

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

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE
-ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en hydraulique.

THEME

**ETUDE DU DIMENSIONNEMENT D'UN DEVERSOIR
À HAUSSES FUSIBLE DU BARRAGE KEF EDDIR
(W.TIPAZA)**

Présentée par :

Melle HAMBAREK HADJER

Devant le jury composé de

M. A. HADJ SADOK	M.C.A	Président
M. S. TOUMI	M.C.B	Examineur
M. M. BOUZIANE	M.A.A	Examineur
M. M. BOUKHELIFA	M.A.A	Examineur
M. M.K.MIHOUBI	Professeur	Promoteur

Septembre 2016

Dédicace

Je dédie ce simple travail avec respect à :



La plus belle mère dans ce monde ma mère RACHIDA qui m'a soutenu dans mon cursus et qui a tant sacrifié pour que je puisse terminer mes études et arriver à ce niveau d'étude elle été toujours avec moi est son rêve c'été que je termine mes étude et vola en fin J'ai réalisé son rêve



Ma deuxième mère chérie FADILA qui je l'aime beaucoup et son marie tentant MOHAMED



Ma chère tante FATIHA rabi yrhamha qui m'a aimée comme sa fille



Mes tantes ,Mes oncles et mes cousines en particulier BOUCHRA GOUGAM



Mes amis SARAH ,LINDA ,ASMA ,FARAH ,BACHIRA ,MANEL

Hadjer Hambarek

Remerciement :

Avant tout, je souhaite remercier Dieu qui m'a guidé durant tout mon cursus et ma vie et qui m'a donnée la chance et le courage d'arriver à ce niveau Elhamdulillah .

Je remercie mon professeur Monsieur Mustapha Kamel MIHOUBI pour sa contribution à l'élaboration de ce mémoire.

Je remercie le président et les membres du jury qui me feront L'honneur de juger mon travail.

Je voudrais aussi remercier l'ensemble des professeurs de l'ENSH

Un merci particulier à ma famille, à ma mère qui m'a permis de poursuivre mes études, et à tous mes amis.

Un remerciement particulier à : Ma cousine Bouchra et Mon amie FARAH
Et merci à tous les enseignants qui m'ont suivi durant mon cursus.

Merci à tous

Hambarek Hadjer

أصبحت الثروة المائية سلعة نادرة الحصول عليها إليها خاصة و انها في طريق الانخفاض بسبب ظاهرة الجفاف و تزايد عدد السكان وتضاؤل مواقع بناء السدود الجديدة. لكن كميات إضافية من الماء عن طريق رفع مستوى السدود القائمة يصاحبها ارتفاع في مستوى الماء. لهذا فان تثبيت الصمامات يزيد في مفيض السد. فهي حل المناسب . لأنها تسمح لتخزين كميات إضافية من الماء دون تغيير المستوى الأعلى للماء. وبالإضافة إلى ذلك، فإنها ضمان لأمن السد.

الكلمات المفتاحية: الروافع المنصهرة, خزان مياه , اشتداد,سد كاف الدير, السد,مصعب المياه .

Résumé

L'eau est devenue une denrée de moins en moins accessible et ses réserves continuent à baisser suite à la sécheresse, l'accroissement des populations et la raréfaction des nouveaux sites de construction de barrages. Or, une quantité d'eau supplémentaire par la surélévation des barrages existants s'accompagne d'une élévation du niveau des plus hautes eaux. Pour cela, l'installation des hausses fusibles sur le déversoir d'un barrage constitue une solution intéressante. Elle permet d'une part de stocker une quantité supplémentaire d'eau sans changement du niveau des plus hautes eaux. Et d'autre part, elle garantit une sécurité vis-à-vis des crues.

Mots clés : Hausses fusibles, surélévation, barrage, évacuateur de crue, retenue d'eau , Kef Eddir

Abstract

Water has become a commodity increasingly less and accessible water reserves continue to drop; due to the drought, growing populations and dwindling new construction of dam's sites. But additional water by the level of existing dams. For this installation fuses increases over the spillway of a dam is a interesting solution. As it allows to store additional water without changing the level of the highest water. In addition, they guarantee regarding flood safety.

Key Word : Fusegate , elevation, dam, spillway, water reservoir , Kef Eddir

Sommaire :

Introduction Générale

Chapitre I : Situation et Description du site d'Etude

Introduction	1
I.1 Situation géographique du site	1
I.2 Etude topographique	1
I.3 Etude Géologique et géotechnique	2
I.3.1 Géologie régionale	2
I.3.2 Caractéristique hydrogéologiques	4
I.3.3 Sismicité	5
I.3.4 Matériaux de construction	5
I.3.5 Reconnaissance in situ	7
I.3.6 Propriétés physiques et mécaniques des matériaux des fondations du barrage	8
I.4 Conclusion	12

Chapitre II : Etude Hydrologique

Introduction	13
II.1 Caractéristiques du bassin versant.....	13
II.1.1 Paramètres géométriques.....	13
II.1.2 Paramètres de forme	14
II.1.3 Paramètres du relief	15
II.1.4 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant	21
II.2 Végétation	26
II.3 Caractéristiques climatiques.....	26
II.3.1 La température	26
II.3.2 Humidité relative.....	27
II.3.3 Evaporation.....	27
II.3.4 Vitesse de vent.....	27
II.4 La pluviométrie	27
II.4.1 Stations et données disponibles.....	28
II.4.2 Pluie moyenne annuelle	28
II.4.3 Pluies maximales journalières	29
II.4.4 Ajustement des pluies maximales journalières	29
II.4.5 Pluies de courte durée I.D.F (courbes : Intensité-Durée-Fréquence)	32
II.5 Evaluation des apports liquides.....	35
II.5.1 Apports moyens interannuels.....	35
II.5.2 Répartition mensuelle de l'apport moyen.....	37
II.5.3 Caractéristiques de l'écoulement	37
II.6 Irrégularité des apports	39

II.6.1	Estimation fréquentielle des apports.....	39
II.6.2	Répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel.....	40
II.7	Les apports solides.....	40
II.8	Etude des crues.....	42
II.8.1	Détermination des débits maximum de la crue.....	43
II.8.2	Hydrogramme de crue.....	46
II.8.3	Choix de la crue de projet.....	49
II.9	Régularisation de l'écoulement.....	50
II.9.1	Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces».....	50
II.9.2	Répartition mensuelle de l'apport 80%.....	52
II.9.3	Répartition mensuelle des besoins en eau.....	52
II.9.4	Calcul du volume utile.....	53
II.10	Laminage des crues.....	55
II.11	Etude d'optimisation.....	60
II.11.1	La revanche.....	60
II.11.2	Tassement.....	61
II.11.3	Largeur en crête.....	61
II.11.4	Calcul des coûts.....	62
II.12	Conclusion.....	67

Chapitre III : Principe de conception et de dimensionnement d'une hausse fusible

	Introduction.....	68
III.1	Présentation des hausses fusibles.....	69
III.1.1	Description d'une hausse.....	69
III.1.2	Principe de fonctionnement des hausses fusibles.....	77
III.2	Critères et calcul de la Stabilité.....	80
III.2.1	Efforts intervenants dans la stabilité d'une hausse.....	81
III.2.2	Sécurité de fonctionnement.....	83
III.3	Dimensionnement des hausses fusibles.....	85
III.3.1	Performances hydrauliques des hausses fusibles.....	85
III.3.2	L'augmentation de la capacité de stockage.....	86
III.3.3	Hauteur des hausses.....	86
III.3.4	Le débit aval.....	87
III.3.5	Evacuation des hausses basculées.....	88
III.3.6	Entretien et maintenance.....	88
III.4	Sécurité : conditions normales et dégradées.....	89
III.4.1	Sécurité à l'aval.....	89
III.4.2	Risque de chute de hausse sans déversement.....	89

III.4.3	Risque de basculement simultané de plusieurs hausses.....	90
III.4.4	Entraînement de hausses.....	90
III.5	Facteurs extérieurs spécifiques à chaque ouvrage.....	90
III.6	Avantages des hausses fusibles.....	93
III.7	Conclusion	94

Chapitre IV : Dimensionnement d'une hausse fusible

Introduction

IV.1	Données de base	95
IV.1.1	Description des ouvrages	95
IV.1.2	Choix de type de la hausse fusible.....	96
IV.2	Dimensionnement de la hausse fusible	97
IV.2.1	Hauteur de dérasement	97
IV.2.2	Hauteur des hausses fusibles(H)	97
IV.2.3	Dimension de l'auge	97
IV.3	Calculs de stabilité.....	100
IV.3.1	Stabilité au renversement.....	100
IV.3.2	Stabilité au glissement.....	104
IV.4	Equipement de système.....	105
IV.5	Laminage de crue à seuil libre (sans hausse fusible)	105
IV.5.1	Données de base.....	105
IV.5.2	Principe de la méthode	105
IV.6	Séquences de basculements.....	108
IV.7	Laminage de crue à seuil équipé de hausse fusible.....	109
IV.7.1	Données de base.....	109
IV.8	Conclusion	111

Chapitre V : Organisation de chantier

Introduction	112
V.1 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier	112
V.1.1 Le maître de l'ouvrage	112
V.1.2 Le maître d'œuvre	113
V.1.3 L'entrepreneur	113
V.2 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise	113
V.2.1 Installations destinées au personnel	114
V.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux.....	114
V.2.3 Installations destinées à la réparation des engins	114
V.2.4 Installation destinée pour la préfabrication	114
V.3 Succession des opérations du chantier.....	114
V.4 Planification	115
V.4.1 Définition	115
V.4.2 Techniques de la planification	115
V.5 Différentes méthodes basées sur le réseau	116
V.5.1 Méthode du chemin critique : <i>Critical Path Method</i> (CPM)	116
V.5.2 Méthode <i>Program Evaluation and Review Technic</i> (P.E.R.T)	116
V.5.3 choix de la méthode de calcul	116
V.6 Conclusion	121

Conclusion Générale

Liste des tables

Liste des figures

Références bibliographiques

Annexe

Introduction Générale

En Algérie l'eau est une ressource de plus en plus précieuse la concurrence que se livrent l'agriculture, l'industrie et l'A.E.P pour avoir accès à des disponibilités limitées en eau grève d'ores et déjà les efforts de nombreux pays .dans l'Algérie du nord l'apport principal vient du ruissellement. Les eaux de surface sont stockées dans les barrages .en 2002, l'Algérie dispose de 52 grands barrages d'une capacité de 5.2 Milliard de m³ .le reste 7.3 Milliard se déversent directement dans la mer.

Le problème de l'eau aggravé ces dernières années par une sécheresse qui a touché l'ensemble du territoire de notre pays et qui montre combien il était nécessaire d'accorder la plus grande attention à l'eau .la question qui se pose quelle est la solution la plus fiable et économique pour ce problème?

Dans ce mémoire je propose une solution simple, économique et robuste pour augmenter la réserve de l'eau dans le barrage par la surélévation du seuil de barrage par le système des hausses fusibles.

Ce système permet un gain de stockage en assurant le passage des crues. Comme un fusible, elles fonctionnent par tout ou rien et elles doivent être remplacées après qu'elles aient rempli leur rôle.

L'originalité de ce dispositif est liée aux conditions de stabilité et basculement du fait que les hausses sont des éléments auto stables. Mais aussi à la forme labyrinthe de la crête, qui permet d'allonger la lame déversante et par la même d'augmenter le coefficient de débit.

Dans ce travail on présentera le dimensionnement des hausses fusibles pour la surélévation de l'évacuateur de crue pour le barrage de kef eddir dans le but d'augmenter la réserve de l'eau .

Liste des tableaux :

- Tableau N° I.1 : Représentation des Volumes minimums de matériaux disponibles pour la construction
- Tableau N° I.2 : localisation des sondages in situ
- Tableau N° I.3 : Les Propriétés physiques des matériaux
- Tableau N° I.4: Résultats des essais pressiométrique réalisés dans le sondage FP2.2
- Tableau N° I.5: Résultats des essais pressiométrique réalisés dans le sondage FP2.3
- Tableau N° I.6 : Récapitulatif des résultats des essais de pénétration standard réalisés dans le dépôt alluvionnaire
- Tableau N° I.7: Propriétés physiques des sols de fondation colluvionnaire et éluvionnaire du barrage
- Tableau N° I.8 : Résultats des essais de pénétration standard réalisent dans le dépôt colluvionnaire et éluvionnaire.
-
- Tableau N°II.1 : La répartition hypsométrique du bassin versant
- Tableau N° II.2 : Calcule de l'altitude moyenne du bassin versant
- Tableau N° II. 3: Calcule de indice pente roche I_p
- Tableau N°II.4: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief).
- Tableau N°II.5: Evaluation de la pente moyenne.
- Tableau N°II.6: Evaluation du profil en long.
- Tableau N°II.7: Tableau récapitulatif des caractéristiques hydro-morpho-métriques du bassin versant
- Tableau N°II.8: Répartitions mensuelles des températures
- Tableau N°II.9 : Répartition mensuelle de l'humidité relative
- Tableau N°II.10 : Répartition mensuelle de l'évaporation
- Tableau N°II.11 : Données disponibles des stations situées à proximité de la zone d'étude
- Tableau N°II.12: Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations
- Tableau N°II.13: Les caractéristiques pluviographiques de la région.
- Tableau N°II.14: Ajustement à la loi de GUMBEL
- Tableau N°II.15: Ajustement à la loi log normal
- Tableau N°II.16: Pluies de courtes durées et leurs intensités
- Tableau N° II.17 : Répartition mensuelle de l'apport moyen
- Tableau N° II.18: Répartition Fréquentielle des apportes.
- Tableau N° II.19: Répartition mensuelle de A80%
- Tableau N° II.20 : Débit maximum de Crue de Giandotti
- Tableau N° II.21 : Débit maximum de Crue de Sokolovsky
- Tableau N° II.22 : Débit maximum de Crue de Mallet-Gauthier
- Tableau N° II.23 : Débits maximum de Crue de Turraza
- Tableau N° II.24: Résultats de calcul du débit maximum de la crue.
-
- Tableau N° II.25: Les débits maximum trouvés par la méthode de Giandotti.
- Tableau N° II.26: Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour.
- Tableau N°II .27: Valeurs des crues de projet selon ANCOLD, 1986 (1)
- Tableau N° II.28 : Courbes topographiques et volumétriques
- Tableau N° II.29 : Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%
- Tableau N° II.30 : Répartition mensuelle des besoins en AEP ET AEI
- Tableau N° II.31: Tableau de Radkovitch $r = f$ (module spécifique) (3).
- Tableau N° II.32: Tableau récapitulatif

Tableau N° II.33 :	Données de départ:
Tableau N° II.34 :	Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue
Tableau N° II.35 :	Résultats de calculs de la méthode de Kotcherine
Tableau N° II.36 :	Récapitulatif du calcul de la revanche
Tableau N° II.37:	Calcul de la largeur en crête
Tableau N°II.38 :	Volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes
Tableau N° II.49 :	Cout de la digue pour les différentes largeurs
Tableau N° II .40 :	Cout du déversoir en fonction des largeurs déversantes
Tableau N° II.41 :	Récapitulatif des données
Tableau N° III.1:	La marge de basculement en fonction du rapport largeur/hauteur
Tableau N° IV.1 :	Les différentes dimensions des trois types de hausse fusible.
Tableau N° IV.2 :	Récapitulatif des résultats de dimension de l'auge
Tableau N° IV.3 :	Récapitulatif des résultats des surfaces et des volumes
Tableau N° IV.4 :	données de la courbe de débit déversant
Tableau N° IV.5 :	Calcul de débit laminé max
Tableau N° IV. 6:	Les niveaux de basculement des hausses
Tableau N° IV.7 :	données de la courbe de débit déversant avec hausses fusibles
Tableau N° IV.8:	Calcul de débit laminé max avec hausses fusibles
Tableau N° V.1 :	symboles des opérations

Listes des figures :

- Figure N°I.1 : Localisation du barrage Kef Eddir
Figure N°I.2 : Géologie régionale de site de barrage
Figure N°I.3 : Carte de zonage sismique du territoire national RPA99
Figure N°I.4 : Zone d'emprunt et carrière du barrage Kef eddir (source ANBT)
Figure N°I.5 : Courbes granulométries des matériaux alluvionnaires
- Figure N°II.1 : Délimitation du bassin versant du barrage kef eddir
Figure N°II.2 : Rectangle équivalent
Figure N°II.3 : Le bassin de l'Oued Damous en courbes de niveau
Figure N°II.4 : La répartition et courbe hypsométrique
Figure N°II.5 : Le réseau hydrographique du bassin versant
Figure N°II.6 : Profil en long
Figure N°II.7 : Localisation des stations pluviométrique(ANBT)
Figure N°II.8 : Ajustement à la loi de Gumbel
Figure N°II.9 : Ajustement à la loi log normal.
Figure N°II.10 : Courbes des pluies de courte durée
Figure N°II.11 : Courbes intensités, durées, fréquences.
Figure N°II.12 : Hydrogramme de crue
Figure N°II.13 : Courbe capacité –hauteur
Figure N°II.14 : Courbe surface –hauteur
Figure N°II.15 : Laminage de crue pour différentes largeurs du déversoir.
Figure N°II.16 : Courbes vf en fonction du q max et q laminé
Figure N°II.17 : Courbe d'optimisation en fonction de la largeur déversante
- Figure N°III.1 : Déversoir de hausse fusible barrage Ghribe (2)
Figure N°III.2 : Vue amont d'une hausse labyrinthe (3)
Figure N°III.3 : Vue aval d'une hausse labyrinthe (4) .
Figure N°III.4 : Hausse labyrinthe à forte lame déversante (5).
Figure N°III.5 : Hausse labyrinthe à lame déversante modérée (5).
Figure N°III.6 : Hausse labyrinthe à faible lame déversante (5).
Figure N°III.7 : Hausses à crête rectiligne (7).
Figure N°III.8 : Hausse droite en « L »
Figure N° III.9 : Type de hausses utilisées en fonction du rapport h/H (3).
Figure N° III.10 : Vue aval des hausses grand froid (3).
Figure N° III.11 : Schémas de fonctionnement des hausses rabattables (6).
Figure N° III.12 : Hausses posées sur un seuil en marche d'escalier (8)
Figure N° III.13 : Hausses en corolle sur un déversoir en tulipe Barrage de la Gouyre (9).
Figure N° III.14 : Vue de dessous d'une hausse (3)
Figure N° III.15 : Vue en amont d'une hausse montrant le lest
Figure N° III.16 : puits d'alimentation solidaire de la hausse (en acier) (2).
Figure N° III.17 : puits d'alimentation regroupés dans des chambres aménagées dans les bajoyers.
Figure N° III.18 : Deux hausses qui se partagent le même puits (6).
Figure N°III.19 : Coupe transversal d'une hausse fusible
Figure N°III.20 : Hausse fusible fonctionne comme un barrage (1).
Figure N° III.21 : Hausse fusible fonctionne comme un déversoir
Figure N°III.22 : Alimentation de la chambre de mise en pression
Figure N°III.23 : Basculement de la hausse (5)

- Figure N° III.24 : Système de forces agissant sur une hausse labyrinthe (6).
- Figure N° III.25 : Les différents débits transitant par la chambre de mise en pression (3).
- Figure N° III.26: Courbes de stabilité caractéristiques (cotes de sécurité) (3).
-
- Figure N° III.27: Coefficient de débit pour une hausse labyrinthe (5).
- Figure N° III.28: Coupe transversale d'un seuil équipé de hausse fusible (6).
- Figure N° III.29 : Hydrogramme du débit aval avec et sans hausses fusibles (5).
- Figure N° III.30 : Hausses fusibles sur le barrage de Khorobrovksaya (10)
- Figure N° III.31: Variation du niveau dans la retenue, la glace étant adhérente aux hausses (10).
- Figure N° IV.1: Schémas des différentes dimensions des parois de la hausse labyrinthe
- FigureN° IV.2 : La courbe de débits déversant
- FigureN° IV.3 : L'hydrogramme de crue de débits entrant et sortant
- FigureN° IV.4 : Courbe hauteur- capacité au Dessau du NNR'
- FigureN° IV.5 : Courbe de débit déversant avec hausses fusibles
- FigureN° IV.6 : L'hydrogramme de crue de débits entrant et sortant (avec hausses fusible)
-
- Figure N° V.1 : Le lien contractuel entre les acteurs traditionnels d'un chantier
- Figure N° V.2 : Diagramme de réseau à nœud pour les différentes opérations

Liste des planches :

- 1- vue en plan de l'aménagement
- 2- coupe géologique et profil en long de la digue
- 3- coupe transversal de la digue
- 4- profil et coupes transversales de l'évacuateur de crue
- 5- détails des hausses fusibles
- 6- coupe de la hausse fusible
- 7- calcul de la stabilité d'une hausse fusible
- 8- planning d'exécution des travaux

Introduction

Ce chapitre donne un aperçu sur l'étude de site, il vise la présentation du site du barrage ainsi l'exposé des différentes études ayant été menées à savoir l'étude topographique, géologique et les investigations géotechniques.

I.1 Situation géographique du site

Le barrage de Kef Eddir est situé sur l'Oued Damous dans la wilaya de Tipaza .la ville la plus proche est Damous, situé à environ 8, 3 km au nord du site du barrage

Les coordonnées du site du barrage en U.T.M sont :

$$X=379800\text{km} ; \quad Y=4037800\text{km} ; \quad Z=50\text{m} .$$

L'accès au site se fait à partir de la ville de Damous, par le chemin de wilaya CW-4 sur 8,4 km et par une petite piste qui passe par le village de Lazib. De la CW-4 au site, la piste fait moins de 1 km.

Le plan de situation de l'ouvrage est montré dans l'annexe N°I.1 (voir ANNEXE) Figure N°I.1.

I.2 Etude topographique

D'après l'étude topographique qui été réalisée sur le site de l'ouvrage et qui consiste en :

- un levé topographique au 1 : 1000 avec des courbes de niveaux aux 1 m a été réalisé dans la zone des ouvrages.
- La topographie au 1 : 5000 du réservoir avec des courbes de niveau au 5 m, a quant à elle, été obtenue par photo restitution après l'implantation de points de contrôle sur le terrain.

Le site du barrage se trouve dans une vallée ayant une plaine alluvionnaire d'environ 150 m de largeur et dont les niveaux varient entre 50 et 52 m.

L'appui gauche du barrage présente des pentes de 35° dans sa partie inférieure, de 55° dans sa partie médiane (entre les niveaux 67 m et 90 m) et de 40° dans sa partie supérieure. La pente moyenne de l'appui gauche est de 43°.

