.25 : Schéma représentatif du profil en long et vue en plan de l'évacuateur de crue (2^{ème} variante).

Chapitre VII

Devis estimatif

Introduction :

Dans le but de dresser un bilan comparatif sur le plan économique, le tableau N° VII.1 et 2 récapitule une synthèse des volumes des travaux ainsi qu'une estimation financière pour l'ensemble des variantes analysées.

VII.1. Volumes des terrassements :

$$V \text{ terrassement} = h \text{ terrassement} \times L \times b \text{ terrassement}$$

Avec :

L : Longueur du canal,

b : Largeur du canal + murs bajoyer

$$h_{\text{terrassement}} = h \text{ canal} + \text{radier} + 0,1.$$

VII.2. Volumes des voiles (murs bajoyer), radier :

 *Volume du voile*

$$V = h \text{ voile} . e . L$$

e : Epaisseur du murs bajoyer.

L : Longueur du canal.

H : hauteur du mur.

 *Volume du radier :*

$$V = b . e . L$$

b : largeur du radier,

e : Epaisseur du radier,

L : longueur du canal.

L'épaisseur des voiles du canal et le radier pour tout le calcul est considérée comme suit :

Epaisseur du voile : 0.3 m

Epaisseur du raider 0.3 m

Les calculs des volumes des différentes parties de l'évacuateur de crue sont regroupés dans les tableaux VII.1 et 2.

✚ La variante N° I :

Tableau VII.1 : Synthèse des volumes et couts des travaux pour la variante N°I :

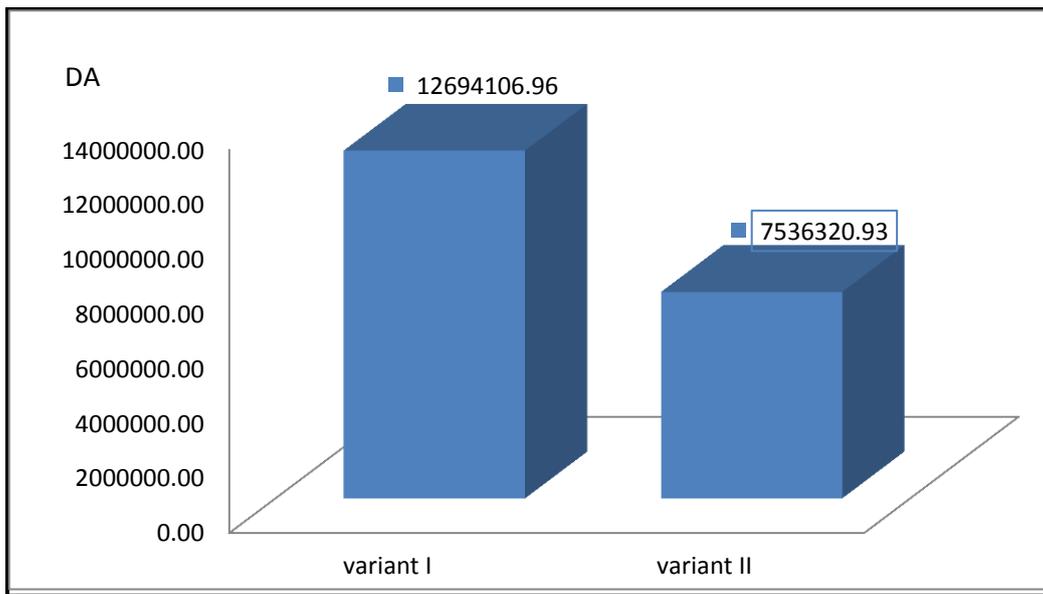
Diagnostic des travaux	unité	quantité	prix	montant
Terrassement				
Déblais en terrains ordinaire en tranchées jusqu'au bon sol mise en œuvre selon les plans d'exécution	m ³	1320.66	1000	1320656.86
Remblais en TVO compacte et arrose couche par couche	m ³	333.51185	1500	500267.775
Remblais en enrochement	m ³	92.49975	250	23124.9375
Construction				
Béton de propreté dose à 250kg/m ³ de ciment CRS(ciment résistante aux sulfates)	m ³	47.86	10000	478646
Béton dosé à 400kg/m ³ de ciment CRS y compris coffrage	m ³	278.15404	30000	8344621.2
			HT DA	10667316.8
			TVA	2026790.19
			TTC	12694106.96