L'appui droit du barrage présente des inclinaisons plus douces que celles de l'appui gauche avec une pente moyenne de 23°. Les pentes de l'appui sont de 30° dans sa partie inférieure, de 15° dans sa partie médiane (entre les niveaux 58 m et 73 m) et de 28° dans sa partie supérieure.

I.3 Etude Géologique et géotechnique

Cette étude géologique a pour but d'identifier la géologie du site, de la cuvette et de l'axe du barrage et de définir les caractéristiques géologiques principales telle que la perméabilité et la stabilité de la fondation, de la digue et de la cuvette .d'autres part l'étude géologique et géotechnique nous a permet de localiser la zone d'emprunt des matériaux de construction.

I.3.1 Géologie régionale

L'âge des formations géologiques affleurant dans la région d'étude s'étend principalement du crétacé inférieur à l'actuel. Le bassin versant de l'oued Damous présente des formations du matériel marnocalcaire appartenant aux nappes telliennes glissant par l'effet gravitaire vers le sud.

Dans la zone côtière, les flysch sont présents sur les deux rives de l'oued Damous. Ils sont représentés par des dépôts hétérogènes comprenant notamment des argilites, des marnes, des grès et des conglomérats.

Les dépôts récents sont représentés par d'une part les alluvions anciennes, les colluvions et éluvions qui recouvrent les hautes terrasses du bassin versant et d'autre part, par les alluvions récentes qui occupent le lit de l'oued.

Un extrait de la carte géologique de la région est montré dans la annexe N° 1.2 (voir ANNEXE) Figure N°I.2.

➤ Lithologie dans le réservoir et à l'endroit des ouvrages

La lithologie dominante de la région est de la marne argileuse gris foncé avec localement des lits calcaireux donnant un aspect plus massif au rocher en affleurement. Généralement, les marnes sont très fracturées dû à un tectonisme régional intense, altérées et désagrégées en surface.

Dans le pourtour du réservoir, les marnes affleurent le long des berges, surtout dans les zones d'érosion, et dans la partie amont du réservoir, de minces lits gréseux apparaissent dans la masse rocheuse.

La plaine de l'oued, d'une largeur d'une centaine de mètres à plus de un kilomètre, est constituée d'alluvions récentes et de terrasses alluvionnaires.

Les alluvions récentes se retrouvent essentiellement dans le lit actif de l'oued, c'est-à-dire la zone active de transport et recouvert par l'eau durant les crues annuelles. Les matériaux constituant ces alluvions sont particulièrement grossiers dû au régime torrentiel de l'oued et consistent en du sable et gravier avec trace de silt et argile avec cailloux et blocs en quantité variable jusqu'à 50 %. Généralement, ce dépôt est stratifié avec des horizons de granulométries plus fines. Dû à la forte turbidité de l'eau durant les crues, les alluvions récentes montrent des traces de silt et argile et quelquefois en minces lits d'ordre centimétrique.

Les alluvions anciennes consistent essentiellement en des graviers, cailloux et blocs arrondis dans une matrice silteuse et argileuse dû à l'altération de la fraction sableuse.

Les colluvions, consistent en un matériau constitué de silt et d'argile avec du sable gravier et cailloux angulaires à subangulaires et des blocs dans des proportions variables.

Ces matériaux se retrouvent partout dans la région du réservoir à cause de la présence des marnes qui, de par leur nature argileuse, sont très fissurées et altérées par un processus d'éluviation. Ce processus consiste en une altération du rocher par les eaux d'infiltration par entraînement vers le bas des substances solubles donnant un horizon éluvial constitué majoritairement d'argile et le pourcentage d'éléments grossiers croît avec la proximité du rocher. À cause du ruissellement, la partie fine (sable, silt et argile) des colluvions est entraînée au pied des pentes laissant des pavages de gravier et cailloux sur les talus, observé surtout en rive gauche dans l'axe du barrage.

➤ Stratigraphie au site du barrage

♦ Lit de l'oued

La coupe stratigraphique montre que le lit de l'oued a une largeur d'environ 150 m. L'épaisseur maximale du dépôt alluvionnaire récent est de l'ordre de 24 m. L'épaisseur du dépôt est plus grande au pied de l'appui gauche, au voisinage du forage F2.3, que celui de l'appui droit, au voisinage du forage F2.1.

Les alluvions sont composées dans la partie supérieure du dépôt, jusqu'à une profondeur variant entre 1,5 et 3,5 m, d'un limon sableux et graveleux avec un peu d'argile, de compacité moyenne. En profondeur, les alluvions sont composées de sable graveleux à du gravier sableux de compacité moyenne à très dense. Au voisinage du socle rocheux, le pourcentage des cailloux interceptés dans les sondages devient de plus en plus important.

Sous le dépôt alluvionnaire, le socle rocheux, qui consiste en une marne fissurée, a été rencontré. La marne altérée est fissurée sur une profondeur de 16 à 18 m. Par la suite, elle devient plus saine.

♦ Rive gauche

L'appui gauche du barrage présente une couverture végétale constituée d'arbustes clairsemés dont une bonne partie a subi un incendie récemment.

Une couche mince d'éluvions de très faible épaisseur recouvre par endroit la surface. La roche, une marne altérée, est affleurant dans la majeure partie de la rive. Elle est représentée dans la zone de l'axe par des marnes altérées. Au pied de l'appui, se trouve une couche de colluvion d'environ 3,6 m d'épaisseur.

♦ Rive droite

La couverture végétale de cette rive est constituée d'arbustes et de buissons clairsemés. Entre les niveaux 50 m et 74 m, un dépôt colluvionnaire de 1,0 m à 6,5 m d'épaisseur a été

rencontré sur la rive droite. Les colluvions sont composées en général d'une argile limoneuse à une argile sableuse avec un peu de gravier à graveleuse.

Des alluvions anciennes ont aussi été rencontrées localement (sondages PU-18 et F2.4) et consistent en du gravier, cailloux et blocs arrondis dans une matrice sableuse et argileuse.

Dans la partie supérieure de la rive droite, un dépôt éluvionnaire de 1,5 m à 11,5 m a été intercepté sous le dépôt colluvionnaire. Les éluvions consistent en une argile limoneuse à un limon argileux avec un peu de sable à sableux et des traces de gravier à graveleux.

Sous les dépôts éluvionnaire et colluvionnaire, la roche marneuse a été rencontrée dans forages F2.4, F2.5 et F2.13, exécutés à proximité de l'axe du barrage en rive droite.

L'appui droit est traversé par un thalweg escarpé dont la profondeur augmente en allant vers l'oued. La roche est affleurant tout au long du thalweg.

I.3.2 Caractéristique hydrogéologiques

➤ Niveaux de l'eau souterraine

Les niveaux d'eau relevés entre juillet et novembre 2001 ainsi qu'entre mars et mai 2002 dans le lit de l'oued (tubes ouverts installés dans les forages F2.2, F2.3, F2.7, F2.8 F2.9, F2.11 et F2.12) varient entre 0,88 m et 6,86 m de profondeur (élévations 48,13 m et 43,68 m).

En rive gauche, un tube ouvert a été installé dans le forage F2.6. Les niveaux d'eau mesurés varient entre 2,7 m et 36,0 m de profondeur. Cette variation est jugée excessive et doit faire l'objet d'un suivi des mesures ultérieures des niveaux d'eau.

En rive droite, un tube ouvert a été installé dans le forage F2.4. L'eau n'a pas été interceptée même à de grandes profondeurs (75 m, élévation 30,28 m), les tubes étaient à sec.

À la lumière de ces résultats, le niveau de l'eau souterraine dans le lit de l'oued peut être intercepté en surface alors que celui de la rive droite est profond.

➤ Essais de perméabilité

Les essais de perméabilité qui ont été effectués dans le cadre de la campagne d'exploration sont :

- l'essai d'eau Lugeon dans la formation rocheuse,
- l'essai d'eau Lefranc dans le dépôt alluvionnaire.
- ♦ Perméabilité du dépôt alluvionnaire

Au total, trente-six (36) essais de perméabilité Lefranc ont été réalisés dans cette formation.

La perméabilité des matériaux alluvionnaires granulaires, varie entre $7,4 \times 10^{-3}$ cm/s et $7,1 \times 10^{-1}$ cm/s avec une moyenne de l'ordre de $2,0 \times 10^{-1}$ cm/s. Cette perméabilité est jugée importante et montre le caractère très perméable de la fondation.

♦ Perméabilité de la roche marneuse

Cent (100) essais de perméabilité Lugeon ont été exécutés dans la roche marneuse dans tous les forages à l'exception des forages F2.7, F2.15, F.16 et F.2.17.

Les valeurs obtenues de la perméabilité varient entre $8,2 \times 10^{-6}$ cm/s et $3,0 \times 10^{-4}$ cm/s avec une moyenne de l'ordre de $1,5 \times 10^{-4}$ cm/s.

La perméabilité de la marne ne varie pas beaucoup, mettant en évidence l'homogénéité relative de cette roche, la marne est une roche relativement peu perméable (10^{-4} cm/s) et ne nécessiterait pas de grands travaux d'injection pour descendre sa perméabilité à 10^{-5} cm/s qui est le critère retenu pour l'imperméabilité de la fondation du barrage.

♦ Perméabilité du réservoir

La carte de la géologie de surface montre que la roche présente dans le réservoir est de La manie. Les hautes terrasses et les versants de faible pente sont quant à eux recouverts de colluvions et d'éluvions de nature argileuse alors que le lit de l'oued est occupé par des alluvions récentes qui sont très perméables. La marne est de faible perméabilité.

I.3.3 Sismicité

A partir de la Carte d'intensité des séismes maximums survenus en Algérie de 1716 à 1989 selon CRAAG 1994, Le site du barrage est situé dans une région qui figure parmi les zones les plus sismiques de l'Algérie (classé en zone 3 selon le RPA), ou de nombreux séismes de forte intensité ont été observés par le passé, La région d'étude se trouve dans une région tectonique active. Qui signifié la forte vulnérabilité vis-à-vis de l'aléa sismique.

Sur la carte dans l'annexe N°I.3 (voir ANNEXE) Figure N°I.3.

. Il est défini 4 zones sismiques classées comme suite :

- 1)- Zone 0 : sismicité négligeable ;
- 2)- Zone 1 : sismicité faible ;
- 3)- Zone 2 : sismicité moyenne ;
- 4)- Zone 3 : sismicité élevée.

I.3.4 Matériaux de construction

➤ Zone 1 : Noyaux argileux

Les sites présentant le plus de potentiel pour la production des matériaux argileux se trouvent juste en amont de l'axe du barrage, en rive gauche et en rive droite, tel que montré à la figure 1.2 Les blocs de plus de 300 mm de diamètre doivent être enlevés des bancs d'emprunt argileux lors de l'exploitation dans le dépôt même. Dans le cas où le pourcentage

des blocs hors grosseur n'excède pas trois (3) % en volume, ils peuvent être enlevés sur le remblai.

Par ailleurs, les surfaces décapées du banc d'emprunt doivent être inclinées pour faciliter le drainage selon une pente compatible avec les contours naturels du terrain de sorte que les eaux de ruissellement ne forment pas de flaques et se drainent facilement à l'aide de fossés hors du dépôt, sans s'infiltrer dans le matériau d'emprunt sous-jacent.

➤ Zone 2 A : Sable pour le filtre

Des zones potentielles pour la production du sable ont été rencontrées en amont et en aval de l'axe du barrage, tel que montré à la figure 1.2. Ces zones respectent les critères de filtre.

➤ Zone 2B : Transition

Les granulats de transition peuvent être produits par traitement du TVO. La dimension maximale des granulats de transition est 100 mm

Un matériel de concassage, de séparation, de tamisage et d'homogénéisation de matériaux granulaires peut être utilisé pour obtenir les caractéristiques granulométriques requises.

➤ Zone 3A : Recharge

Les recharges du barrage seront réalisées à partir des matériaux alluvionnaires bruts du lit de l'oued. Les quantités disponibles sont très importantes et couvrent largement les besoins du projet.

Il faut toutefois prévoir que les matériaux alluvionnaires seront excavés en amont du barrage avant la construction du batardeau amont.

Les matériaux doivent être excavés sur des fronts d'attaque aussi escarpés que possible dans le but de bien mélanger les différentes couches de matériaux dans chaque zone d'exploitation. Cependant, la hauteur des fronts doit tenir compte de la concentration possible de matériaux grossiers par éboulis au pied des fronts d'attaque.

➤ Zones 3C et 4 : Coussin de perré et perré

L'encrochement de protection du barrage zone 4 peut être récupéré, soit de la zone d'emprunt d'argile situé en rive gauche dans la cuvette, soit de la zone de glissement situé au voisinage de l'axe 1.

Le poids maximal et minimal du perré est respectivement de 575 kg et 20 kg. Lors de l'exploitation de la carrière d'encrochement, les blocs non requis pour les travaux doivent être mis à l'intérieur d'une aire de stockage pour une utilisation ultérieure. Ils pourront aussi être utilisés tels qu'ils sont ou concassés pour obtenir les calibres de pierre requis pour la construction des remblais.

Les volumes minimums des matériaux disponibles pour la construction, retenus pour le Barrage de Kef-Eddir, sont donnés au tableau N° I.1.

Tableau N° I.1 : Représentation des Volumes minimums de matériaux disponibles pour la construction

Matériaux	Volume (m3)
Noyau : matériaux colluvionnaires	800 000
Filtre et sable à béton	280 000
Transition : TVO traité	285 000
Recharge : TVO tout-venant	5 820 000
Perré et coussin de perré : enrochement	250 000
Agrégats à béton (carrière ou TVO)	130000

La zone d'emprunt est présente dans l'annexe N°I.4(voir ANNEXE) Figure N°I.4.

I.3.5 Reconnaissance in situ

Dans la zone du site du barrage on a réalisé des sondages de reconnaissance verticaux carottés de profondeur de 10 à 75 m chacune ont été exécutés comme indique le tableau suivant.

Tableau N° I.2 : localisation des sondages in situ

Localisation	Sondage N°	Profondeur (m)
Axe du barrage	PU6	3.8
	PU14	3.85
	PU17	3.2
	PU12	1.8
	PU11	3
	PU9	2.75
	PU10	4.9
	F2-4	75
	F2-8	54.4
	F2-1	45
	F2-2	45
	F2-13	24
	F2-3	54
	F2-6	45
Axe de galerie de dérivation	PU31	1.9
	PU23	4.10
	F2-7	26
	F2-1	45
	F2-10	30
Axe de l'évacuateur de	PU5	3.75
	PU14	3.85
	PU15	3.7
	PU23	4.14
	PU17	7.84
	PU22	5.2
	F2-14	19

crues	F2-13	24
	F2-4	75
	F2-15	24
	F2-16	24
	F2-17	10

I.3.6 Propriétés physiques et mécaniques des matériaux des fondations du barrage

➤ Propriétés physiques

Sept (7) analyses granulométriques par tamisage et lavage au tamis 80 µm ont été réalisées sur des échantillons représentatifs prélevés dans les puits d'explorations PU-7, PU-8, PU-9, PU-10 et PU-28. Ils ont été exécutés dans la fondation alluvionnaire du barrage à l'exception du puits PU-28, réalisé plus en aval. Les sondages ont atteint des profondeurs variant entre 2,75 m et 4,90 m. Les composantes des matériaux sont définies selon le système de classification (USCS). Les résultats des analyses granulométriques sont présentés dans l'annexe N°I.5 (voir ANNEXE) Figure N°I.5.

Les Propriétés physiques des matériaux sont données dans le Tableau I.3

Tableau I.3 : Les Propriétés physiques des matériaux

Composantes	Pourcentage
Gravier (5 à 80 mm)	40 – 89 %
Sable (80 µm à 5 mm)	6 – 48 %
Limon (particules < 80 µm)	0 – 10 %

Selon l'USCS, les matériaux sont classés GW et GP-GM.

Une seule teneur en eau naturelle W_n de 11, 2 % a été mesurée dans le puits d'exploration PU-10, entre 2,3 et 3,4 m de profondeur.

➤ Propriétés mécaniques

- ♦ Pression limite P_i et module pressiométrique E_M

La Pression limite P_i et le module pressiométrique E_M ont été mesurés dans les sondages pressiométriques FP2.2 et FP2.3, localisés dans le lit de l'oued. Les résultats des essais pressiométriques réalisés dans les sondages FP2.2 et FP2.3 représenter dans les tableaux ci-après.

Tableau N° I.4: Résultats des essais pressiométrique réalisés dans le sondage FP2.2

Profondeur (m)	Type de sol ou de roc	Pression limite P_i (kg/cm ²)	Module pressiométrique E_M (kg/cm ²)	E_M / P_i
1,5	Alluvion			
3	Alluvion			
4,5	Alluvion			
6	Alluvion			
15	Alluvion	19,55	82.72	4.23
17	Alluvion	15,40	60.60	3.94
21,5	Marne	11	199.71	18.166

25	Marne	13,11	202 .50	15.45
29	Marne	14,14	131.55	9.30
33	Marne	13	234,34	18.03
35	Marne	15,13	123.87	8.19

Tableau N° I.5: Résultats des essais pressiométrique réalisés dans le sondage FP2.3

Profondeur (m)	Type de sol ou de roc	Pression limite P_i (kg/cm ²)	Module pressiométrique E_M (kg/cm ²)	E_M/ P_i
1.5	Alluvion	6 .56	177.23	27.02
3	Alluvion	6.44	220.27	34.20
4 .5	Alluvion	8.76	181.20	20.68
6	Alluvion	10.51	748.72	71.24
7.5	Alluvion	10.83	323.33	29.86
9	Alluvion	16.92	41.79	2.47
10.5	Alluvion	5.05	7.81	1.55
16	Marne			
18	Marne			
23	Marne	23.83	150.13	6.58
25	Marne	19.72	126.28	6.40
31	Marne			
34	Marne			

♦ Compacité

L'indice de pénétration standard N a été mesuré dans les forages F22, F2.3, F2,8, F2.11 et F2.1 les résultats des essais de pénétrions standard réalisée dans le dépôt alluvionnaire sont représentées dans le tableau 1.6

Tableau N° I.6 : récapitulatif des résultats des essais de pénétration standard réalisés dans le dépôt alluvionnaire

Localisation	sondage	Profondeur(m)	Type de sol	Indice de pénétration (N)
	F ₂₋₂	1.5-2	Alluvion	3
		3-3.5	Alluvion	10
		4.5-5	Alluvion	15
		6-6.5	Alluvion	12
		7.5-8	Alluvion	>50
	F ₂₋₈	1.5-2	Alluvion	38
		3-3.5	Alluvion	19
		4.5-5	Alluvion	19
		6-6.5	Alluvion	50>
		7.5-8	Alluvion	50>
		9.-9.5	Alluvion	50>
		10.5-11	Alluvion	50>
		12-12.5	Alluvion	50>
		13.5-14	Alluvion	50>
		15-15.5	Alluvion	50>

Lit de l'oued		16.5-17	Alluvion	50>
		18-18.5	Alluvion	50>
	F ₂₋₁₁	1.5-2	Alluvion	19
		3-3.5	Alluvion	36
		4.5-5	Alluvion	34
		6-6.5	Alluvion	18
		7.5-8	Alluvion	35
		9.-9.5	Alluvion	38
		10.5-11	Alluvion	24
		12-12.5	Alluvion	16
		13.5-14	Alluvion	17
		15.2-15.7	Alluvion	42
	F ₂₋₁₂	1.5-2	Alluvion	15
		3-3.5	Alluvion	15
		4.5-5	Alluvion	36
		6-6.5	Alluvion	27
		7.5-8	Alluvion	34
		9.-9.5	Alluvion	21
		10.5-11	Alluvion	31
12-12.5		Alluvion	59	
13.5-14	Alluvion	27		
F ₂₋₃	12-12.45	Alluvion	22	

♦ Dépôts colluvionnaire et éluvionnaire

a) Propriétés physiques

Les paramètres physiques des matériaux colluvionnaires et éluvionnaires sont représentés dans le tableau N°1.7

Tableau N° I.7: Propriétés physiques des sols de fondation colluvionnaire et éluvionnaire du barrage

Propriétés	Colluvions		Éluvions	
	Écart	Moy	Écart	Moy
Particules < 80 µn (%)	42-74	59	53-90	73
Teneur en eau naturelle W _n (%)	9-19	14	11-21	15
Limite de liquidité W _L (%)	48-64	55	34-64	52
Limite de plasticité W _p (%)	23-37	26	18-31	27
Indice de plasticité I _p (%) (Classification selon USCS)	18%SC 28%CH 36%CL 18%GC	29	16-23 46%CH 46%CL 8%CL-ML	25

b) Consistance

L'indice de pénétration standard N a été mesuré dans les forages F2.4, F2.5, F2.10, F2.13, F2.14 et F2.15. Les résultats des essais de pénétration standard réalisée dans le dépôt colluvionnaire et éluvionnaire sont représentés dans le tableau N1.8.

Tableau N° I.8 : Résultats des essais de pénétration standard réalisés dans le dépôt colluvionnaire et éluvionnaire.

Localisation	Sondages	Profondeur(m)	Type de sol	Indice de pénétration
Rive droite	F _{2.4} F _{2.5}	1.5-2	Colluvion	30
		3-3.5	Colluvion	50
		9-10.5	Colluvion	>50
		1.5-2	Colluvion	41
		3-3.5	Colluvion	23
		4.5-5	Colluvion	25
		6-6.5	Colluvion	Refus
	F _{2.10}	1.5-2	Colluvion	20
		3-3.5	Alluvion	21
		4.5-5	Eluvion	Refus
	F _{2.13}	1.5-2	Colluvion	46
		3-3.5	Colluvion	54
		4.5-5	Colluvion	62
		6-6.5	Eluvion	57
		7.5-8	Eluvion	76
		9-9.5	Eluvion	96
		10.5-11	Eluvion	68
		12-12.5	Eluvion	59
		13.5-14	Eluvion	49
		15-15.5	Eluvion	40
	16.5-16.8	Eluvion	Refus	
	F _{2.14}	1.5-2	Colluvion	Refus
		3-3.5	Colluvion	Refus
		4.5-5	Colluvion	Refus
		6-6.5	Colluvion	65
		7.5-8	Colluvion	17
		9-9.5	Colluvion	66
		10.5-11	Colluvion	34
	F _{2.15}	1.5-2	Colluvion	33
		3-3.5	Colluvion	21
4-4.5		Colluvion	23	
6-6.5		Eluvion	23	
7.5-8		Eluvion	31	
9.4-9.9		Eluvion	50	
10.5-10.9		Eluvion	78	
12-12.5		Eluvion	55	
13.5-14		Eluvion	48	

I.4 CONCLUSION :

L'étude préliminaire suivant les volets topographique, géologique et géotechnique revête d'une importance capitale dans le choix du site du barrage et aussi de pouvoir mesurer les conditions et possibilité de réalisation du projet.

Après la lumière des résultats de ces études, il est possible de dégager le meilleur site pour le projet de l'aménagement de Kef Eddir selon les critères technico-économique

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 tels que les débits des crues, les apports du bassin versant (apports liquides et solide) qui constituent la base de dimensionnement des ouvrages constituant l'aménagement.

Dans le présent chapitre, nous allons refaire les calculs hydrologiques en se basant sur une nouvelle série pluviométrique plus longue que celle utilisée dans l'étude de faisabilité.

II.1 Caractéristiques du bassin versant

Les caractéristiques physiques et hydrologiques ont été calculées à partir des relevés topographiques de la carte d'Etat-major de Ain Defla et Tenes, Echelle 1/50000

II.1.1 Paramètres géométriques

La délimitation du bassin versant est effectuée à l'aide du logiciel de DAO sur la carte d'état-major échelle 1/50000 on a obtenu les résultats suivantes :

- Surface du bassin versant est de 482 Km²
- Périmètre du bassin versant est de 122 Km
- La longueur du thalweg principale est de 43Km

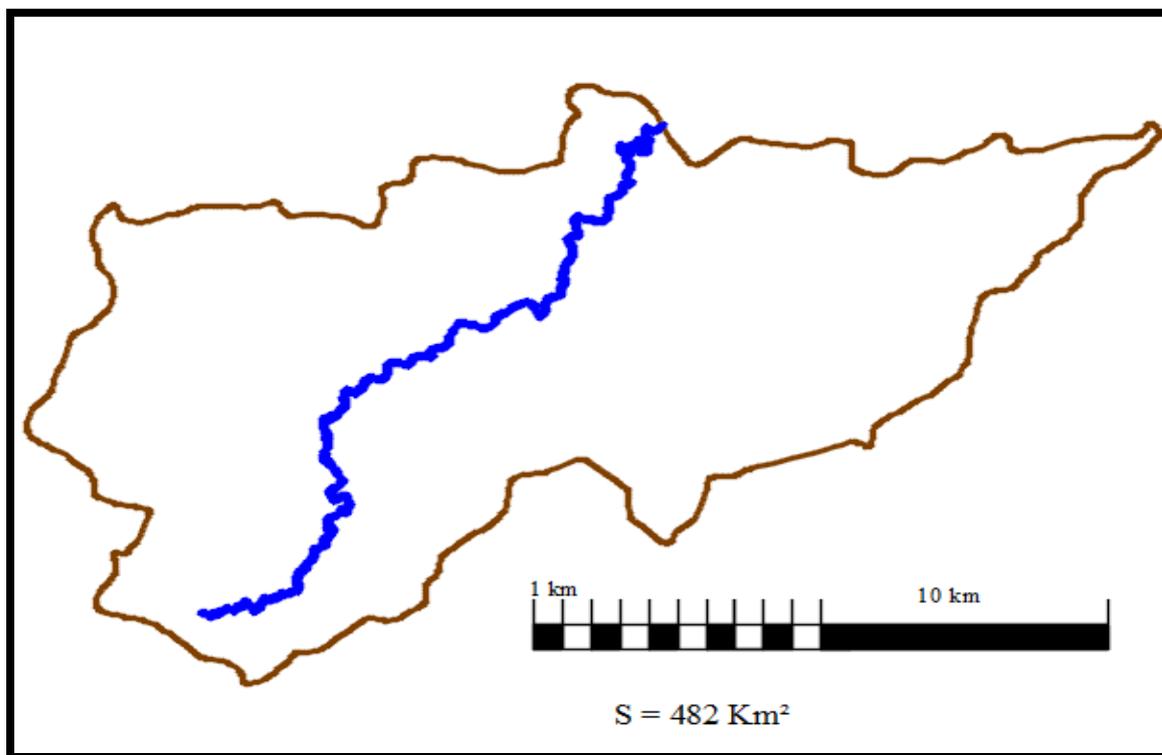


Figure N°II.1 : Délimitation du bassin versant du barrage Kef Eddir

II.1.2 Paramètres de forme

➤ Indice de compacité de Gravelius "Kc"

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

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

$$Kc = \frac{\text{Périmètre } P \text{ du bassin versant}}{\text{Périmètre } P' \text{ du cercle de même superficie}} \dots\dots\dots(\text{II. 1})$$

On a: $A = \pi \times R^2 \Rightarrow R = \sqrt{\frac{S}{\pi}}$

Avec:

S= la surface du bassin versant en (Km²).

R= rayon (km).

On a aussi: $P' = 2\pi R \Rightarrow P' = 2\pi\sqrt{S/\pi} = 2\sqrt{\pi \times S}$

$$Kc = \frac{P}{P'} = \frac{P}{2\sqrt{\pi \times S}} \Rightarrow Kc = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}}$$

AN:

$Kc = 1,56$

On a $Kc > 1.128$ alors notre bassin est allongé.

➤ Coefficient d'allongement

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$$Ca = \frac{L^2}{S} \dots\dots\dots(\text{II.2})$$

Avec :

L : la longueur du talweg principal. L = 43 Km

S : la superficie du bassin versant. S = 482 Km²

AN :

$Ca = 3,84$

➤ Rectangle équivalent

C'est la transformation du bassin versant en un rectangle de longueur L et de largeur l et de même surface, ceci permet la comparaison entre les bassins versant de point de vue influence de la forme sur l'écoulement.

La longueur (L) :

$$L = \frac{Kc \times \sqrt{S}}{1.128} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{Kc} \right)^2} \right] \dots \dots \dots (II. 3)$$

La largeur (l) :

$$l = \frac{Kc \times \sqrt{S}}{1.128} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{Kc} \right)^2} \right] \dots \dots \dots (II. 4)$$

Avec:

L : Longueur du rectangle équivalent (Km).

l : Largeur du rectangle équivalent (Km).

S : Surface du bassin versant (Km²).

Kc : Indice de compacité de GRAVILIUS.

AN:

$L = 51,34 \text{ km}$

$l = 9,39 \text{ km}$

Le rectangle équivalent est présenté en annexe II.1 par la figure N°II.2.

II.1.3 Paramètres du relief

Le relief joue un rôle important sur le régime de l'écoulement. Il est indiqué par les courbes de niveau et est caractérisé par la courbe hypsométrique.

➤ Courbe hypsométrique

Pour estimer ces paramètres on doit présenter la répartition hypsométrique après le calcul des aires partielles comprises entre les courbes de niveau maîtresses et les différentes cotes à l'aide de «DAO».

Le bassin de l'Oued Damous en courbes de niveau est donné dans la Figure N°II.3.

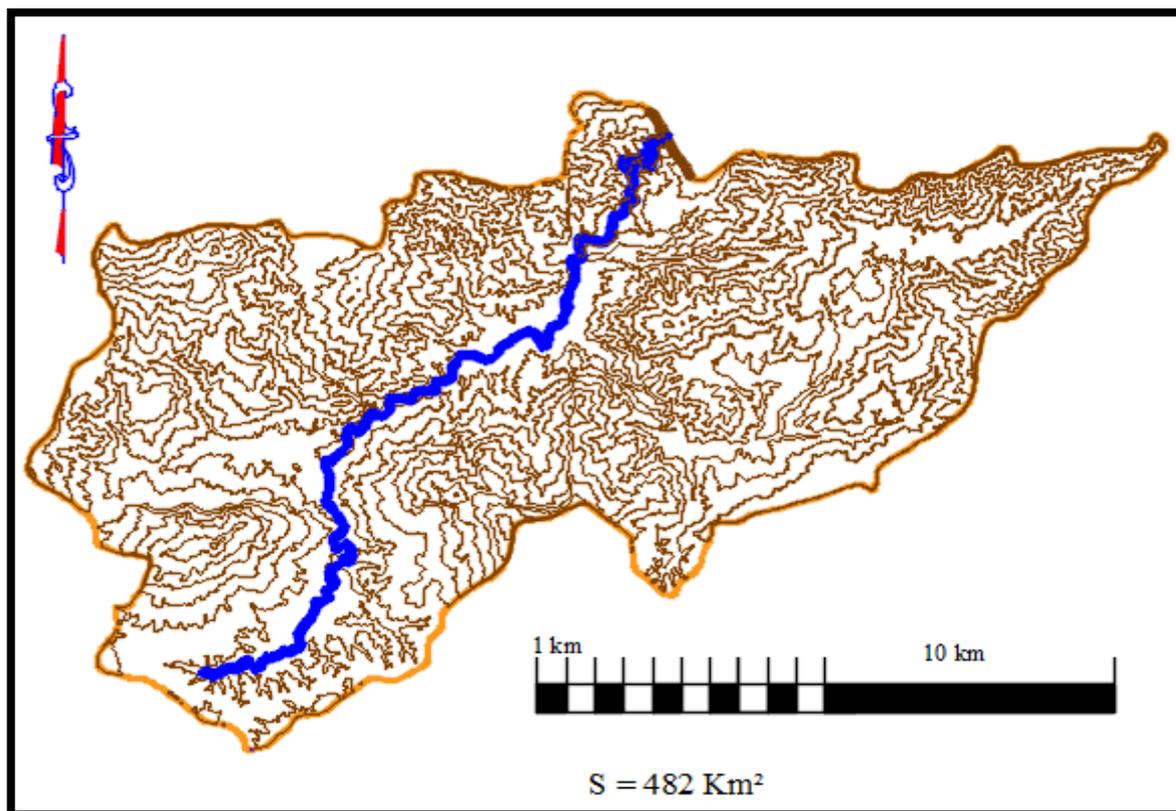


Figure N°II.3 : courbes de niveau du bassin de l’Oued Damous

La répartition hypsométrique du bassin est donnée dans le tableau ci-après :

Tableau N°II.1 : La répartition hypsométrique du bassin versant

Altitude (m)	S_i (km ²)	H_i (m)	S_i (%)	$S_{i \text{ cumulé}}$ (%)
1100-1152	0,5800	52	0,12035625	0,12035625
1000-1100	3,6976	100	0,76729182	0,88764807
900-1000	9,1739	100	1,90368305	2,79133111
800-900	17,1468	100	3,55814566	6,34947677
700-800	34,6535	100	7,19097444	13,5404512
600-700	60,5245	100	12,5594856	26,0999368
500-600	85,4289	100	17,7274168	43,8273535
400-500	130,6179	100	27,1046209	70,9319744
300-400	66,9676	100	13,8964982	84,8284726
200-300	47,4247	100	9,84113598	94,6696086
100-200	21,7595	100	4,51533058	99,1849392
49-100	3,9278	51	0,8150608	100

La répartition et courbe hypsométrique est en Annexe II.2 la figure N°II.4.

➤ Altitude moyenne du bassin versant

Elle est déterminée par la somme du produit des surfaces partielles S_i comprises entre les courbes de niveau, et des altitudes moyennes correspondantes H_i .

- Analytiquement

L'altitude moyenne du bassin versant est calculée par l'expression suivante :

$$H_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i H_i}{S} \dots\dots\dots (II.5)$$

Où : S_i : Superficie partielle comprise entre 2 courbes de niveau consécutives en (Km²).

H_i : Altitude moyenne correspondante en (m).

S : Superficie totale du bassin versant en (m) .

Tableau II.2 : Calcule de l'altitude moyenne du bassin versant

$S_i(\text{km}^2)$	$H_i(\text{m})$	$S_i * H_i$
0,58	1126	653,08
3,6976	1050	3882,48
9,1739	950	8715,205
17,1468	850	14574,78
34,6535	750	25990,125
60,5245	650	39340,925
85,4289	550	46985,895
130,6179	450	58778,055
66,9676	350	23438,66
47,4247	250	11856,175
21,7595	150	3263,925
3,9278	74,5	292,6211
Somme		237771,926

AN :

$H_{Moy} = 493,30\text{m}$

- Graphiquement

Sur la courbe hypsométrique, l'altitude médiane ou $H_{50\%}$ est déterminée :

$$H_{50\%} = 479\text{m}$$

➤ Indice de pente globale

Cet indice est déterminé par la formule suivante:

$$I_g = \frac{D}{L} \dots \dots \dots (\text{II.6})$$

Avec:

$$D = H_{5\%} - H_{95\%}$$

$$H_{5\%} = 820 \text{ m}$$

$$H_{95\%} = 198\text{m}$$

$$D = 622 \text{ m}$$

L : la longueur du rectangle équivalent

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{622}{51,34} = 12,12\text{m/km}$$

$$I_g = 1,21\%$$

➤ Indice de pente moyenne I_{pm}

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

$$I_{pm} = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} \dots \dots \dots (\text{II.7})$$

Avec :

$$H_{\max} = 1152\text{m NGA.}$$

$$H_{\min} = 49\text{m NGA.}$$

$$I_{pm} = 2,15\%$$

➤ Indice de pente de Roche I_p

I_p est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau H_i est H_{i-1} . il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i D_i} \dots\dots\dots (II.8)$$

L : longueur de rectangle équivalent (m)

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

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Tableau II. 3: calcul de indice pente roche Ip

Altitude (m)	D _i =H _i -H _{i-1} (m)	S _i (Km ²)	A _i = S _i /S (%)	$\sqrt{A_i D_i}$
1100-1152	52	0,5800	0,12035625	2,50170438
1000-1100	100	3,6976	0,76729182	8,75951951
900-1000	100	9,1739	1,90368305	13,7974021
800-900	100	17,1468	3,55814566	18,8630476
700-800	100	34,6535	7,19097444	26,8159923
600-700	100	60,5245	12,5594856	35,4393645
500-600	100	85,4289	17,7274168	42,103939
400-500	100	130,6179	27,1046209	52,0620984
300-400	100	66,9676	13,8964982	37,2780072
200-300	100	47,4247	9,84113598	31,3705849
100-200	100	21,7595	4,51533058	21,2493072
49-100	51	3,9278	0,8150608	6,44733284
Somme		481,9027	100	296,6883

Ip =1,31%

➤ Dénivelée spécifique

Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes, d'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M appliquée à tout le bassin quel que soit sa surface. Elle est donnée par la formule :

$$Ds = Ig \sqrt{S} \dots\dots\dots (II.9)$$

$$D_s = 265,65m$$

Tableau N°II.4: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief).

Relief		D _s
1	Très fort	<10
2	Faible	25
3	Assez faible	50
4	Modéré	100
5	Assez modéré	250
6	Fort	500
7	Très fort	>500

Dans notre cas le relief est fort.

➤ Pente moyenne du bassin versant

$$I_{moy} = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{\bar{S}} \dots\dots\dots (II.10)$$

ΔH :dénivelés entre deux courbes de niveaux successives .

$L_1L_2\dots L_n$: les longueurs des courbes de niveaux (Km).

S : superficie du bassin versant (Km²).

Les résultats des mesures sont présentés dans le tableau (II.4).

Tableau N°II.5:Evaluation de la pente moyenne.

N°	Courbes	ΔH	Longueur(m)
1	1100	100	3,059
2	1000		10,449
3	900		38,853
4	800		81,113
5	700		168,784
6	600		267,069

7	500		330,851
8	400		355,959
9	300		211,037
10	200		113,59
11	100		26,092

AN :

la pente moyenne de bassin est :

$I_{\text{moy}} = 330,348 \text{ m/km}$

II.1.4 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant

➤ Le réseau hydrographique

On classe les cours d'eau selon la classification de Schum Pour procéder au calcul de la densité de drainage

Dans cette classification est considéré d'ordre (x+1) tout tronçon de rivière formé par la réunion de deux cours d'eau d'ordre (x).

Dans notre bassin versant de l'Oued Damous, le cours d'eau principal est de l'ordre 5.

Le réseau hydrographique est représenté dans la figure N° II -5.

➤ Profil en long de l'Oued

Le profil en long du cours d'eau principal a été tracé en utilisant les données de base du tableau suivant

Tableau N°II.6: Evaluation du profil en long.

N°	Courbe de niveau	Distance partielle	Distance cumulée
1	405-300	8771,83	8771,83
2	300-200	6632,1077	15403,9377
3	200-100	16848,1927	32252,13
4	100-49	9667,8788	41920

Le profil est représenté en annexe N°II.3 la figure N° II .6.

➤ Pente moyenne du cours d'eau principal I_c

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

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots \dots \dots (II.11)$$

Avec :

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

ΔL : distance entre ces deux points (km).

AN:

$I_c = 1,34\%$

➤ Densité de drainage

Elle est définie pour un bassin versant donné de surface « S », comme la longueur L totale des cours d'eaux de tous les ordres sur la surface drainée, et est exprimée en Km/Km².

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \dots \dots \dots (II.12)$$

Avec :

$\sum_{i=1}^n L_i$: Somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i (km)

S : surface du bassin versant (Km²).

$$\sum_{i=1}^n L_i = 1050.76 \text{ Km.}$$

AN :

$$D_d = 2,18 \text{ km/km}^2.$$

➤ Le coefficient de torrentialité Ct

$$C_t = F_1 \times D_d \dots \dots \dots (II.13)$$

Avec :

$$F_1 = N_1/S$$

D_d : la densité de drainage.

N : Nombre des talwegs d'ordre 1. N=6477.

S : Surface du bassin versant.

F₁ : densité de talwegs élémentaires.

AN :

$$C_t = 29,3.$$

➤ Temps de concentration

C'est le temps qu'effectue une particule d'eau pour parcourir la distance qui sépare l'exutoire du point du bassin le plus éloigné.

Le temps de concentration T_c peut être calculé par plusieurs formules empiriques, entre autres:

- La formule de Giandotti (TOAIBIA, 2004) :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_p}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots \dots \dots (II.14)$$

Avec :

L_p : Longueur du cours d'eau principal (Km)

S : La superficie du bassin versant (Km²)

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

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

AN :

$$T_c = 9,03 \text{ h}$$

Remarque :

Sur la base de ce résultats, et la considération du talweg principal, nous nous proposons d'adopter la valeur **$T_c = 9,03$ heures**, Giandotti qui est d'emploi fréquent en Algérie

Parce que la formule de Giandotti tient compte tous les paramètres géométriques du bassin.

➤ Vitesse de ruissellement

La vitesse de propagation moyenne dans le bassin versant est :

$$V_r = \frac{L_p}{T_c} \dots \dots \dots (II.17)$$

Avec :

L_p : Longueur du cours d'eau principal (Km)

T_c : Temps de concentration (h).

AN :

$$V_r = 4,76 \text{ Km/h}$$

➤ Coefficient de sinuosité

Ce coefficient est donné par la formule suivante :

$$C_s = \frac{L_d}{L_p} \dots\dots\dots(II.18)$$

L_d : distance rectiligne mesuré à la règle de la source jusqu'à l'exutoire.=52,55 km.

L_p : longueur du talweg principale.

$C_s = 1,22.$

Tableau N°II. 7: Tableau récapitulatif des caractéristiques hydro-morpho-métriques du bassin versant

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km ²	482
Périmètre		P	km	122
Longueur du thalweg principal		L _P	km	43
Pente du thalweg principal		I	%	3,4
Indice de compacité		K _C	-	1,56
Coefficient d'allongement		Ca	-	3,84
Rectangle équivalent	longueur	L	km	51,34
	largeur	l	Km	9,39
Altitudes	maximale	H _{max}	m	1152
	moyenne	H _{moy}	m	493,3
	médiane	H _{med}	m	479
	minimale	H _{min}	m	49
Pente moyenne de B.V		I _{moy}	m/km	330,348
Indice de pente globale		I _g	%	1,21
Indice de pente moyenne		I _{pm}	%	2,15
Indice de pente de M Roche		I _p	%	1,31
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	2,18
Coefficient de torrentialité		C _t	Km ⁻³	29,3
Temps de concentration		T _c	h	9,03
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/H	4,76
Coefficient de sinuosité		C _s	-	1,22

II.2 Végétation

La végétation sur l'ensemble du bassin est peu dense et elle est composée de pins, de chênes, et d'arbustes épineux caractéristiques des régions méditerranéennes. Cette végétation arbustive couvre en général les pentes des versants.

L'agriculture, principalement des cultures maraîchères spéculatives et dans une moindre mesure, de l'arboriculture (amandiers, figuiers, pommiers) se pratique sur les versants de faible pente et dans la vallée de l'oued.

II.3 Caractéristiques climatiques

Les caractéristiques climatologiques de la région du barrage sont estimées par les données disponibles des stations climatologiques avoisinantes.

La localisation des stations considérées par rapport au bassin versant de l'oued Damous est montrée en annexe N° II.4 la Figure II.7

II.3.1 La température

Les caractéristiques climatiques de la région du bassin versant ne sont enregistrées qu'aux stations de Cherchell et de Ténès. Les répartitions mensuelles des températures enregistrées à ces deux stations sont présentes dans le tableau N°II.7:

Tableau N°II.8: Répartitions mensuelles des températures

Station		Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Sep	Oct	Nov	Déc
Cherchell	Max (°C)	20,6	21	26,1	28,7	27,1	30,8	34,1	33,8	31,8	28,5	24,5	22,7
	Moy (°C)	12,6	13	15,55	17,65	18,7	22,4	25,55	25,9	23,55	19,8	17,05	13,75
	Min (°C)	4,6	5	5	6,6	10,3	14	17	18	15,3	11,1	9,6	4,8
Ténès	Max (°C)	19,5	21,6	25,4	28,3	30,9	31,8	37,8	36,9	34,1	31,4	26,7	21,6
	Mmoy (°C)	11,75	12,7	15,1	17,25	20,4	22,6	27,1	27,25	24,05	21	17,05	12,85
	Min (°C)	4	3,8	4,8	6,2	9,9	13,4	16,4	17,6	14	10,6	7,4	4,1
Site du barrage	Mmoy (°C)	12,2	12,9	15,3	17,5	19,6	22,5	26,3	26,6	23,8	20,4	17,1	13,3

Source : A.N.R.H.

II.3.2 Humidité relative

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

Tableau N°II.9: Répartition mensuelle de l'humidité relative

Mois	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	Moyenne
H(%)	77	75	72	71	72	72	69	70	71	72	73	74	72,33

La valeur de l'humidité moyenne annuelle est de l'ordre de 72,33%.