La variante N° II :

Tableau VII.2 : Synthèse des volumes et couts des travaux pour la variante N°II :

Diagnostic des travaux	unité	quantité	prix	montant
Terrassement				
Déblais en terrains ordinaire en tranchées jusqu'au bon sol mise en œuvre selon les plans d'exécution	m ³	1042.048	1000	1042048
Remblais en TVO compacte et arrose couche par couche	m ³	281.17	1500	421755
Remblais en enrochement	m ³	25.24	250	6310
Construction				
Béton de propreté dose à 250kg/m ³ de ciment CRS	m ³	25.4682	10000	254682
Béton dosé à 400kg/m ³ de ciment CRS y compris coffrage	m ³	153.60826	30000	4608247.8
			HT DA	6333042.8
			TVA	1203278.13
			TTC	7536320.93

La figure VII.1, illustre l'analyse comparative financière des différentes variantes.



La figure VII.1: Analyse comparative financière des différentes variantes.

Conclusion :

A partir de l'analyse financière comparative entre les deux variantes en remarque que la variante N°2 est la plus économique.

CONCLUSION GENERALE

Le choix d'un évacuateur constitue toujours un des points les plus sensibles dans le choix des ouvrages car il renferme des paramètres essentiels (niveau normal de la retenue, type, position, longueur, constitution, traitement à l'aval, etc.) qui détermine grandement la capacité, la qualité (fonctionnalité, stabilité, durabilité), et le coût total du projet.

Pour permettre un choix efficient, la démarche rationnelle exige autant que possible une étude comparative de plusieurs variantes. Mais la plupart des bureaux d'étude ne le font pas soit par manque de temps soit par application empirique de l'expérience cumulée.

Le présent mémoire intitulé « Etude comparative de l'évacuateur de crue de la retenue collinaire de oued Mellah en deux variantes » vise à faire l'étude complète des deux variantes.

Les deux variantes de l'évacuateur de crue est placé latéralement dans la rive droite, qui présente des conditions topographiques et géologiques fiable a la conception de ce dernier. La première variante déverse dans le cours d'eau principale (oued Mellah) , et la deuxième on a choisie que le déversement se fait dans une chaaba sur la même rive.

Le choix technique des deux variantes est un évacuateur a entonnement frontale. Dans ce cas l'eau déversée franchisse un seuil libre, puis garde le plus souvent sa direction dans le chenal, puis le coursier, après le coursier on trouve un ouvrage de dissipation d'énergie est à prévoir avant de restituer l'eau au cours d'eau.

La première variante caractériser par :

- ✚ le canal d'améné.
- ✚ Déversoir.
- ✚ un convergent.
- ✚ un coursier (tronçon 1et 2).
- ✚ un bassin de dissipation.
- ✚ Canal de fuit.

La deuxième variante caractériser par :

- ✚ le canal d'améné.
- ✚ Déversoir.
- ✚ un convergent.
- ✚ un coursier.
- ✚ un canal bétonné.

Pour choisir la meilleure variante du point de vue économique, le devis estimatif a révélé que la deuxième variante relevé à **7536320.93 DA** est le meilleur pour la retenue collinaire de oued Mellah.