II.3.3 Evaporation

L'évaporation est mesurée que dans la station d'Echelif. L'évaporation mensuelle disponible à cette station est la suivante :

Tableau N°II.10: Répartition mensuelle de l'évaporation.

Mois	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	Somme
Ev(mm)	47,5	57,5	88,5	109	152	214	265,5	234	193	108	79,5	53,5	1602
Ev(%)	2,97	3,59	5,52	6,80	9,49	13,36	16,57	14,61	12,05	6,74	4,96	3,34	100

II.3.4 Vitesse de vent

Le vent observé à la station Echelif se caractérise par une vitesse moyenne variant de 1 m/s à 4,5 m/s. Les vents les plus forts prédominent de mai à juin. Les directions générales observées sont ouest et est avec une fréquence respective de 28,2 % et de 17,5 %.

II.4 La pluviométrie

La pluviométrie qui prédomine au bassin versant de l'oued Damous est établie en utilisant l'information disponible de la région à l'étude.

II.4.1 Stations et données disponibles

Le bassin versant du site Oued Damous ne contient aucun poste pluviométrique. La période d'observations et l'importance des données disponibles des stations situées à proximité de la zone d'étude sont présentées ci-dessous.

Tableau N°II.11: Données disponibles des stations situées à proximité de la zone d'étude

Nom	Code	Années d'observations	Nombre d'années disponibles
Ténès	020205	1977-2010	33
Damous	020203	1968-2009	41
Beni Haoua	020202	1963-1978	15

On choisit La station de Damous car elle est plus proche de site et aussi elle présente une très longue série donc la période d'observation de 1968-2009 représente la meilleur période d'observation

II.4.2 Pluie moyenne annuelle

La répartition mensuelle des pluies moyennes interannuelles a été établie sur la base de la série des précipitations à la station de Damous sur la période (1968-2009), elle est donnée par le tableau ci-dessous

Tableau N°II.12: Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations.

mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	Total
P (mm)	72.56	63.58	57.39	50.23	36.95	6.51	1.49	5.66	27.35	60.16	83.62	85.51	551.01
P (%)	13.17	11.54	10.42	9.12	6.71	1.18	0.27	1.03	4.96	10.92	15.18	15.52	100%

Source : A.N.R.H.

Les caractéristiques des pluies de courte durée qui sont nécessaires pour l'estimation des caractéristiques pluviométriques pour différentes durées et différentes fréquences sont tirées de l'étude généralisée des données de L'ANRH.

Tableau N°II.13: Les caractéristiques pluviographiques de la région.

Pluie moyenne annuelle	Pluie moyenne max journalière	Exposant climatique
551,01	56.88	0,39

II.4.3 Pluies maximales journalières

Les pluies maximales journalières sont souvent génératrices de crues exceptionnelles. Pour cela, il est important d'effectuer un ajustement statistique d'une loi de probabilité à la série d'observation afin de déterminer les précipitations maximales journalières fréquentielles

Les paramètres statistiques de l'échantillon:

Nombre d'observation	42
Moyenne	56.88
Ecart type	25.6404
Médiane	49,2
Coefficient de variation	0.451
Coefficient d'asymétrie	1.56

II.4.4 Ajustement des pluies maximales journalières

On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières à la loi de Gumbel (doublement exponentielle) et Galton (log normale) à l'aide de logiciel « Hyfran », avec une comparaison des graphes des droites de régression obtenues par les deux lois d'ajustement.

Les caractéristiques des échantillons, les tests d'adéquation des lois ainsi que l'homogénéité sont déduits directement du logiciel.

a) Ajustement à la loi de Gumbel

L'équation de la droite de Gumbel

$$P_{\max j} = \frac{1}{\alpha} y + x_0 \dots\dots\dots(\text{II.19})$$

y:variable de la droite de Gumbel

$$y = -[\ln (-\ln (F(x)))] \dots\dots\dots (\text{II.20})$$

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{N} \dots\dots\dots(\text{II.21})$$

Ou :

m: l'ordre de classement;

n: taille de l'échantillon;

$\frac{1}{\alpha}, x_0$: sont déterminé par la méthode des moindres carrées.

La droite de GUMBEL est donnée par la figure N°II.8 dans l'annexe N°II.5 .Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont présentées dans le tableau suivant:

Tableau N°II.14: Ajustement à la loi de GUMBEL.

Période de retour	q	Précipitation pjmax	Intervalle de confiance
T(ans)		P _{jmax} (mm)	95%
10000	0.9999	229	170-289
1000	0.9990	183	139 -228
100	0.9900	137	107 -168
10	0.9000	90.3	74 -107

b) Ajustement à la loi log normale

Paramètres d'ajustement à la loi Log–normale :

Avec : UP% : variable de GAUSS pour différentes fréquences.

l'ajustement est donnees par la figure N ° II.9 dans l'Annexe II. 6

Tableau N°II.15: Ajustement à la loi log normal

Période de retour	Q	Précipitation pjmax	Intervalle de confiance
T(ans)		P _{jmax} (mm)	95%
10000	0.9999	233	153 –314
1000	0.9990	181	128 -235
100	0.9900	133	102 –165
10	0.9000	87.6	73.2 -102

Conclusion

D'après les deux schémas on conclut que les pluies maximales journalières suivent la loi log normal car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance. Ainsi que $P(x-x_0)$ est la plus grande pour cette dernière méthode

II.4.5 Pluies de courte durée I.D.F (Intensité-Durée-Fréquence)

Le passage des pluies journalières maximales aux pluies de courtes durées est effectué au moyen de la formule de Montana.

$$P_{(t)}\% = P_j\% \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots\dots\dots(\text{II.22})$$

Avec :

$P_{(t)}$: Pluie d'une durée (t) pour une fréquence voulue (mm).

P_j : Pluie maximale journalière pour la même fréquence (mm).

t : Durée de la pluie (heures).

b : Exposant climatique (donnée)

On prend pour notre site : $b = 0.39$

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

$$I = \frac{P_t}{t} \dots\dots\dots(\text{II.23})$$

La pluie et l'intensité de pluie d'un pas de temps voulu pour une fréquence voulue sont données dans le tableau suivant.

Le tracé des courbes Intensité-Durée-Fréquence en Annexe II. 7 Représenté par les figures II.10 et II.11

Tableau N°II.16: Pluies de courtes durées et leurs intensités

fréquence (%)	10		100		1000		10000	
	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It
1	25.4	25.4	38.5	38.5	52.4	52.4	67.5	67.5
2	33.2	16.6	50.5	25.2	68.7	34.3	88.4	44.2
3	38.9	13.0	59.1	19.7	80.4	26.8	103.6	34.5
4	43.6	10.9	66.1	16.5	90.0	22.5	115.8	29.0
5	47.5	9.5	72.1	14.4	98.2	19.6	126.4	25.3
6	51.0	8.5	77.5	12.9	105.4	17.6	135.7	22.6
7	54.2	7.7	82.3	11.8	111.9	16.0	144.1	20.6
8	57.1	7.1	86.7	10.8	117.9	14.7	151.8	19.0
9	59.8	6.6	90.7	10.1	123.5	13.7	158.9	17.7
9.03	59.8	6.6	90.8	10.1	123.6	13.7	159.1	17.6
10	62.3	6.2	94.5	9.5	128.6	12.9	165.6	16.6
11	64.6	5.9	98.1	8.9	133.5	12.1	171.9	15.6
12	66.9	5.6	101.5	8.5	138.1	11.5	177.8	14.8
13	69.0	5.3	104.7	8.1	142.5	11.0	183.4	14.1
14	71.0	5.1	107.8	7.7	146.7	10.5	188.8	13.5
15	72.9	4.9	110.7	7.4	150.7	10.0	194.0	12.9
16	74.8	4.7	113.5	7.1	154.5	9.7	198.9	12.4
17	76.6	4.5	116.3	6.8	158.2	9.3	203.7	12.0
18	78.3	4.4	118.9	6.6	161.8	9.0	208.3	11.6
19	80.0	4.2	121.4	6.4	165.2	8.7	212.7	11.2
20	81.6	4.1	123.9	6.2	168.6	8.4	217.0	10.9
21	83.2	4.0	126.3	6.0	171.8	8.2	221.2	10.5
22	84.7	3.8	128.6	5.8	175.0	8.0	225.2	10.2
23	86.2	3.7	130.8	5.7	178.0	7.7	229.2	10.0
24	87.6	3.7	133.0	5.5	181.0	7.5	233.0	9.7

II.5 Evaluation des apports liquides

La détermination de ces apports est orientée de préférence aux observations hydrométriques, quand elles existent sur le bassin versant propre du site étudié ou par analogie avec un bassin voisin. A défaut de ces derniers, l'estimation des paramètres hydrologiques nécessaires au dimensionnement des ouvrages s'est faite suivant l'approche par les formules empiriques.

II.5.1 Apports moyens interannuels (TOAIBIA, 2004)

- Formule de Dery II

$$A = 0.513.P^{2.683}.D_d.S^{0.842} \dots\dots\dots (II.24)$$

Avec :

A:apport moyen interannuel (en hm³).

P : précipitation moyenne (m).

S: superficie (en Km²).

- Formule de Medinger

$$L_e = 1.024(P - 0.26)^2 \dots\dots\dots (II.25)$$

P : précipitation moyenne (m).

L_e: lame d'eau écoulée (mm).

$$A = L_e.S$$

- Formule de Coutagne

Elle donne le déficit découlent *D* tel que:

$$D = P - \lambda P^2 \dots\dots\dots(II.26)$$

Avec

$$\lambda = \frac{1}{0.8 + 0.14T_0} \dots\dots\dots(II.27)$$

T_0 : température moyenne dans la zone d'étude. $T_0 = 16.3^\circ\text{c}$

La lame d'eau écoulee est alors:

$$L_e = P - D$$

$$A = L_e \cdot S$$

➤ **Formule de l'ANRH**

L'apport moyen interannuel est donnée par:

$$A_0 = 0.915 \cdot \bar{P}^{2.684} \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots (\text{II.28})$$

P : précipitation moyenne (m).

S : superficie (en Km^2).

➤ Relation de l'A.N.B./C.R.S.T.A.

$$A_{an} = 0,1042 (P_{moy}) + 0,0235 (S) - 16,93 \dots\dots\dots (\text{II.29})$$

Pour : $P_{moy} = 551,01 \text{ mm}$ et $S = 482 \text{ km}^2$

Les résultats sont portés sur le tableau suivant:

Formule	Apport moyen
	A (hm^3)
<i>Dery li</i>	44
<i>Medinger</i>	47
<i>Coutagne</i>	56
<i>ANRH</i>	51
<i>A.N.B./C.R.S.T.A.</i>	51,81

D'après ces résultats on adopte finalement la valeur de Coutagne qui est la plus proche de la moyenne des autres valeurs, c'est-à-dire:

$A = 56 \text{ Mm}^3$

II.5.2 Répartition mensuelle de l'apport moyen

La distribution des apports mensuels en pourcentage de l'apport interannuel a été établit sur la base de la répartition mensuelle de la pluviométrie en question étant génératrice des apports de l'oued.

Cette technique d'adoption de la répartition mensuelle de la pluie a été considérée en raison de l'absence d'informations hydrométriques au niveau de l'oued concerné.

Le calcul se fait par la formule suivante:

$$Q_m = P_m \cdot C_e \cdot S \dots\dots\dots (II.30)$$

- C_e :coefficient d'écoulement.
- P_m :pluie mensuelle.
- L_e :lame écoulée.
- P :pluie moyenne annuelle.
- S :surface du bassin versant (Km²).
- Q_m :apport liquide mensuel (hm³).

Tableau N°II.17: Répartition mensuelle de l'apport moyen

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	Total
Pmens(mm)	72.56	63.58	57.39	50.23	36.95	6.51	1.49	5.66	27.35	60.16	83.62	85.51	551.01
A%	13.17	11.54	10.42	9.12	6.71	1.18	0.27	1.03	4.96	10.92	15.18	15.52	100%
Amens(hm ³)	7.38	6.46	5.84	5.11	3.76	0.66	0.15	0.58	2.78	6.12	8.50	8.69	56

II.5.3 Caractéristiques de l'écoulement

➤ Module de l'écoulement

Il est donné par la relation suivante :

$$M_e = A_{moy} / T \dots\dots\dots (II.31)$$

Avec :

A_{moy} : Apport moyen annuel = 56 hm³

T : Temps d'une année en secondes $T = 31,536 \cdot 10^6$ s

AN :

$$M_e = 1,77 \text{ m}^3/\text{s}$$

➤ **Module de l'écoulement relatif (spécifique)**

$$\text{On a : } M_0 = M_e / S \dots\dots\dots (\text{II.32})$$

Avec :

M_e : Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km^2).

AN :

$$M_0 = 3,68 \text{ l/s/ Km}^2$$

➤ **Lame d'eau écoulée**

$$L_e = A_{\text{moy}} / S_{\text{BV}} \dots\dots\dots (\text{II.33})$$

AN :

$$L_e = 120 \text{ mm}$$

➤ **Coefficient de l'écoulement:**

$$C_e = L_e / P_{\text{moy}} \dots\dots\dots (\text{II.34})$$

AN :

$$C_e = 0.22$$

➤ **Coefficient de variation**

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

- **Formule de Padoun**

$$C_v = K \cdot \frac{0.93}{M_0^{0.23}} \quad \text{Avec: } 0.25 < K < 1, \text{ on prend } K=0.7.$$

M_0 : débit ou module spécifique (l/s/Km^2).

- Formule de Sokolovski-Chevelev

$$C_v = 0.78 - 0.291 \text{Log}(M_0) - 0.063 \text{Log}(S + 1) \dots\dots\dots(\text{II.35})$$

Avec :

S: superficie du bassin versant.

M_0 : débit ou module spécifique en (l/s/Km²)

- Formule d' *Ourkguiprovdkhoz*:

$$C_v = \frac{0.7}{M_0^{0.125}} \dots\dots\dots (\text{II.36})$$

M_0 : débit ou module spécifique en (l/s/Km²).

- **Formule d'Antonov**

$$C_v = \frac{0.78}{(S + 1000)^{0.097}} \dots\dots\dots (\text{II.37})$$

Les différentes valeurs de C_v sont données par le tableau

Formules	C_v
<i>PADOUN</i>	0.5
<i>SOKOLOVSKY-CHEVELEV</i>	0.47
<i>OURKGUIPROVODKHOZ</i>	0.61
<i>ANTONOV</i>	0.38
Moyenne	0.49

La valeur de $C_v = 0.5$ obtenue par la formule de Padoun est finalement adoptée.

II.6 Irrégularité des apports

II.6.1 Estimation fréquentielle des apports

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

$$A_{(\%)} = \frac{A}{(C_v^2 + 1)^{1/2}} \cdot e^{U(\log(C_v+1))^{1/2}} \dots\dots\dots (\text{II.38})$$

A% : Apport de fréquence donnée.

μ : Variable réduite de Gauss.

A_0 : Apport moyen annuel (Mm^3).

C_v : Coefficient de variation.

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant.

Tableau N° II.18: Répartition Fréquentielle des apportes.

Période de retour (ans)	Fréquence (%)	Variable de Gauss	Apport (hm^3)
5	80	-0.8428	29.65
10	90	1,285	72.48
20	95	1.64308	84.24
50	98	2,0571	100.24
100	99	2,328	112.32
1000	99,90	3,1	155.34
2000	99,95	3,29	168.24
10000	99,99	3,72	201.54

II.6.2 Répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel

La répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel suit la même répartition mensuelle des précipitations on a donc :

Tableau N° II.19 : Répartition mensuelle de $A_{80\%}$

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc
$A_{80\%}(\%)$	13.17	11.54	10.42	9.12	6.71	1.18	0.27	1.03	4.96	10.92	15.18	15.52
$A_{80\%}mens$	3.90	3.42	3.09	2.70	1.99	0.35	0.08	0.30	1.47	3.24	4.50	4.60

II.7 Les apports solides

L'évaluation des apports solides est indispensable dans de tels cas pour que le dimensionnement du barrage soit plus fiable vis-à-vis sa durée de vie. Le manque de données de mesure du transport solide nous ramène à accepter toute méthode empirique qui nous permet l'ordre de grandeur acceptable de l'écoulement solide.

- **Formule de Tixeront**

Cette formule donne l'apport solide moyen annuel en suspension en (t/Km²/An), elle est la plus utilisée en Algérie pour l'évaluation du taux d'abrasion elle est exprimée par:

$$E_s = \alpha \cdot L_e^{0.15} \dots\dots\dots (II.39)$$

Ou: E_s : apport solide moyen annuel en suspension (t/Km²/An).

L_e : lame d'eau écoulée. ($L_e = 120$ mm)

α : paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant ($\alpha = 875$).

Pour une lame d'eau écoulée égal à un mm, on obtient une valeur d'un t/Km²/An pour les transports solides en suspension.

$$A_s = E_s \cdot S \dots\dots\dots (II.40)$$

avec :

S: superficie du bassin versant en Km².

AN :

$E_s = 1794,3 \text{ (t/km}^2\text{/An)}.$

D'où :

$A_s = 864852.6 \text{ t/An}.$

Le volume des solides est égal à:

$$V_s = A_s / \gamma_s \dots\dots\dots (II.41)$$

On a : $\gamma_s = 1.5 \text{ t/m}^3$.

$V_s = 576568.4 \text{ m}^3\text{/An}$

- **Formule de Sogreah:**

$$E_s = \alpha \cdot P^{0.15} \dots\dots\dots (II. 42)$$

avec :

α : paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant : ($\alpha = 875$).

P : pluie moyenne annuelle en (mm).

AN:

$$E_s = 2255,2 \text{ t/Km}^2/\text{An.}$$

D'où :

$$A_s = 1087006,4 \text{ t/An.}$$

Le volume des solides est égal à:

$$V_s = 724670,93$$

Formule	Apport solide (Mm ³ /an)
Tixeront	0,57
Sogreah	0,72

Les valeurs finalement adoptées sont celle obtenue par la formule de Sogreah

Donc le volume est estimé de 36 Mm³ pour une durée de vie de 50 ans.

II.8 Etude des crues

Le but de cette partie est de déterminer les hydrogrammes de crues fréquentielles sur le bassin versant et de définir les débits maxima probables correspondants.

A cause de l'inexistante de station hydrométrique dans le bassin versant de l'oued Damous , des formules empiriques ont été utilisée pour l'estimation des débits maxima probables, et on procédera pour la construction des hydrogrammes de crue.

II.8.1 Détermination des débits maximum de la crue

➤ **Formule de Giandotti**

$$Q_{\max \%} = \frac{170.S.(H_{\text{moy}} - H_{\text{min}})^{1/2}}{4(S)^{1/2} + 1.5L} . P_{tc} \dots\dots\dots (II.43)$$

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

S : superficie du bassin versant en Km².

L : longueur du talweg principal=43 Km

$H_{\text{moy}}, H_{\text{min}}$: altitudes moyennes et minimales (en m).

$$\left\{ \begin{array}{l} H_{\text{moy}} = 493.3 \text{ m.} \\ H_{\text{min}} = 49 \text{ m.} \end{array} \right.$$

P_{tc} : pluies de courte durée.

Tableau N° II.20 : Débit maximum de Crue de Giandotti

Période de retour	10	20	50	100	1000	10000
Pt (mm)	59.8	69.0	82.0	90.8	123.6	159.1
$Q_{\max \%}$ (m ³ /s)	678.46	782.24	929.39	1030.08	1401.83	1804.07

➤ **Formule de Sokolovsky**

Le débit maximum probable est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max, p\%} = 0,28 . \frac{X_{p\%tc} . \alpha_{p\%} . S . f}{t_m = t_c} \dots\dots\dots (II.44)$$

$\alpha_{p\%}$: coefficient de ruissellement pour la crue probable

$$\alpha_{p\%} = \frac{\sqrt{P_{ct\%}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{P_{ct\%}} + \sqrt{H_0}} \dots\dots\dots (II.45)$$

H_0 : c'est la perte d'eau initiale. Au nord de l'Algérie $H_0 = 14$ mm

S : Surface du bassin versant en Km^2

f : Coefficient de forme de la crue

t_c : Temps de concentration du bassin versant en h ; $t_c = 9,03h$

$X_{p\%, t_c}$: précipitation en mm, de probabilité p% correspondant à un temps t_c .

0.28 : coefficient de changement d'unité

Le coefficient de forme de la crue peut être calculé par la formule :

$$f = \frac{12}{4 + 3\gamma} \dots\dots\dots (II.46)$$

- Pour $S \leq 50km^2$ on a $\gamma = 2$
- Pour des petits bassins non boisé, sol peu perméable, on a $\gamma = 2 \div 2.5$
- Pour bassin boisé, sol perméable on a $\gamma = 3 \div 4$

On prend : $\gamma = 2,5 \longrightarrow f = 1,04$

Tableau N° II.21 : Débit maximum de Crue de Sokolovsky

Période de retour	10	20	50	100	1000	10000
ap%	0.35	0.38	0.42	0.44	0.50	0.54
$Q_{max\%}$ (m^3/s)	323.79	406.43	529.12	616.16	954.26	1341.85

➤ **Formule de Mallet-Gauthier**

$$Q_{max\%} = 2k \text{Log}(1 + AP) \cdot \frac{S}{\sqrt{L_p}} \cdot \sqrt{1 + 4\text{Log}T - \text{Log}S} \dots\dots\dots (II.47)$$

S: superficie du bassin versant (Km^2).

L_p : longueur du talweg principal (Km).

A: coefficient régional pris égal à 20.

k: constante qui dépend des caractéristiques du bassin versant pris égal a 2.

P: précipitation moyenne interannuelle.

T: période de retour en années.

Tableau N° II.22 : Débit maximum de Crue de Mallet-Gauthier

Période de retour	10	20	50	100	1000	10000
$Q_{\max\%}$ (m ³ /s)	1810.24	2231.09	2688.14	2987.79	3817.96	4497.42

➤ **Formule de Turraza**

$$Q_{\max\%} = \frac{C.S.I_t}{3.6} \dots\dots\dots (II.48)$$

S: superficie du bassin versant (Km²).

T_c: temps de concentration.

I_t: intensité des pluies fréquentielles (en mm/h).

C : coefficient de ruissellement de la crue considérée ;

{	C=0.6 pour P= 10%
	C=0.7 pour P= 1 %
	C=0.8 pour P= 0.1 %

Tableau N° II.23 :Débits maximum de Crue de Turraza

Période de retour	10	20	50	100	1000	10000
I _t (mm/h)	6.6	7.6	9.1	10.1	13.7	17.6
C	0.55	0.57	0.59	0.71	0.81	0,82
$Q_{\max\%}$ (m ³ /s)	487.93	583.03	717.01	956.32	1484.76	1932.28

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau N° II.24: Résultats de calcul du débit maximum de la crue.

Période de retour	10	20	50	100	1000	10000
Giandotti	678.46	782.24	929.39	1030.08	1401.83	1804.07
Sokolovsky	323.79	406.43	529.12	616.16	954.26	1341.85

Mallet-Gauthier	1810.24	2231.09	2688.14	2987.79	3817.96	4497.42
Turraza	487.93	583.03	717.01	956.32	1484.76	1932.28
Moyenne	825.11	1000.70	1215.92	1397.59	1914.70	2393.905

Sur la base de ces résultats, les valeurs adoptées sont celle de Giandotti car elles sont les plus proches de la moyenne.

Tableau N° II.25: Les débits maximum trouvés par la méthode de Giandotti.

Période de retour	10	20	50	100	1000	10000
Fréquence (%)	10	5	2	1	0.1	0.01
Q _{max%} (m ³ /s)	678.46	782.24	929.39	1030.08	1401.83	1804.07

II.8.2 Hydrogramme de crue

Les Hydrogrammes de crues pour diverses fréquences sont évalués par la méthode de Sokolovsky qui assimile l'hydrogramme à deux équations paraboliques l'une pour le temps de montée et définie par:

$$Q_t = Q_{\max \%} \left(\frac{t}{t_m} \right)^n \dots\dots\dots (II.49)$$

Et l'autre pour la décrue exprimée par:

$$Q_t = Q_{\max \%} \left(\frac{tb-t}{t_d} \right)^m \dots\dots\dots (II.50)$$

avec :

Q_{max (%)}: débit maximum de fréquence donnée.

Q_t: débit instantané au moment (t).

t_m, t_d: temps de montée et de décrue.

m, n: puissances des paraboles pour les bassins de petites gabarits .

Avec :

$$m=3. n=2.$$

On a le Temps de base:

$$t_b = t_m + t_d$$

On considère généralement que: $t_d = 2 t_m$, et $t_m = t_c$ (pour des petits bassins).

On a donc:

$$\left\{ \begin{array}{l} t_m = t_c = 9,03 \text{ h} \\ t_d = 2 t_m = 18,06 \text{ h} \\ t_b = t_m + t_d = 27,09 \text{ h} \end{array} \right.$$

Les résultats de calcul des débits de la crue pour les différentes période de retour (10 ;20 ;50 ;100 ;1000) sont donnés dans le tableau suivant :

Le tracé de l'hydrogramme est donne en annexe N°II.8 la figure N° II.12

Tableau N° II.26: Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour.

Temps(h)	Débits de crues des périodes de retour					
	Q (10 ans) (m ³ /s)	Q (20 ans) (m ³ /s)	Q (50 ans) (m ³ /s)	Q (100 ans) (m ³ /s)	Q (1000 ans) (m ³ /s)	Q(10000 ans) (m ³ /s)
0	0	0	0	0	0	0
1	8,32	9,59	11,40	12,63	17,19	22,124725
2	33,28	38,37	45,59	50,53	68,77	88,498901
3	74,88	86,34	102,58	113,69	154,73	199,12253
4	133,13	153,49	182,37	202,12	275,07	353,9956
5	208,01	239,83	284,95	315,82	429,79	553,11813
6	299,54	345,36	410,32	454,78	618,90	796,4901
7	407,70	470,07	558,49	619,00	842,40	1084,1115
8	532,51	613,97	729,46	808,49	1100,27	1415,9824
9	673,96	777,05	923,22	1023,25	1392,53	1792,1027
9,03	678,46	782,24	929,39	1030,08	1401,83	1804,07
10	574,91	662,85	787,54	872,86	1187,87	1528,7143
11	479,78	553,17	657,22	728,43	991,31	1275,7579
12	395,77	456,30	542,14	600,88	817,73	1052,3686
13	322,18	371,47	441,34	489,16	665,69	856,7086
14	258,34	297,86	353,89	392,23	533,78	686,94044
15	203,54	234,67	278,82	309,03	420,55	541,2265
16	157,10	181,13	215,20	238,51	324,59	417,72915
17	118,32	136,41	162,08	179,64	244,46	314,61081
18	86,51	99,74	118,50	131,34	178,74	230,03388
19	60,98	70,31	83,54	92,59	126,00	162,16074
20	41,05	47,33	56,23	62,32	84,82	109,1538
21	26,01	29,99	35,64	39,50	53,75	69,175455
22	15,19	17,51	20,81	23,06	31,38	40,388107
23	7,88	9,09	10,79	11,96	16,28	20,954151
24	3,40	3,92	4,66	5,16	7,02	9,0359867
25	1,05	1,21	1,44	1,60	2,17	2,7960118
26	0,15	0,17	0,20	0,23	0,31	0,3966246
27,09	0	0	0	0	0	0

II.8.3 Choix de la crue de projet

La crue de projet est la crue de plus faible fréquence entrant dans la retenue. Elle est prise en compte pour déterminer le niveau des plus hautes eaux, Donc la hauteur du barrage, et pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues, en intégrant les possibilités du laminage. Souvent la crue de projet considérée est la crue du débit de pointe maximal, mais il n'est pas toujours certain que cette crue soit la plus défavorable pour le calcul de l'évacuateur de crues ; une crue moins pointue, mais plus étalée pourrait être plus défavorable.

Le choix de la période de retour dépend du risque induit par la rupture du barrage. Cependant le risque global est lié aussi à la vulnérabilité de la vallée en aval (occupation de la zone susceptible d'être inondée en cas de rupture). Lorsque le barrage intéresse la sécurité publique la période de retour ne devra en aucun cas être inférieure à 1000 ans.

Plusieurs comités et écoles ont données des recommandations pour le choix de la crue de projet, on site :

1. Le comité national Australien des grands barrages *Australian National Committee on Large Dams (ANCOLD)*
2. . Le C.T.G.R.E.F.

Il existe plusieurs méthodes pour la détermination de la crue de projet tel que:

- 1 - Méthode du Gradex (gradient exponentiel).
- 2 - Méthode PMP-PMF (pluie maximum probable –débits maximum probable).

Tableau II .27: Valeurs des crues de projet selon ANCOLD, 1986 (RIBEIRO, 2009)

Catégories des dommages		Crue de projet recommandée
Elevés	-Perte de vie -Dommages considérables	1/10 0001/10 0000
Importants	-Pas de perte de vie -Dommages importants	1/10001/10 000

Faibles	- Pas de perte de vie - Dommages faibles	1/100 1/1000
---------	---	--------------------

Donc la crue du projet recommandée selon le comité Australien des grands barrages est de 10 000 ans.

$$Q_{\text{crue}} = 1804.07 \text{ m}^3/\text{s}.$$

II.9 Régularisation de l'écoulement

Le but de la régularisation du barrage Kef Eddir sur Oued Damous a pour objectif la détermination du volume de la réserve utile ainsi le niveau correspondant tel qu'il existe Différents types de régularisation utilisée :

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

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

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

II.9.1 Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces»

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i - S_{i+1}}{2} \Delta H \dots\dots\dots (II.51)$$

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

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

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

ΔV : volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en m³.

Le tableau suivant donne les caractéristiques topographiques de la retenue.

- courbe capacité-hauteur $H=f(V)$
- courbe surface-hauteur. $H=f(S)$

Tableau II.28 : Courbes topographiques et volumétriques

Côtes (m)	H (m)	Surface (m ²)	Surface (km ²)	Smoy (km ²)	ΔH (m)	ΔV (Mm ³)	Volume (Mm ³)	hm (m)
45	0	0	0	-	-	-	0	0
50	5	22630,6982	0,023	0,0115	5	0,060	0,060	2,609
55	10	165639,8319	0,166	0,0945	5	0,475	0,535	3,223
60	15	280245,8946	0,280	0,223	5	1,115	1,650	5,893
65	20	379683,336	0,380	0,33	5	1,650	3,300	8,684
70	25	708977,3411	0,710	0,545	5	2,800	6,100	8,592
75	30	975779,1365	0,980	0,845	5	4,250	10,350	10,561
80	35	1328023,893	1,328	1,154	5	5,770	16,120	12,139
85	40	1899066,323	1,900	1,614	5	8,070	24,190	12,732
90	45	2684376,659	2,684	2,292	5	11,460	35,650	13,282
95	50	3200336,4543	3,200	2,942	5	14,710	50,360	15,738
100	55	3927836,8566	3,928	3,564	5	17,820	68,180	17,357
105	60	4919489,3645	4,920	4,424	5	22,120	90,300	18,354
110	65	5897506,6540	5,898	5,409	5	27,050	117,350	19,897
115	70	6801289,2201	6,801	6,3495	5	31,750	149,100	21,923
120	75	7685842,9880	7,686	7,2435	5	36,220	185,320	24,111
125	80	8863925,6876	8,864	8,275	5	41,400	226,720	25,578

Le tracé des courbes est dans l'annexe N°II.9 la Figure N° II.13 et la Figure N° II.14

II.9.2 Répartition mensuelle de l'apport 80%

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

Tableau II.29 : Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc
A80%(%)	13.17	11.54	10.42	9.12	6.71	1.18	0.27	1.03	4.96	10.92	15.18	15.52
A80% Mens	3.90	3.42	3.09	2.70	1.99	0.35	0.08	0.30	1.47	3.24	4.50	4.60

II.9.3 Répartition mensuelle des besoins en eau

Le barrage mentionné ci-dessus a pour objectif la fourniture d'eau potable et pour l'irrigation.

La répartition mensuelle des besoins pour AEP et l'irrigation (AEI) est présentée dans le Tableau suivant :

Tableau II.30 : Répartition mensuelle des besoins en AEP ET AEI (ANBT)

Mois	AEP	AEI	U
Nov	1	0	1
Déc	1	0	1
Jan	1	0	1
Fév	1	0	1
Mar	1.2	1.3	2.5
Avr	1.7	1.75	3.45
Mai	2	2.5	4.2
Juin	2.5	4	5.9
Juil	3	4.2	6.2
Août	3	4.2	6.2
Sep	2	4.3	6.3
Oct	1.7	1.1	2.8
TOTAL	18.2	23.35	41.55

Vu que la consommation en eau dépasse l'apport de 80%, une régularisation interannuelle est recommandée.

Il existe plusieurs méthodes de calcul du volume utile dans le cas d'une régularisation interannuelle. Ces méthodes peuvent être basées sur :

- Existence de données hydrométrique (séries longues $n > 30$).
- Non existence de données ou existence de séries courtes.

Dans le présent cas, la méthode de Pléchkov-Svanidzé (touaibia, 2001) est choisie selon les données disponibles.

II.9.4 Calcul du volume utile

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

$$V_{upa} = (\beta_s + \beta_{pa}) \times W_o \dots \dots \dots (II.52)$$

Avec,

- W_o : Apport moyen interannuel.
- β_s : Composante saisonnière du volume utile.
- β_{pa} : Composante pluri-annuelle du volume utile.

La composante annuelle β_s est égale :

$$\beta_s = a (T_{ét} - W_{ét}) \dots \dots \dots (II.53)$$

- $T_{ét} = N_{ét}/12$: durée relative de l'étiage au cours de l'année.

$$T_{ét} = 0.6$$

- $N_{ét}$: Nombre de mois pour le quel il y a étiage.

$$W_{ét} = \frac{\sum_{i=1}^{n_{ét}} W_m}{\sum_{i=1}^n W_{pm}} : \text{Volume relatif de l'écoulement au cours de l'année.}$$

$$W_{ét} = \frac{6.5}{56} = 0,11$$

- W_m : Apport pendant la période d'étiage.

-Wpm : Apport total pendant les 12 mois de l'année.

$$a = \frac{q}{Q_0} : \text{Coefficient de régularisation} \quad a = \frac{41.55}{56} = 0,8$$

D'où :

$$\beta_s = 0,4$$

La composante pluri-annuelle peut être déterminée à partir des graphiques de Pléchkov, connaissant m et a.

m : Fraction relative de l'écoulement pendant l'étiage égal $W_{ét}/W_o$.

La composante interannuelle β_{pa} déterminée en utilisant les monogrammes de Pléchkov-Svanidzé. Cette composante. $\beta_{pa} = f(P\%, a, C_v, C_s \text{ et } r)$

P% : probabilité de garantie.

a : Coefficient de régularisation.

C_v : Coefficient de variation.

C_s : Coefficient d'asymétrie.

r : Coefficient de corrélation entre les écoulements des années voisines.

Ce coefficient est donné par le tableau de Radkovitch.

Tableau II.31: Tableau de Radkovitch $r = f(\text{module spécifique})$ (touaibia, 2001)

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

Dans le cas où $C_s = 2 C_v = 1$; et $r = 0,4$; on peut utiliser les graphiques de Gougli (touaibia, 2001) donnant

$$\beta_{pa} = f(C_v, P\% \text{ et } a).$$

$$\beta_{pa} = 1,197$$

$$V_{upa} = (1,197 + 0,4)56 = 89,5 \text{ Mm}^3$$

En tenant compte des pertes par évaporation de l'ordre de 0,4 Mm³ et aussi par infiltration estimées de 0,05 Mm³, on prend :

$$V_u = 89 \text{ Mm}^3$$

Tableau II.32: Tableau récapitulatif

Dénomination	Unités	Valeurs
Cote NVM	M	85
Cote NNR	M	111,3
Cote du fond	M	49
Volume au NNR	Mm ³	125
Volume utile	Mm ³	89
Volume mort	Mm ³	36

II.10 Laminage des crues

Le calcul du laminage des crues permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation sans affecter la sécurité globale de l'aménagement, ce type de calcul optimise la capacité de stockage temporaire du barrage et le débit progressif de déversement en fonction de l'apport entrant de la crue, cette relation peut être formulée comme suit:

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \dots\dots\dots (II-54)$$

Avec :

Q: le débit entrant de la crue. ; q: le débit déversé par l'évacuateur de crue.

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

Le débit cumulée à l' instant t est:

$$Q - q = S \cdot (dh / dt) \dots\dots\dots (II-55)$$

Ou:

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

Il existe plusieurs procédés de laminage (Sorensen, Blackmore, Kotcherine, Potapov et autres méthodes graphiques).

Nous retenons à la méthode de Kotcherine car l'information qu'elle utilise est facilement accessible. C'est un calcul grapho-analytique qui est basé sur les données suivantes :

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

Ces hypothèses simplifient énormément nos calculs de laminage sans réduire la précision.

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

$$Q = mb\sqrt{2g}H^{3/2} \dots\dots\dots (II-56)$$

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

b : largeur du déversoir en m

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

H₀ : Charge global (charge dynamique) :

$$H_0 = H + \frac{\alpha.V_0^2}{2g} \dots\dots\dots (II.57)$$

V₀ : vitesse d'approche d'eau déterminée d'abord dans le lit d'après la formule :

$$V_0 = \frac{Q}{S} \quad \text{Avec : } S = b.H$$

Tableau II.33 : Données de départ:

g(m ² /s)	9.81
α	1
m	0.49
Q (m ³ /s)	1804.07

On fait le calcul en variant la largeur b de 35m à 50 m selon la formule: $Q = mb\sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}}$

Et le hd de 2 à 7 m.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant:

le tracé des courbes de laminage de crue est dans l'annexe N°II.10 Figure N° II.15 et la Figure N° II.16

Tableau II.34 : Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue

Hd (m)	PHE	V _{phe} (m ³)	Vf (Mm ³)	q _{max} (m ³ /s)	q laminé (m ³ /s)			
					b (m)			
					35	40	45	50
2	113.3	136	11	1341.59	214.86	245.56	276.25	306.95
3	114.3	146	21	1167.13	394.73	451.12	507.50	563.89
4	115.3	154	29	1027.57	607.72	694.54	781.35	868.17
5	116.3	160	35	922.89	849.31	970.65	1091.98	1213.31
6	117.3	167	42	800.77	1116.45	1275.95	1435.44	1594.93
7	118.3	176	51	643.76	1406.89	1607.88	1808.86	2009.85

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

$$Q_{lam} = Q_{\%} \left(1 - \frac{V_{ch}}{V_{cr}}\right) \dots \dots \dots (II.58)$$

$Q_{\%}$: débit maximum de crue considérée en m^3/s .

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

V_{cr} : volume de la crue correspondant au $Q_{\%}$ en m^3 .

$$V_{cr} = \frac{1}{2} q_{\%} T_b \dots \dots \dots (II.59)$$

T_b : temps global de la crue.

D'après le tableau, on trace des courbes croissantes représentées dans la **Fig.II.15** la courbe $H=f(q, Q)$ nous permet de définir la largeur du déversoir optimal ainsi que le débit correspondant.

A travers le tableau, on trace les courbes de variation des volumes déversés pour chaque largeur du déversoir puisque la courbe $V=f(q, Q)$ qui nous permet de faire le choix de la largeur du déversoir économique (Voir **Fig.II.16**).

Tableau II.35 : Résultats de calculs de la méthode de Kotcherine

b (m)	H_d (m)	$Q(m^3/s)$
35	5.2	900
40	4.85	960
45	4.6	980
50	4.4	1000

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

II.11 Etude d'optimisation

II.11.1 La revanche

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

La revanche minimale est donnée par la relation suivante :

$$R = H + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots(\text{II.60})$$

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

- Formule de Stevenson

$$H = 0.75 + 0.34 F^{0.5} - 0.26 F^{0.25} \dots\dots\dots(\text{II.61})$$

F: le fetch F = 8.14 Km

- Formule de Molitor

$$H = 0.75 + 0.032 (U.F)^{0.5} - 0.27 F^{0.25} \dots\dots\dots(\text{II.62})$$

U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; U=100 Km/h.

- Formule de Mallet-Pacquant

$$H = 0.5 + 0.33 (F)^{0.5} \dots\dots\dots(\text{II.63})$$

Tableau II.36: Récapitulatif du calcul de la revanche.

Formule	H (m)	V(m/s)	R (m)
Stevenson	1.28	4.06	2,12
Molitor	1,21	3.92	1,99
Mallet-Pacquant	1,44	4.38	2.42
Formule Simplifiée	/	/	$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} = 1.86$

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

$$V = 1.5 + 2H \dots\dots\dots(\text{II.64})$$

H : hauteur des vagues (en m).

R=2.0m est la valeur qui est considéré dans le dimensionnement du barrage

II.11.2 Tassement

On calcule le tassement de la digue d' après les formulations suivantes:

$$T= 0.015 H_b \dots\dots\dots(\text{II.65})$$

Ou bien

$$T= 0.001 H_b^{3/2} \dots\dots\dots (\text{II.66})$$

T : Tassement de la crête du barrage

H_b : Hauteur du barrage

Les tassements dus aux effets du séisme sont estimés de 1m.

II.11.3 Largeur en crête

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

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

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

- Formule KNAPPEN $b=1.65H_b^{0.5} \dots\dots\dots(\text{II.67})$

- Formule PREECE $b=1.1H^{0.5}+1 \dots\dots\dots(\text{II.68})$

- Formule SIMPLIFIEE $b=3.6.H^{1/3}-3 \dots\dots\dots(\text{II.69})$

$$H_b= C_{\text{NNR}} - C_f + h_{\text{dév}} + R + t \dots\dots\dots(\text{II.70})$$

C_f=49m ; C_{NNR}=111.3m ; R=2 ; t=1

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

Tableau II.37: Calcul de la largeur en crête

Largeur en crête du barrage (m)					
Largeurs déversantes (m)	Lames déversantes (m)	Hauteur du barrage (m)	Formules utilisées		
			Knapen	Preece	Simplifiée
35	5.2	70.5	13,85	10,23	11,90
40	4.85	70.15	13,82	10,21	11,84
45	4.6	69.9	13,80	10,19	11,82
50	4.4	69.7	13,77	10,18	11,81

Les pentes des talus amont et aval sont respectivement 3 et 2.5

II.11.4 Calcul des coûts

Le calcul des coûts de travaux est effectué après détermination des volumes de remblais et du béton armé.

➤ **Calcul du coût approximatif de la digue**

On calcul en premier lieu le volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son coût,

Le volume de la digue est donné par :

$$V_B = \sum V_i \text{ Avec : } \dots\dots\dots(\text{II.71})$$

$$V_i = \frac{W_i + W_{i+1}}{2} L_i$$

V i : le volume du barrage à la cote i.

W i : Section transversale correspondante à la coupe i.

L i : Distance entre deux coupes voisines.

$$W_i = \frac{b + B_i}{2} H_i \dots\dots\dots(\text{II.71})$$

avec ,

B_i : Largeur de base donnée par : $B_i = (m_1 + m_2) H_i + b$, tiré aussi du plans d'aménagement.

m_1, m_2 : Les fruits des talus, ($m_1 = 3, m_2 = 2.5$).

bcr : Largeur en crête (m).

H_i : Hauteur de la tranche au point i.

H_b : Hauteur de barrage avec : $H = NNR + R + h \text{ dév.}$

R : Revanches en (m).

❖ **Calcul du volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes :**

On calcule les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs déversantes, à partir du profil longitudinal de l'axe du barrage représenté en utilisant les formules citées précédemment.