BIBLIOGRAPHIE

- A. Bulletin CIGB n°58. (1987). Evacuateurs de crue de barrages, Commission Internationale des Grands Barrages, Paris, France.
- B. *Jean-Maurice DURAND*. 1999, techniques des petits barrages en Afrique sahlienne et équatoriale, éditions. ISBN 2-85362-511-7/1999.
- C. (CFBR, Comité Français des Barrages et Réservoirs).
- D. Baize, D., Jabiol, B., 1995. Guide pour la description des sols. INRA, Paris, 375p.
- E. Barroca .B : « Risque et vulnérabilités territoriales : les inondations en milieu urbain », Thèse de Doctorat de l'Université de Marne-La Vallée-(2002).
- F. Bulletin CIGB n°58. (1987). Evacuateurs de crue de barrages, Commission Internationale
- G. Maglakélidzé V. – Ouvrages hydrotechniques. Polycopié ENIT (1984).
- H. Francou, S. And Rodier, F. (1967) Essai de classification des crues maximales observées dans le monde. Cahiers de l'orsom, 4, 19-46.
- I. Comité Français des Grands Barrage) de 1997». (Géraldine Milési).
- J. RPA, 2003, Règles Parasismiques Algériennes RPA99", version 2003 en vigueur après le séisme du 21 Mai 2003.
- K. Sari. A : « Initiation à l'hydrologie de surface ». 1ère Ed .Edition HOUMA , Alger-(2002).
- L. ROLLEY R. Dir. Technique des barrages en aménagement rural, 1989.
- M. Boes R.M. & Hager W.H. 2003a. Hydraulic design of stepped spillways. Journal of hydraulic engineering ASCE., Vol. 129, N°9, 671-679.
- N. United states department of the interior bureau of reclamation, « design of small dams », 1887.
- O. PNUD/OPE – Ressources en eau dans les pays de l'Afrique du nord. Guide.
- P. O.Alberto Gonzalez-Merino, Hydroplus, Quipolly dam: a case study on customizing
- Q. Fusegates, design for adverse spillway conditions, 92851 Rueil-Malmaison Cedex, France.

Site Internet :

<https://www.barrages-cfbr.eu/IMG/pdf>

<http://www.barrages-cfbr.eu/Evacuateurs-de-crue.html>

<http://www.barragescfbr.eu/IMG/pdf/2009>

https://www.barrages-cfbr.eu/IMG/pdf/recommandations_cfbr_2013_evc.pdf

Annexe

Annexe 01: pluies moyennes mensuelles (station TELERGHMA)

Années	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	juil	Ao ut	sommes	pjmax
1989- 1990	35.1	24.8	4.3	10	80.5	0	0	54.8	87.3	12.5	1.5	24.4	335.2	25.4
1990 -1991	40	9.5	148.5	69.7	18.5	58.7	54.6	92.8	61.3	41.9	10.2	0	605.7	21.5
1991 -1992	75.7	89.3	15.8	27.5	41.1	38	61.9	52.5	99.5	14.1	35.4	0	550.8	38.3
1992 -1993	23.1	21.3	72.1	67.7	19.9	78.7	29.6	13.4	59.4	10.1	6	7.6	408.8	29.6
1993 -1994	14.6	12.6	12	84.4	67.6	58.2	33.2	37.5	7.7	4.2	23.2	0	355.3	39.4
1994 -1995	50.8	124	27.9	62.2	109.2	19.9	77.2	38.2	16.8	89.5	0	2.2	617.9	26.9
1995 -1996	91.4	33.4	34.3	26.5	88.4	216.4	52.7	87.8	82	86	32.9	18.5	850.3	24.9
1996 -1997	28.9	17.8	0.9	3.1	5.8	6.1	8.8	32.2	5.5	11.4	0.9	/	121.4	40.4
1997 -1998	18.9	18.4	45.0	31.5	10.32	19.7	8.26	32.5	9.4	0	0	0.2	194.18	11.5
1998 -1999	6	2.9	16.2	7.7	10.1	12.9	1.7	2.2	1.6	0	0.3	0	61.6	24.0
1999 -2000	4.6	2.3	7.7	14.7	2.2	0	1.8	1.6	27.6	2.9	0	1.4	66.8	24.0
2000 -2001	1.8	3.8	2.8	7.6	48.1	0.8	4.5	31	47	0	0	0	147.4	16.2
2001 -2002	36.6	0.7	26.7	2	1.7	19.1	15.48	9.5	5.6	0	0	3.2	120.58	56.0
2002 -2003	49.3	22.7	98	64.2	135	32	10	49.8	22.71	0	0	2.33	486.04	24.0
2003 -2004	10.7	33.9	22.3	41.5	86.6	7.2	58	70.3	79.1	28.5	0	3.3	441.4	24.1
Moyenne	32.5	27.83	35.63	34.68	48.34	37.85	27.85	40.41	40.83	20.07	7.36	4.21	357.6	426.2

Annexe 03 : profil en long de la digue.