Tableau II.38 : Volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes

b=35m , $h_d=5.2$, $H_b=70.5m$						
Coupe N°	H_i (m)	B_i (m)	W_i (m ²)	W_{i+1} (m ²)	L_i (m)	V_i (m ³)
1	0	35	0	8782,87688	55,9757	245813,841
2	50,507	312,7885	8782,87688	51407,3119	81,6426	2457041,75
3	130,5088	752,7984	51407,3119	239470,038	78,6188	11434214,1
4	288,7982	1623,3901	239470,038	357278,999	69,5473	20751142,2
5	354,1362	1982,7491	357278,999	336070,101	72,5791	25161326,9
6	343,2759	1923,01745	336070,101	195258,365	49,5065	13152106,4
7	260,1763	1465,96965	195258,365	0	57,0788	5572556,58
8	0	35	0	/	/	
somme						78774201,6

b=40 m , $h_d=4.85$, $H_b=70.15m$						
Coupe N°	H_i (m)	B_i (m)	W_i (m ²)	W_{i+1} (m ²)	L_i (m)	V_i (m ³)
1	0	40	0	8924,52278	55,9757	249778,205
2	50,157	315,8635	8924,52278	51794,9633	81,6426	2478648,36
3	130,1588	755,8734	51794,9633	240344,429	78,6188	11483824,2
4	288,4482	1626,4651	240344,429	358354,305	69,5473	20818940,2
5	353,7862	1985,8241	358354,305	337112,011	72,5791	25238159,7
6	342,9259	1926,09245	337112,011	196044,744	49,5065	13197362,5
7	259,8263	1469,04465	196044,744	0	57,0788	5594999,37
8	0	40	0	/	/	
Somme						7906172.5

b=45 m ,h _d =4.6 ,H _b =69.9m						
Coupe N°	Hi (m)	Bi (m)	W _i (m ²)	W _{i+1} (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
1	0	45	0	9095,26378	55,9757	254556,879
2	49,907	319,4885	9095,26378	52255,7109	81,6426	2504426,54
3	129,9088	759,4984	52255,7109	241378,976	78,6188	11542603,4
4	288,1982	1630,0901	241378,976	359625,702	69,5473	20899126,3
5	353,5362	1989,4491	359625,702	338344,04	72,5791	25329007,8
6	342,6759	1929,71745	338344,04	196975,536	49,5065	13250899,3
7	259,5763	1472,66965	196975,536	0	57,0788	5621563,62
8	0	45	0	0		
somme						79402183,8

b=50 m ,h _d =4.4,H _b =69.7m						
Coupe N°	Hi (m)	Bi (m)	W _i (m ²)	W _{i+1} (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
1	0	50	0	9280,01108	55,9757	259727,558
2	49,707	323,3885	9280,01108	52752,4652	81,6426	2532246,32
3	129,7088	763,3984	52752,4652	242493,059	78,6188	11605924,4
4	287,9982	1633,9901	242493,059	360994,603	69,5473	20985468,7
5	353,3362	1993,3491	360994,603	339670,586	72,5791	25426824,4
6	342,4759	1933,61745	339670,586	197977,994	49,5065	13308549,7
7	259,3763	1476,56965	197977,994	0	57,0788	5650173,15
8	0	50	0	0		
somme						79768914,3

Le volume et le coût de chaque digue qui correspond aux différentes largeurs sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.39 : Cout de la digue pour les différentes largeurs

B (m)	H _d (m)	Volume (m ³)	Prix unitaire (DA)	Cout (millions DA)
35	5.2	78774201,6	1000	78774,2016
40	4.85	79061712,5		79061,7125
45	4.6	79402183,8		79402,1838
50	4.4	79768914,3		79768,9143

➤ **Coût du déversoir**

Le déversoir envisagé est du type « Creager », Ce type de profil s’adapte mieux à la lame d’eau de façon que celle-ci ne puisse pas se décoller et n’exerce pas d’effort sur le parement. Le déversoir sera construit en béton armé.

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

L'équation du profil Creager est donnée par l’expression suivante :

$$\frac{Y}{H} = \frac{1}{K} \left(\frac{X}{H}\right)^n \dots\dots\dots(\text{II.72})$$

Avec : K=2,127 et n=1,85

$$Y = 0,47 \frac{X^{1,85}}{H^{0,85}} \dots\dots\dots(\text{II.73})$$

Avec :

H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

On trace cette courbe en donnant à chaque fois une valeur à « X » pour déterminer « Y » correspondant.

La charge « H » est définie pour chaque largeur du déversoir.

Le volume du déversoir sera donc :

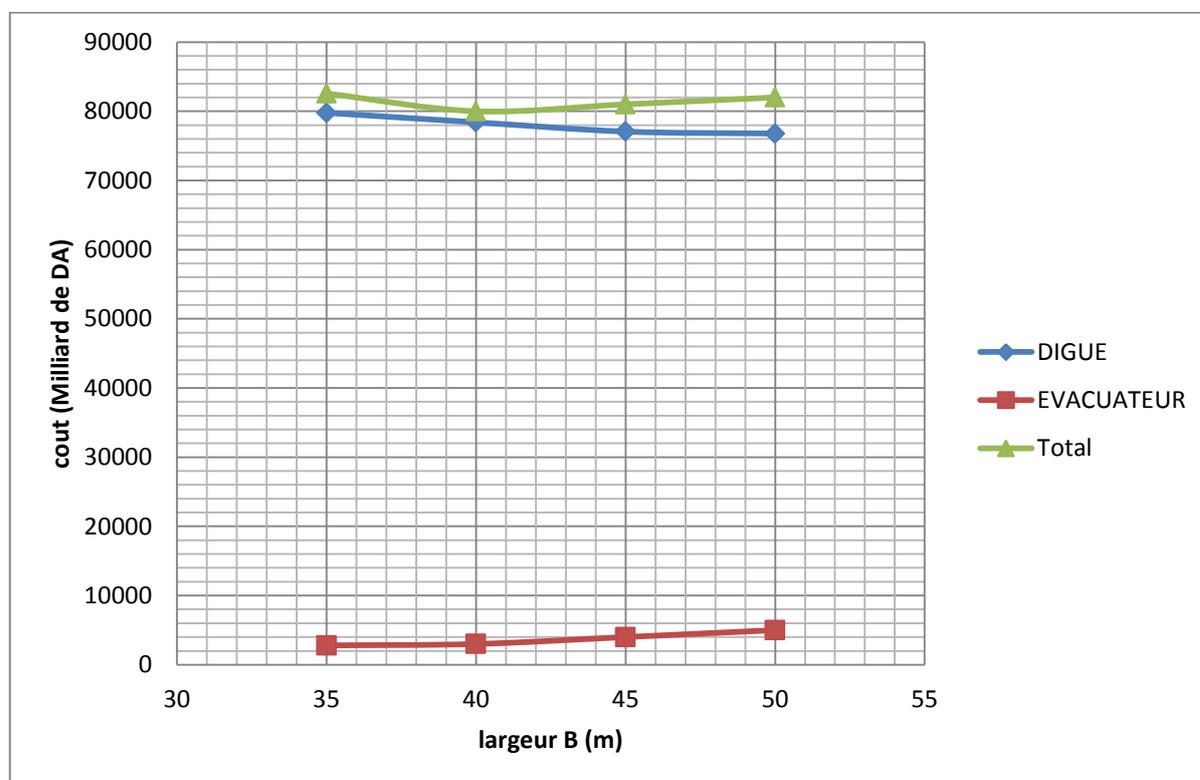
$$V_{dev} = S.b \dots\dots\dots(\text{II.74})$$

Avec : S : section transversale du profil. b : largeur déversante.

Tableau II .40 : Coût du déversoir en fonction des largeurs déversantes

B (m)	H _d (m)	S (m ²)	Volume (m ³)	Prix unitaire (DA)	Coût (Millions DA)
35	5.2	1771	61985	35000	2169.475
40	4.85	1667	67040		2346.4
45	4.6	1661	74745		2616.075
50	4.4	1640	82000		2870

Le tracé de la courbe d'optimisation en Figure N°II.17 ci-dessous :



FigureII.17 : Courbe d'optimisation en fonction de la largeur déversante

D'après la courbe d'optimisation ont choisi la largeur de déversoir 35m pour une lame déversante de 5.2m

Tableau II.41 : Récapitulatif des données

Dénomination	Unités	Valeurs
Hd	m	5.2
B	m	35
Largeur en crête b	m	11.9
Côte du NNR	m	111.3
Côte du NPHE	m	116,5

II.12 Conclusion

Après cette étude on a peut déterminer les paramètres hydrologique indispensable pour la conception des hausses fusibles de notre barrage en tenant compte les caractéristique hydro morphologiques et hydro-morpho métriques du notre bassin versant ainsi que les caractéristiques du barrage

Dans le chapitre de dimensionnement d'une hausse fusible on doit prendre en compte les dimensions réelles de notre barrage existant.

Introduction

Le déversoir à hausses fusibles a été inventé en 1989 par François Lempérière .Ce système est l'équivalent d'un tampon fusible, semblable à des hausses multiples placées sur la crête de déversoir. Ces hausses fusibles ne fondent pas, mais comme un fusible elles fonctionnent par tout ou rien, et comme un fusible elles doivent être remplacées après qu'elles aient rempli leur rôle Elles ont la forme d'un déversoir en labyrinthe dans lequel chaque hausse représente un cycle du labyrinthe

Ces hausses fusibles peuvent augmenter la capacité du déversoir et le stockage dans la retenue. Pour une installation sur un déversoir existant, une partie de la crête de type Creager est enlevée pour fournir une surface plane. L'augmentation de capacité de stockage exige que la crête des hausses fusibles soit placée au-dessus du niveau initial de la crête Creager. Si le but de l'installation est seulement pour augmenter la capacité de déversoir, la crête des hausses fusibles doit être placée près du niveau initial de la crête Creager.

Après la construction du barrage un changement apparait dans les cures de dimensionnement tel que la solution fiable et économique est d'installé des hausses fusibles adaptées pour la mise à niveau de la capacité de déversement des seuils

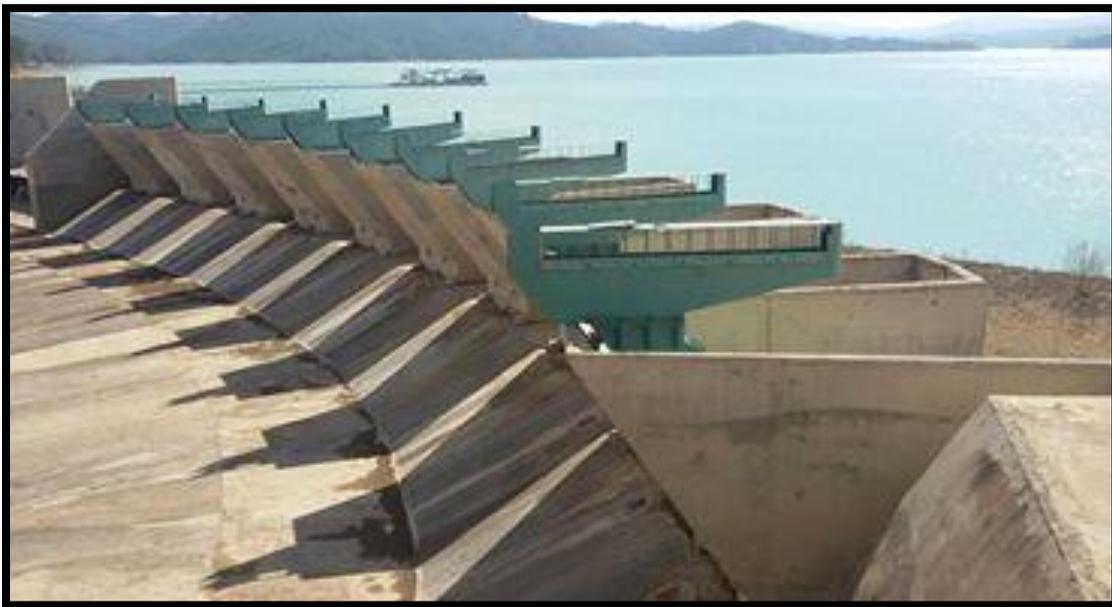


Figure III.1: Déversoir muni de hausses fusibles barrage Ghribe (hambarek, 2016)

III.1 Présentation des hausses fusibles

III.1.1 Description d'une hausse

La hausse fusible est constituée de quatre parties : l'auge (la hausse), l'entonnoir ou Puits d'alimentation, la chambre de mise en pression au contact du seuil et le lest. Chacune de ces parties peut avoir une configuration différente en fonction des exigences demandées. L'accumulation d'eau de suintement dans la chambre de fond est évitée en prévoyant deux drains pour chaque chambre. L'étanchéité entre les hausses fusibles adjacentes est assurée par un joint plat en caoutchouc. Les joints sont seulement attachés à une des deux hausses adjacentes (Epicum, 2003).

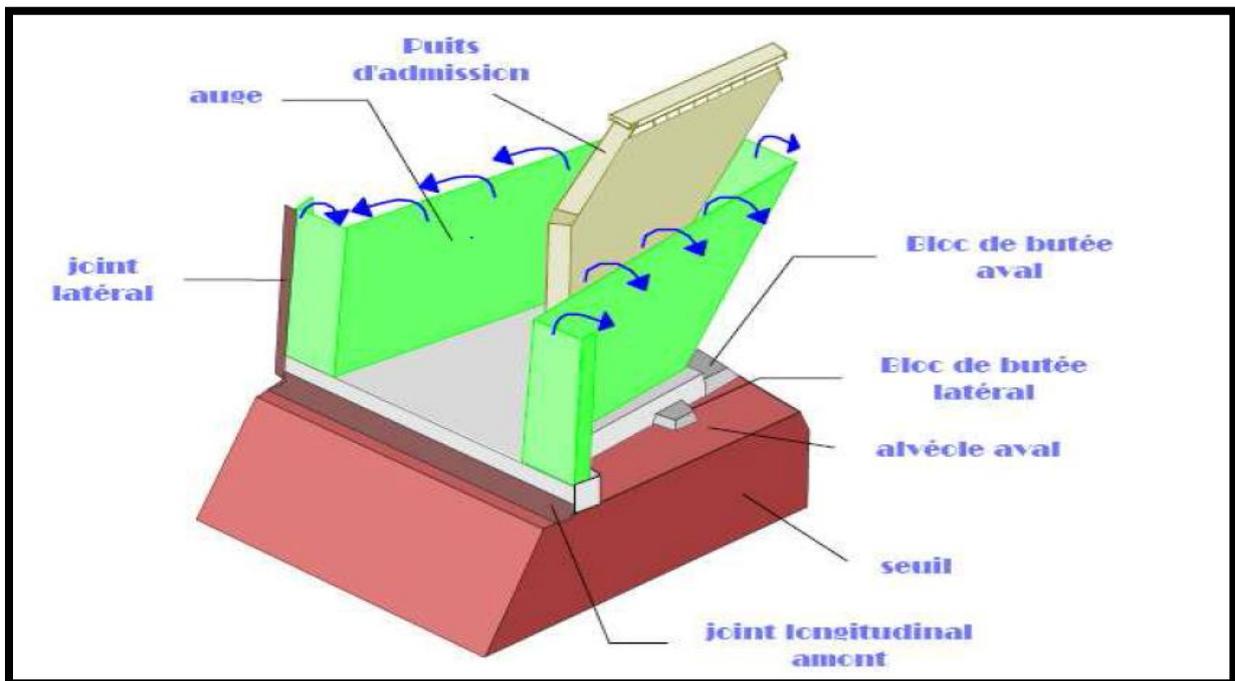


Figure III.2: Vue amont d'une hausse labyrinthe (1)

➤ La hausse

Il existe plusieurs types des hausses qui sont développés afin de répondre aux exigences spécifiques de Chaque projet. Elles varient en dimensions, en formes, en poids et ainsi qu'en Matériaux de fabrication.

On peut adapter La taille des hausses aux besoins du client tel qu'elle varie entre 1,3 m et 6,6 m (soit entre 1.22m et 6.71m).d'après Les projets mis en application jusqu'à présent.

Des hausses de deux types sont mises en œuvre, caractérisées par la forme de leur crête :

• **Les hausses à crête labyrinthe**

Ce sont des hausses déversantes qui sont constitués d'un caisson ouvert vers l'amont dont la crête a une forme de labyrinthe. Cette disposition permet l'écoulement des crues modérées sous une hauteur de lame déversante réduite.

La longueur développée du labyrinthe est environ 3 fois celle du seuil. Elles supportent des lames d'eau d'une hauteur comprise entre 30% et 150% de leur propre hauteur, elles sont fabriquées en acier ou en béton et elles peuvent être également mixtes : auge en acier, chambre en béton. Les puits sont en acier. Toutes les parties en acier font l'objet d'un traitement anticorrosion.



Figure III.3: Vue aval d'une hausse labyrinthe (2)

La hauteur de la hausse est couramment comprise entre 1 m et 3 m et varie en fonction de l'objectif recherché. Cette hauteur est en général de l'ordre de 40% à 80% de la hauteur de la lame déversante en l'absence de hausse.

Trois modèles standard sont disponibles et sont classées suivant la largeur en fonction de la hauteur de la hausse, large (*W* : *Wide*) ou étroite (*N* : *Narrow*) et suivant la marge de basculement déterminé par un entonnoir bas (*LH* : *Low Head*), ou un entonnoir élevé (*HH* : *High Head*).

Les dispositifs de chacune de ces configurations sont donnés sur le tableau suivant :

Tableau III.1 Marge de basculement en fonction du rapport largeur/hauteur

Type d'entonnoir	la marge de basculement (en % de hauteur de la hausse)	Rapport largeur/hauteur
Etroite entonnoir bas (NLH)	entre 30% H et 70% H	1.0 (+/- 5%)
Large entonnoir bas (LLH)	entre 30% H et 70% H	1.5 (+/- 5%)
Large entonnoir élevé (LHH)	entre 30% H et 70% H	1.8 (+/- 5%)

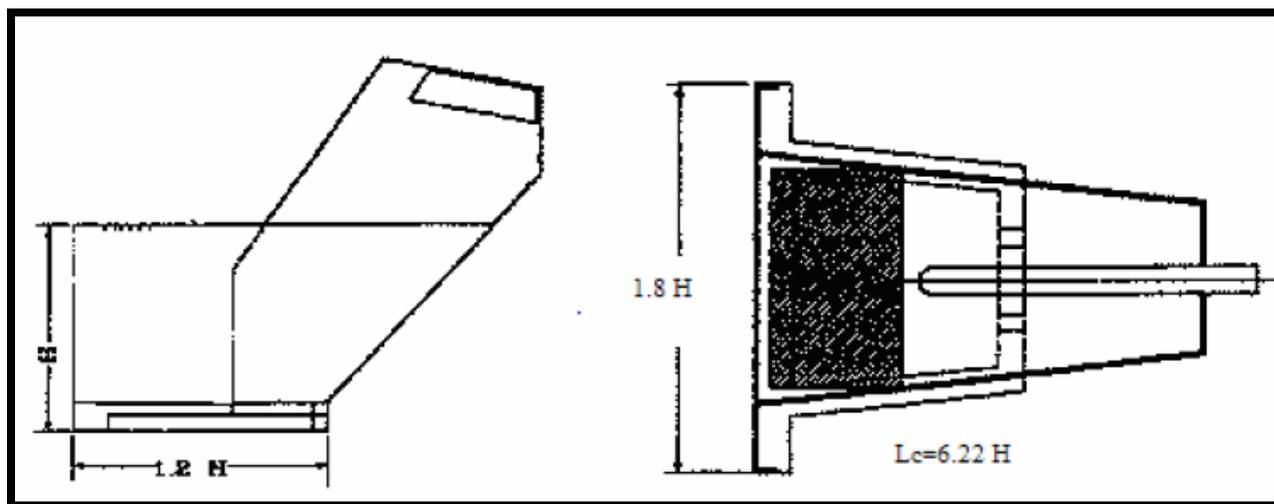


Figure III.4: Hausse labyrinthe à forte lame déversante (naziha, 2006)

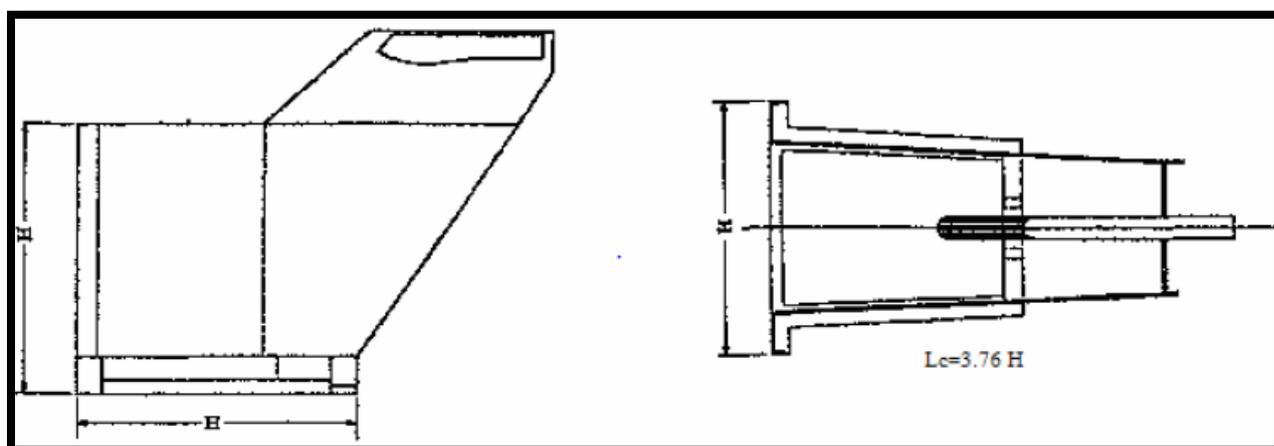


Figure III.5: Hausse labyrinthe à lame déversante modérée (naziha, 2006)

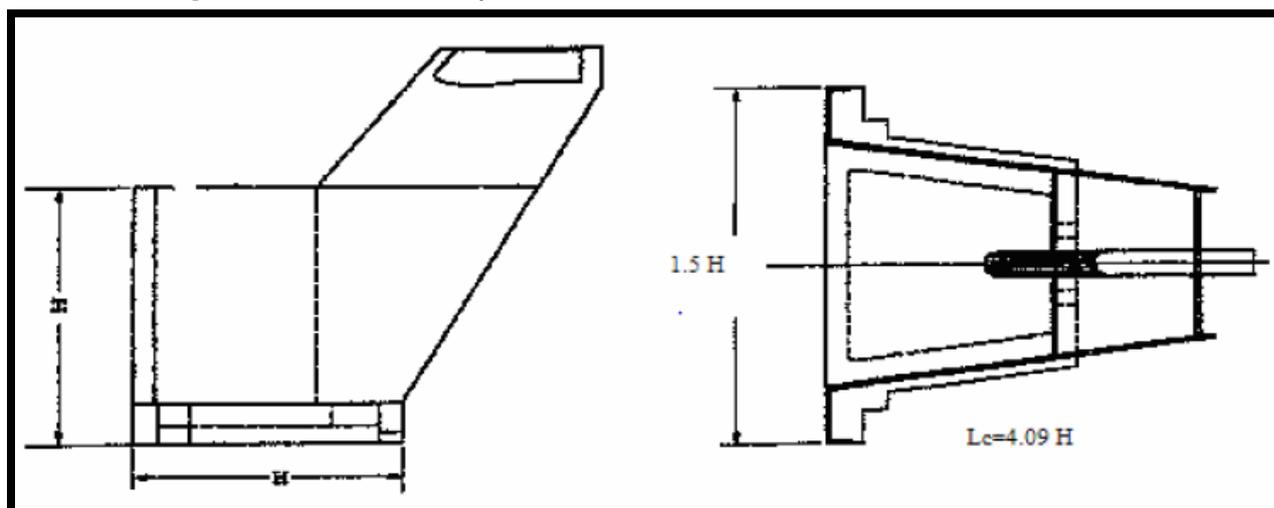


Figure III.6: Hausse labyrinthe à faible lame déversante (naziha, 2006)

Le poids moyen de ces hausses est de :

- 20 t pour 2 m de hauteur d'élément.
- 150 t pour 5 m de hauteur d'élément.
- 400 t pour plus de 5 m de hauteur d'élément.

Les hausses et leurs chambres peuvent être réalisées en éléments préfabriqués assemblés sur le seuil. Dans le cas de hausses très lourdes ou en présence d'un accès difficile (3)

• **Les hausses à crête rectiligne**

Les hausses à crête rectiligne (hausses droites), sont déclinées en deux modèles de base suivant la hauteur de la lame déversante :

- ❖ Les hausses destinées à supporter de très fortes lames d'eau :

Ces hausses sont profilées afin d'optimiser l'écoulement et elles sont en général construites en béton plein éventuellement coulé en place. Leur puits est en béton ou en acier. Elles peuvent être de grandes dimensions (20 m de large) et supporter des lames d'eau d'une hauteur allant jusqu'à 4 fois leur hauteur propre.

Dans ce cas le labyrinthe perdrait une grande partie de son efficacité.



Figure III.7: Hausses à crête rectiligne (3)

- ❖ Les hausses destinées à supporter de faible lame d'eau (fusibles de sécurité) :

Ces hausses sont utilisées comme un complément à un système vanne (cas de très fortes crues) . Elles sont réglées pour basculer avant déversement ou à la suite d'un déversement annonciateur très faible. Cela permet une gestion fine du niveau de la retenue tout en augmentant la sécurité du barrage tant vis-à-vis des crues importantes que d'une défaillance de la vanne.

« Elles peuvent être utilisées seules pour mettre automatiquement en service des bassins de stockage de crues disposés le long de grands fleuves. Leur hauteur peut varier entre un mètre et une dizaine de mètres. Elles sont généralement constituées de 2 panneaux rectangulaires en acier ou en béton préfabriqué. De leur rôle de soutien aux dispositifs mécaniques, on les appelle « hausses de sécurité » (Ghernouti, 2012)

Le poids moyen de ces hausses est :

- 40 t pour 5 m de hauteur.
- 100 t pour 8 m de hauteur.
- 250 t pour 12 m de hauteur.

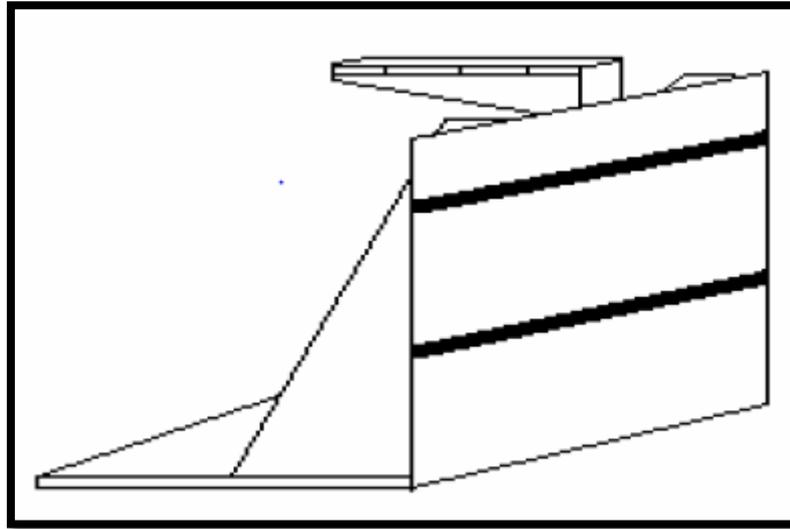


Figure III.8: Hausse droite en « L »

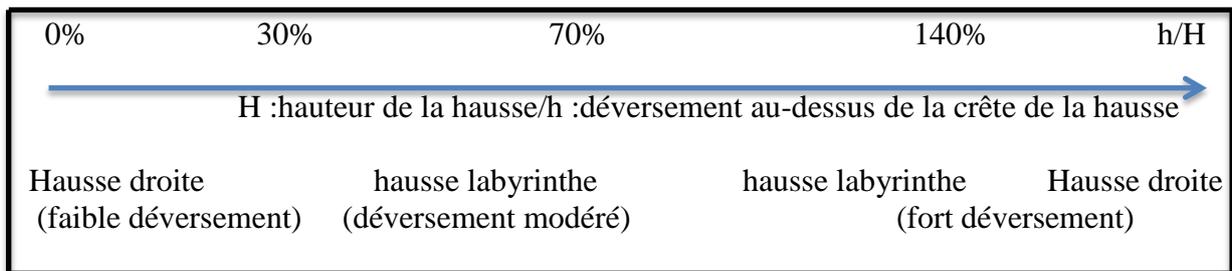


Figure III.9: Type de hausses utilisées en fonction du rapport h/H (BENLACHTAR, 2009)

❖ Autres types de hausses :

- ♦ Les hausses spéciales dites "grand froid" :

Ces hausses sont conçues pour être utilisées dans des conditions de froid très sévères. Leur face amont est profilée et spécialement revêtue de manière à réduire le frottement et l'abrasion de la glace. Très stables, ces hausses sont construites en acier ou en béton.

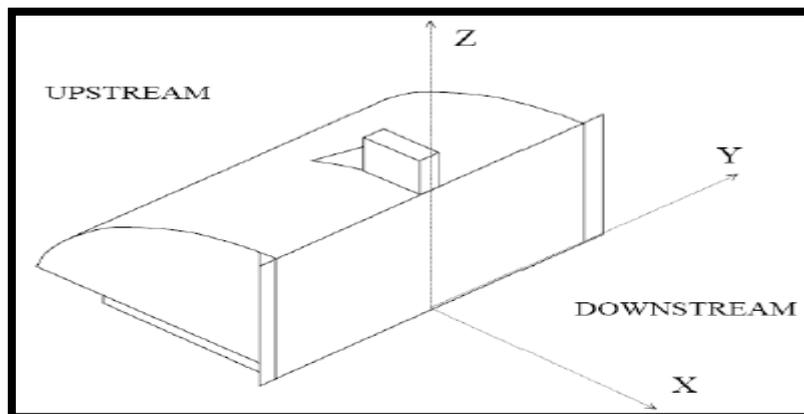


Figure III.10: Les hausses grand froid (BENLACHTAR, 2009)

♦ Hausses rabattables :

Le nouveau type de hausses fusibles rabattables ne remplace pas les hausses actuellement sur le marché. Ils fonctionnent selon le même principe que la version originale, mais leur conception plus raffinée tient compte d'une réaction qui est mieux adaptée aux projets où l'hydrologie locale exige un abaissement fréquent des hausses afin de protéger la structure.

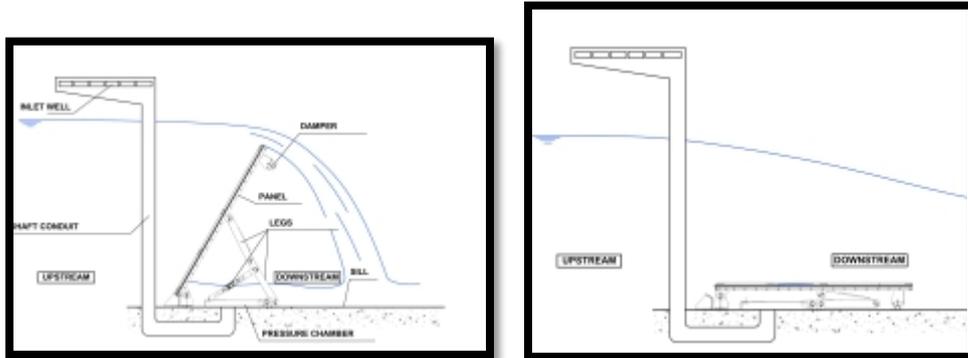


Figure III.11: Schémas de fonctionnement des hausses rabattables (4).

❖ Disposition des hausses :

- ♦ Le seuil peut être disposé en marches d'escalier, les premières hausses à basculer étant posées sur les marches les plus hautes. Cette disposition permet de limiter les pertes d'eau dans le cas où le maître d'ouvrage aurait fait le choix d'une période de basculement courte.



Figure III.12: Hausses posées sur un seuil en marche d'escalier (5)

Comme elle peuvent être posées en corolle sur un déversoir en tulipe, moyennant des dispositions particulières.



Figure III.13: Hausses en corolle sur un déversoir en tulipe Barrage de la Gouyre (6)

➤ La chambre de mise en pression

La chambre de mise en pression est solidaire à la hausse, sa base est construite en béton ou en acier. Elle est en contact en aval avec deux butées en béton ancrées dans le seuil et un dispositif d'étanchéité l'isole du réservoir amont.

Elle comporte des purges afin d'éviter la mise en pression accidentelle de la chambre due aux eaux de fuites à partir du réservoir. La section des purges est nettement inférieure à celle du puits d'alimentation de façon à provoquer à coup sûr la sous pression en cas de déversement dans le puits.

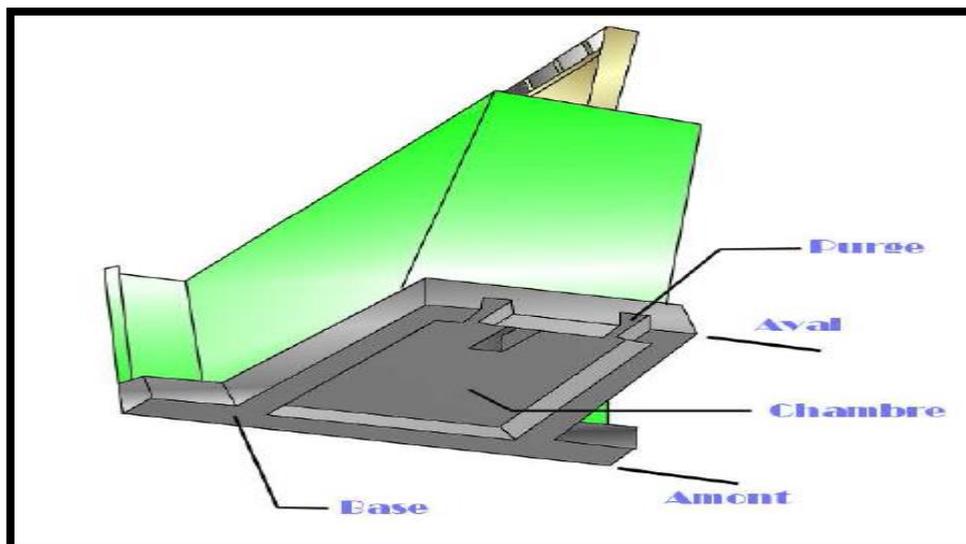


Figure III.14 : Vue de dessous d'une hausse (BENLACHTAR, 2009)

➤ Le lest

Par conception, l'équilibre général des hausses est assuré d'une part de sa forme et d'autre part de la nature des matériaux qui le constituent.

Donc, le lest sert à compléter cet équilibrage et à ajuster la pression régnant dans la chambre au moment du basculement de chaque hausse.

Il permet en particulier de différencier le comportement de chaque hausse. Il est constitué suivant les cas, de blocs de béton, d'acier, ou de fonte.

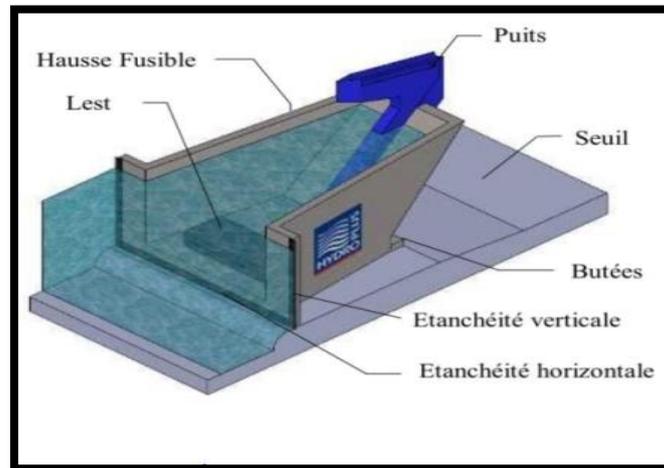


Figure III.15 : Vue en amont d'une hausse montrant le lest (7)

➤ Le puits d'alimentation

Le puits d'alimentation est généralement solidaire de la hausse et construit en acier. Sa partie supérieure est évasée, l'embouchure est protégée par des barreaux et surmontée d'un chapeau.

Dans cette position le puits, par sa présence, participe à l'aération de la lame. Dans le cas de très fortes lames, le puits est doublé en aval par un évent d'aération. Son fût est alors construit en béton afin d'éviter les vibrations. La position du puits par rapport à la hausse et le profil de son embouchure sont adaptés à la forme des lignes d'eau.



Figure III.16: Puits d'alimentation solidaire de la hausse (en acier) (hambarek, 2016).

Les puits d'alimentation peuvent être regroupés dans des chambres aménagées dans les bajoyers. Le puits est alors relié à la chambre de mise en pression par une conduite noyée

dans le seuil. Cette disposition permet de laisser le seuil libre de tout obstacle ; elle permet également un réglage encore plus précis et facilement ajustable des cotes de basculement.



Figure III.17: Puits d'alimentation regroupés dans des chambres aménagées dans les bajoyers.

Le basculement d'une hausse peut commander le basculement d'une hausse voisine par l'intermédiaire d'une conduite noyée dans le seuil et reliée à la chambre de celle-ci. (Deux hausses qui se partagent le même puits).



Figure III.18 : Deux hausses qui se partagent le même puits Barrage de Kakdiamba (8)

III.1.2 Principe de fonctionnement des hausses fusibles

Le procédé des hausses fusibles est basé sur le fonctionnement du dispositif suivant qui composé de :

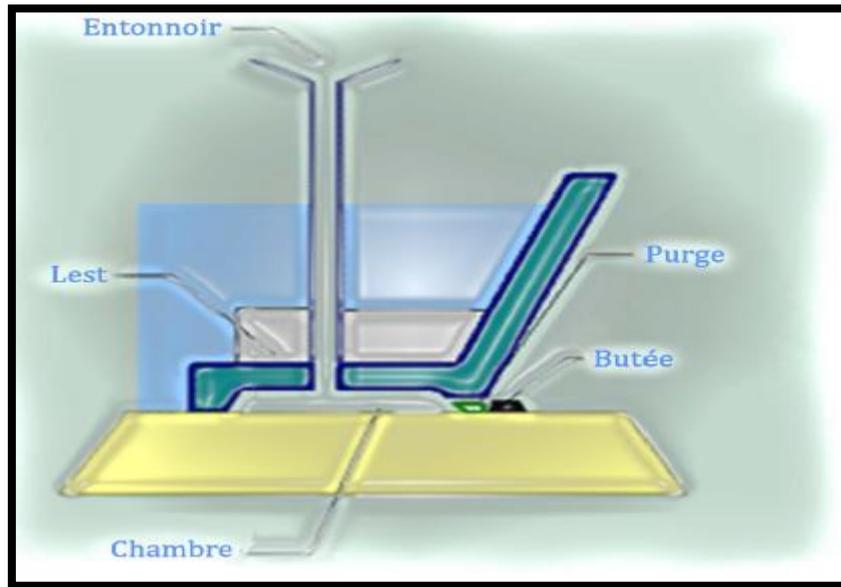


Figure III.19 : Coupe transversale d'une hausse fusible (Ghernouti, 2012)

- ♦ des modules jointifs et indépendants (les hausses) sont posés sur le seuil libre d'un déversoir de manière à former un écran étanche.
- ♦ d'une butée à l'aval et lestés de manière à rester stables sous la poussée de l'eau.
- ♦ des purges drainent l'interface avec le seuil.
- ♦ un entonnoir est disposé à l'amont de la crête de chaque module, il est en communication avec l'interface entre le module et le seuil, son sommet est réglé à une cote déterminée.

Le principe des hausses fusibles consiste à obstruer le seuil sur une hauteur de l'ordre de un à trois mètres par des éléments auto stables jusqu'à une certaine cote du plan d'eau amont et qui s'effacent automatiquement en cas de forte crue. Selon le niveau d'eau dans la retenue, les éléments de la hausse fonctionnent comme un barrage, un déversoir, ou un fusible.

Lorsque le niveau de l'eau est inférieur ou égal au niveau du seuil des hausses, celles-ci fonctionnent comme un barrage. Chaque élément est largement auto stable et résiste à la poussée hydrostatique grâce à son poids propre, au poids de l'eau contenue dans l'alvéole amont et à la butée en pied aval de la hausse.

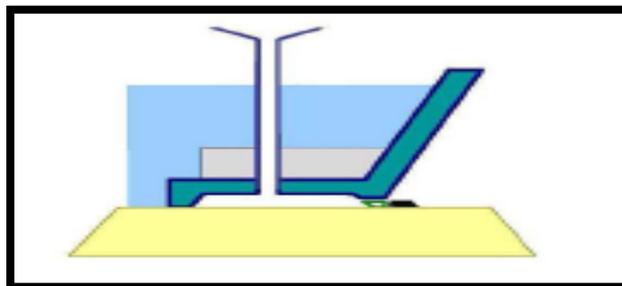


Figure III.20 : Hausse fusible fonctionne comme un barrage (hydroplus, 2010) .

Lorsque le niveau de l'eau s'élève au-dessus de la cote du seuil des hausses, celles-ci fonctionnent comme un déversoir à surface libre, jusqu'à une certaine épaisseur de lame d'eau.

La forme dite en labyrinthe de la partie supérieure des hausses permet d'allonger la longueur du seuil déversant qui peut être de l'ordre de quatre fois la longueur du seuil d'origine. Pendant cette phase de fonctionnement, chaque élément reste largement auto stable comme dans la phase précédente.

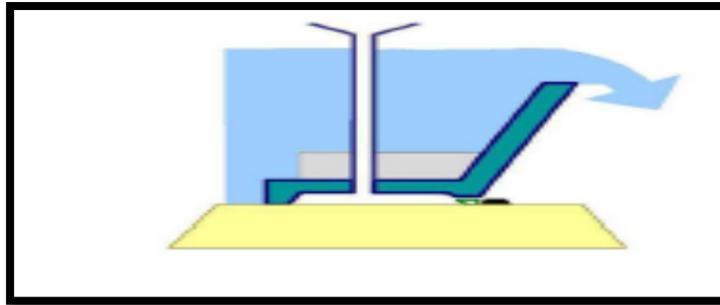


Figure III.21 : Hausse fusible fonctionne comme un déversoir (hydroplus, 2010)

Lors des crues exceptionnelles, l'augmentation du niveau d'eau dans la retenue atteint un niveau à partir duquel l'eau pénètre dans le puits pour s'accumuler dans la chambre, créant ainsi une forte pression qui déstabilise la hausse et le fait basculer.

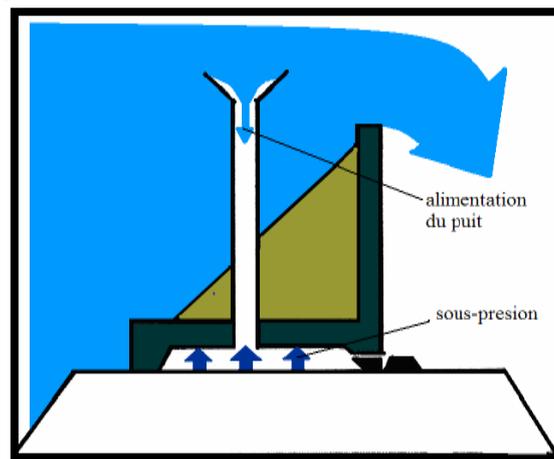


Figure III.22 : Alimentation de la chambre de mise en pression (naziha, 2006).

Les hausses fusibles sont des éléments indépendants entre eux, le basculement d'une hausse n'induit pas forcément le basculement d'une autre hausse. Les niveaux de basculement des hausses sont réglés à différentes hauteurs, de manière à ce que l'effacement des hausses soit progressif, à mesure que les hausses basculent, la brèche par laquelle l'eau peut s'échapper s'accroît, soulageant le barrage d'un déversement excessif qui pourrait l'endommager. De plus, le basculement progressif permet d'atténuer l'effet des crues très exceptionnelles (Salah, 2013)

La fréquence de basculement peut être ajustée en fonction d'un optimum économique reliant les gains de stockage au déficit d'exploitation en cas de basculement d'une ou de plusieurs hausses.

Lorsqu'un ou plusieurs éléments ont basculé, le niveau de la retenue s'établit à la fin de la crue au niveau du seuil initial dérasé. Il faut alors remplacer les éléments effacés afin de retrouver la pleine capacité de la retenue.

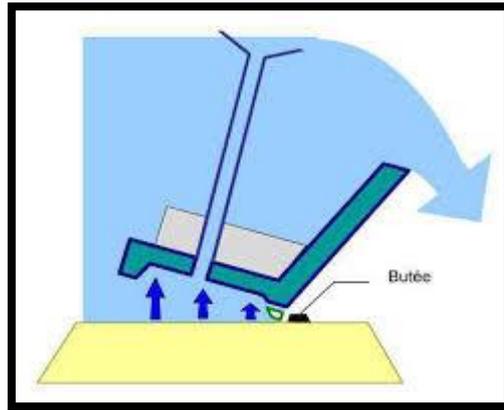


Figure III.23 : Basculement de la hausse (BALLUT)

III.2 Critères et calcul de la Stabilité

La stabilité d'une hausse fusible est dépendante des considérations de glissement et de renversement. La stabilité de glissement est facilement assurée par les butées aval, qui sont ancrées dans le seuil. La stabilité au renversement peut se traduire par la résultante, par rapport aux butées aval, des moments des efforts agissant sur la hausse. On peut alors définir un coefficient de sécurité au renversement afin de donner une assurance sur la fiabilité du système, aussi bien vis-à-vis de la stabilité avant remplissage de la chambre que vis-à-vis de l'occurrence du basculement après introduction de la sous-pression.

Le moment de renversement met en jeu les efforts suivants :

- ♦ la pression hydrostatique de la retenue, agissant sur la face amont de la hausse fusible.
- ♦ La sous-pression dans la chambre et sous la base de la hausse (quand l'eau s'écoule dans le puits d'alimentation, la sous-pression s'élevé rapidement et provoque le renversement de la hausse).

Le moment stabilisant met en jeu :

- ♦ le poids mort de la hausse.
- ♦ le poids du lest (le cas échéant).
- ♦ le poids de l'eau sur le fonds de l'auge (exerçant une pression vers le bas sur la hausse).
- ♦ la contre pression de la lame d'eau contre la face aval de la hausse

III.2.1 Efforts intervenants dans la stabilité d'une hausse

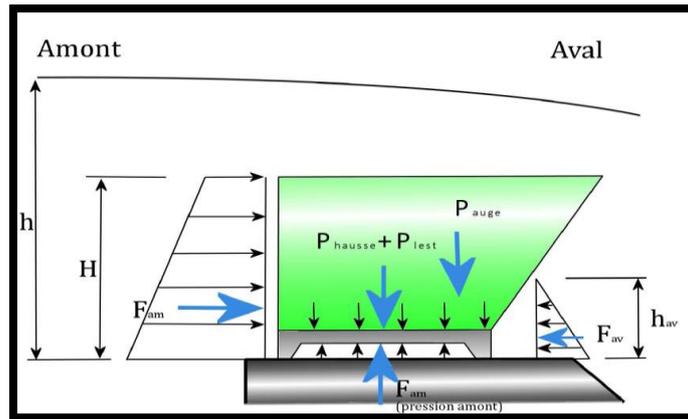


Figure III.24 : Système de forces agissant sur une hausse labyrinthe (Ghernouti, 2012).

❖ **Pression hydrostatique amont**

La pression hydrostatique sur les puits n'est pas prise en compte pour simplification des équations suivantes :

- ♦ Si $h \leq H$

La résultante de la pression hydrostatique amont est :

$$F_{\text{amont}} = 1/2 \rho_e g L h^2 \dots\dots\dots (III.1)$$

Le moment de la pression amont est :

$$M_{\text{amont}} = 1/6 \rho_e g L h^3 \dots\dots\dots (III.2)$$

avec :

- h : hauteur de la retenue au-dessus du seuil supportant les hausses
- H : hauteur de la hausse
- L : largeur de la hausse
- ρ_e : densité de l'eau
- g : accélération de la pesanteur

- ♦ Si $h > H$

$$F_{\text{amont}} = 1/2 \rho_e g L H^2 + \rho_e g L H (h - H) = 1/2 \rho_e g L H (2h - H) \dots\dots\dots (III.3)$$

$$M_{\text{amont}} = 1/6 \rho_e g L H^3 + 1/2 \rho_e g L H^2 (h - H) = 1/6 \rho_e g L H^2 (3h - 2H) \dots\dots\dots (III.4)$$

❖ **Poids de la hausse et du lest**

- ♦ Poids mort de la hausse : P_{hausse}
 - ♦ Moment du poids de la hausse : $M_{\text{hausse}} = P_{\text{hausse}} X_{\text{hausse}} \dots\dots\dots (III.5)$

- ♦ Poids du lest : P_{lest}
 - ♦ Moment du poids du lest : $M_{\text{lest}} = P_{\text{lest}} X_{\text{lest}} \dots\dots\dots (III.6)$

Ou :

X_{hausse} et X_{lest} sont les distances horizontales des centres de gravité de la hausse et du lest depuis la butée.

❖ **Pression exercée vers le bas dans l'auge**

Quand la hausse ne déverse pas ($h < H$), la résultante de la pression verticale qui s'exerce à l'intérieur de l'auge est égale au poids de l'eau dans l'auge.

Elle varie de 0 à $P_0 = \rho_e V_0$ (V_0 étant la contenance de l'auge).

Lors du déversement, la ligne d'eau au-dessus de la hausse suit une courbe descendante vers l'aval. Les composantes verticales des pressions exercées à l'intérieur de l'auge ont été déterminées à partir d'essais sur modèles réduits.

P_{auge} : Résultante verticale de la pression dans l'auge

M_{auge} : Moment de la résultante verticale de la pression dans l'auge

❖ **Contre pression de la lame déversante**

Ce moment est dû au niveau d'eau sur les côtes de la hausse :

$$F_{\text{aval}} = 1/2 \rho_e g L_{\text{aval}} h_{\text{aval}}^2 \dots\dots\dots \text{(III.7)}$$

Avec :

F_{aval} : contre pression de la lame déversante.

h_{aval} : charge d'eau s'exerçant contre la face aval de l'auge.

L_{aval} : largeur de la face aval de l'auge.

Moment de la contre pression est:

$$M_{\text{aval}} = 1/6 \rho_e g L_{\text{aval}} h_{\text{aval}}^3 \dots\dots\dots \text{(III.8)}$$

Les essais sur les modèles réduits ont montré que si le débit n'est pas contrôlé par le niveau aval, h_{aval} varie du 1/4 au 1/5 de la charge amont h .

Le moment de la contre pression est faible en comparaison avec les autres moments participant à la stabilité de la hausse.

❖ **Sous-pression dans la chambre et sous la base**

La sous pression dans la chambre et sous la base de la hausse et le résultat de l'équilibre entre les débits entrants et sortants :

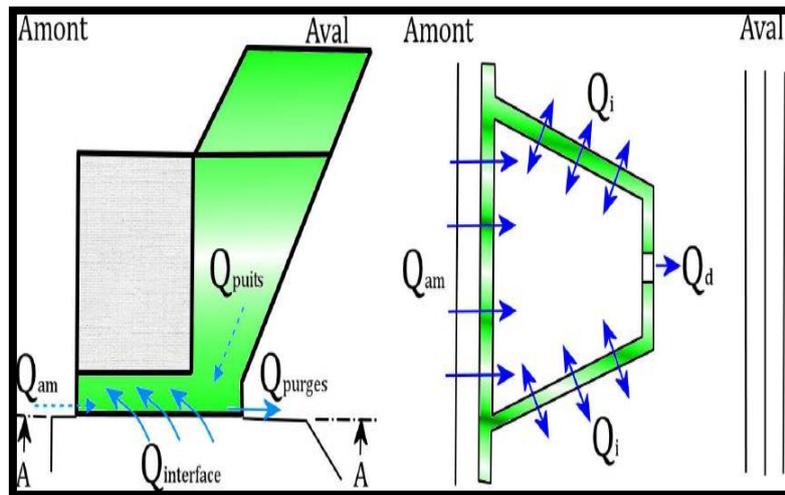


Figure III.25 : Les différents débits transitant par la chambre de mise en pression (BENLACHTAR, 2009).

- ♦ $Q_{\text{interface}}$: débit entrant depuis l'aval à travers l'interface entre le seuil et la base de la hausse.
- ♦ Q_{amont} : débit entrant dans la chambre à travers le joint amont dégradé, le cas échéant.
- ♦ Q_{purges} : débit évacué par les purges.

- ♦ Q_{puits} : débit entonne par le puits, le cas échéant.

Les débits entrant dans la chambre sont comptés positivement, les débits sortant sont comptés négativement.

❖ Les débits qui peuvent pénétrer dans la chambre sont :

- ❖ Débit par le puits d'alimentation du fait d'un déversement sur l'entonnoir Q_{puits} .

$$Q_{\text{puits}} = \mu_{\text{puits}} L' (2g)^{1/2} h_{\text{puits}}^{3/2} \dots\dots\dots(\text{III.9})$$

avec :

μ_{puits} : Coefficient de débit pour le puits.

L' : Longueur déversante efficace.

h_{puits} : hauteur du déversement sur l'entonnoir du puits.

- ❖ Débit à travers l'espace réduit entre le réservoir et la chambre Q_{amont} .

$$Q_{\text{amont}} = \mu_{\text{amont}} S [2g (h - h_{\text{chambre}})]^{1/2} \dots\dots\dots(\text{III.10})$$

avec :

μ_{amont} : Coefficient de perte de charge due à un soulèvement amont de la hausse.

S : Section de passage.

h_{chambre} : Charge dans la chambre.

- ❖ Les débits qui peuvent sortir de la chambre sont :

- ❖ Débit sortant par les purges Q_{purges} .

$$Q_{\text{purges}} = \mu_{\text{purges}} S_{\text{purges}} (2g [h_{\text{chambre}} - h_{\text{aval}}])^{1/2} \dots\dots\dots(\text{III.11})$$

avec :

S_{purges} : Section des purges.

μ_{purges} : Coefficient de perte de charge pour les purges.

- ❖ Débit à travers l'espace réduit entre la chambre et l'aval $Q_{\text{interface}}$.

$$Q_{\text{interface}} = \mu_{\text{interface}} S' (2g [h_{\text{chambre}} - h_{\text{aval}}])^{1/2} \dots\dots\dots(\text{III.12})$$

avec

S' : Section de l'espace réduit entre la chambre et l'aval.

$\mu_{\text{interface}}$: Coefficient de perte de charge.

L'équation d'équilibre des débits devient :

$$Q_{\text{interface}} + Q_{\text{purges}} = Q_{\text{amont}} + Q_{\text{puits}} \dots\dots\dots(\text{III.13})$$

III.2.2 Sécurité de fonctionnement

- ❖ **Choix de la sous-pression pour le basculement dans des conditions normales**

La conception des hausses fusibles a pour but d'assurer la sécurité dans les conditions les plus critiques, par exemple avec le joint amont complètement détruit, ou le puits d'alimentation ou les purges bouchés. Il s'agit de situations extrêmes qui n'arriveraient qu'en cas de dégradations volontaires ou d'arrêt total de la surveillance et de la maintenance du barrage.

Le lestage de la hausse assure que la sous-pression nécessaire pour la soulever et

La basculer, en mode normal, est plus important que la pression provenant de modes dégradés, par exemple : drains bouchés, ou joint amont endommagé.

❖ **Stabilité au glissement**

La stabilité au glissement est assurée par des butées encreées dans le bord aval du déversoir. Ces butées permettent de reprendre les efforts horizontaux exercés par la poussée de l'eau. L'estimation de l'effort exercé sur les butées est calculé en considérant la retenue au niveau des plus hautes eaux et en négligeant le frottement entre la hausse et le seuil.

Donc :

$$F_{\text{Butées}} = 1/6 \rho_e g L H^2 (3h-2H) \dots \dots \dots \text{(III.14)}$$

Avec :

h : hauteur de la retenue au-dessus du seuil supportant les hausses

H : hauteur de la hausse

L : largeur de la hausse

ρ_e : densité de l'eau

g : accélération de la pesanteur

❖ **Stabilité de renversement**

- ♦ conditions normales de fonctionnement :

La stabilité au renversement est assurée par la garantie que la somme des moments des efforts agissant sur la hausse par apports aux butées est nulle. Et cela, pour tous les niveaux d'eau inférieurs au niveau de basculement.

- ♦ conditions de fonctionnement dégradé :

Afin d'assurer une sécurité de fonctionnement du système dans les cas de

Dysfonctionnement extrêmes : joint amont complètement dégradé, puits bouche, purges entièrement ou partiellement obturées, présence d'un charriage.

*Remarque : Ces situations sont les résultats soit d'un vandalisme ou soit d'une absence totale d'inspection et d'entretien du barrage.

Pour cela, deux côtes de sécurités sont nécessaires au bon fonctionnement :

- ♦ La cote minimale de fusibilité :

La cote minimale de fusibilité détermine la lame déversante en dessous de laquelle la hausse n'est pas fusible. Pour un niveau amont inférieur à la cote minimale de fusibilité, le basculement de la hausse par alimentation accidentelle du puits ou d'une amorce de rotation ne peut être obtenu. Cette cote est le niveau minimum du réservoir en dessous duquel la hausse ne peut pas basculer.

- ♦ La cote ultime de stabilité :

La cote ultime de stabilité est la cote pour laquelle le basculement de la hausse est obtenu même si son puits est bouché. Pour cette cote, la hausse bascule sous l'action de la poussée amont de l'eau

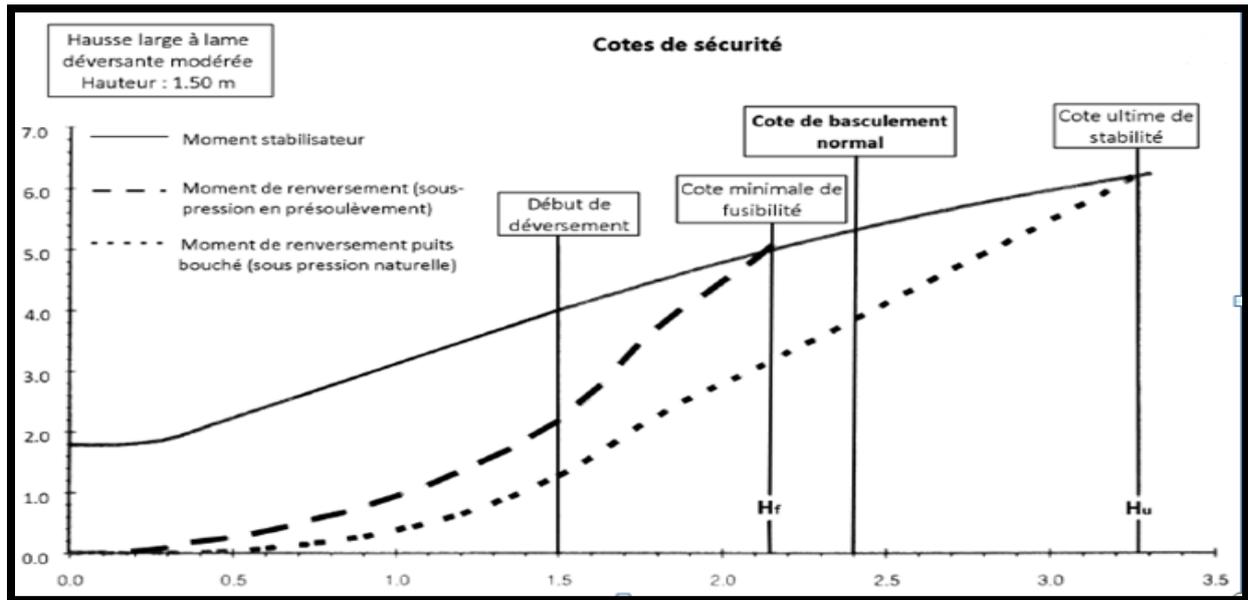


Figure III.26: Courbes de stabilité caractéristiques (cotes de sécurité) (BENLACHTAR, 2009)

III.3 Dimensionnement des hausses fusibles

III.3.1 Performances hydrauliques des hausses fusibles

Des essais ont été effectués au Laboratoire National d'Hydraulique(LNH), France et au laboratoire *Tennessee Valley Authority*, USA. Ont permis de déterminer les caractéristiques hydrauliques des hausses à crête labyrinthe ou rectilignes L'analyse des essais effectuée sur les hausses a permis de constater que :

- ❖ Pour les les hausses labyrinthes :
 - Le coefficient de débit dépend du type de hausse et du rapport de la lame déversante h à la hauteur des hausses.

Les deux graphes suivants représentent la variation du coefficient de débit C_d en fonction du rapport h/H , pour différents types de hausses labyrinthe

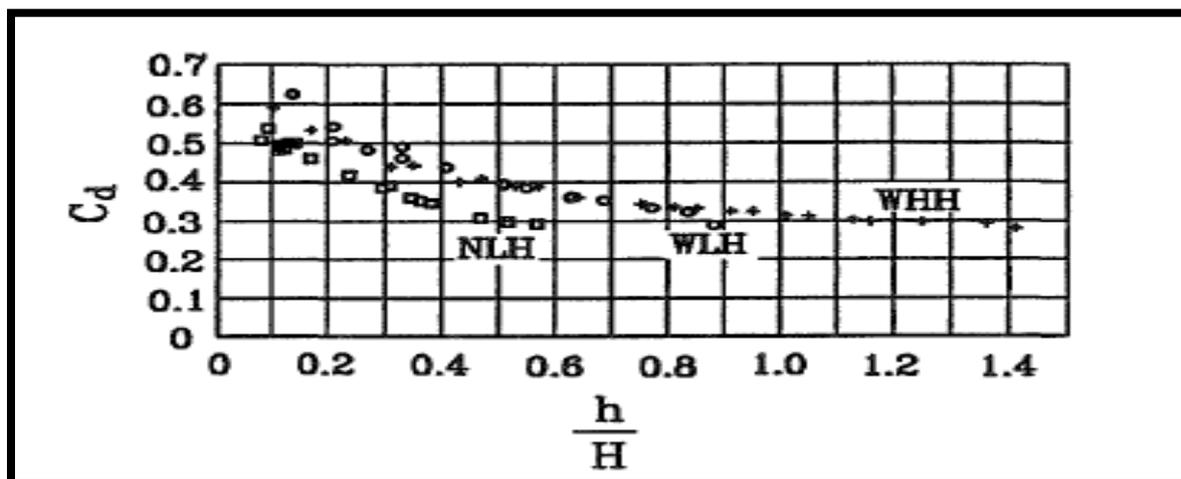


Figure III.27: Coefficient de débit pour une hausse labyrinthe (Hydraulics and Design of Fusegates, 1995)

- ♦ Ce coefficient de débit est constant jusqu'au point où le niveau d'eau aval est égal au niveau de la crête et commence à diminuer quand la charge sur la hausse fusible augmente.

- ♦ La forme labyrinthe permet d'évacuer les débits sous des faibles hauteurs car la longueur développée par la crête est supérieure à celle du seuil. Mais cette propriété est perdue lorsque la lame déversant devient importante et que la forme labyrinthe devient comparable à un seuil rectiligne.

❖ Pour les hausses rectilignes destinées à supporter de très fortes lames :
Le coefficient d'écoulement est optimal lorsque la face amont est profilée de manière à épouser l'écoulement. Le profil de la face contribue à éviter la création de zones cavitation sur le seuil déversant.

Le débit évacué par un seuil équipé de hausses labyrinthe est :

$$Q = C_d L (2g)^{1/2} h^{3/2} \dots\dots\dots(III.15)$$

avec :

- C_d : Coefficient de débit.
- h : lame déversante par rapport à la crête des hausses (en m).
- L : Longueur rectiligne du seuil (en m), la longueur développée de la crête des hausses labyrinthe étant environ 3 à 4 fois supérieure.
- g : Accélération de la pesanteur (m/s²).

III.3.2 L'augmentation de la capacité de stockage

La surélévation du niveau de la retenue normale d'un barrage existant par une installation des hausses fusibles constitue une solution simple, économique et sûre pour répondre à un besoin en eau. Cette installation a pour but d'optimiser le niveau de retenue tout en assurant une sécurité de fonctionnement. La possibilité de la surélévation dépend du taux d'écroulement de la crue projet par celui-ci. Elle doit assurer que le débit de pointe de la crue sortante soit inférieur au débit de la crue entrante.

La crue du premier basculement est choisie de manière à optimiser les performances économiques du projet. En effet, le gain de stockage est important lorsque la période de retour du premier basculement est moins grande. Et cela s'explique du fait que plus la tranche de sécurité est exploitée, plus le débit à évacuer de la crue sera important et plus la période de retour correspondante grande.

Mais pour que la hausse ne bascule pas et que le niveau des plus hautes eaux ne soit pas dépassé, il faut que la lame déversante soit réduite engendrant ainsi la diminution du débit à évacuer. D'où, la diminution de période de retour de la crue.

III.3.3 Hauteur des hausses

L'équipement d'un barrage par les hausses fusibles ne doit permettre en aucun cas une élévation significative du niveau des plus hautes eaux. L'installation des hausses fusibles sur le seuil du déversoir nécessite un dérasement de ce dernier. La hauteur de ce dérasement est

déterminée de manière à évacuer la crue projet, une fois toutes les hausses ayant basculé, sans augmenter le niveau des plus hautes eaux.

De plus, pour la même raison, le dernier basculement doit être réglé pour le niveau des hautes eaux ou légèrement plus bas.

L'analyse technique et économique du projet doit permettre d'éviter une perte de stockage du barrage, tout en garantissant une sécurité de fonctionnement comparable à celle d'un seuil libre. Cette sécurité de fonctionnement est assurée par un échelonnement des niveaux de basculement et que ce dernier est un compromis.

La rehausse du niveau de retenue normale est égale à la hauteur de hausse diminuée de celle du dérasement du seuil.

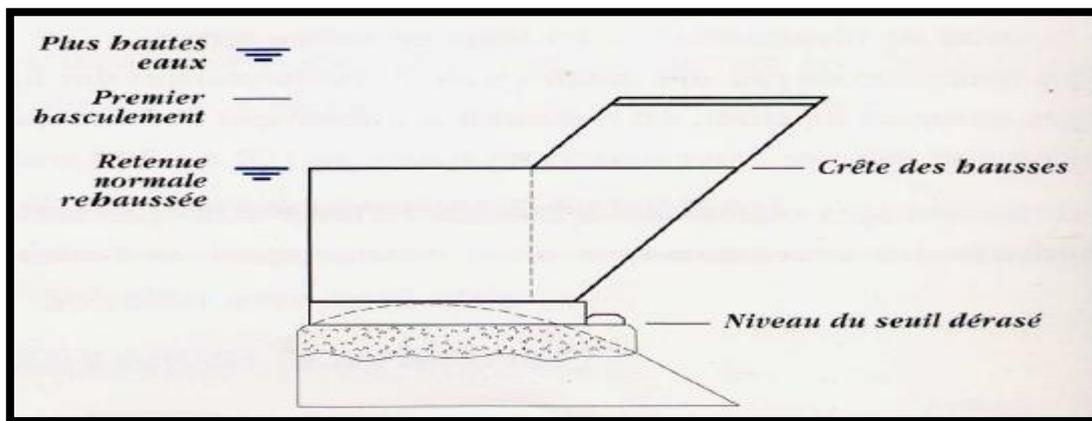


Figure III.28: Coupe transversale d'un seuil équipé d'une hausse fusible .

III.3.4 Le débit aval

Pour une crue donnée entrant dans la retenue qui ne provoque pas le basculement des hausses, le débit en aval du barrage est réduit voir annuler ; du fait que cette crue sera stocké partiellement ou entièrement.

Or, pour une crue qui cause un basculement des hausses, l'hydrogramme en aval du barrage est peu différent de celui obtenu avant rehaussement du seuil. La seule différence tient au fait que la courbe des débits évacués présente, pour les très fortes crues, une partie montante en forme de marche escalier correspondant aux basculements successifs d'un certain nombre de hausses. Les à-coups de débits sont cependant faibles et admissibles pour l'aval. Le débit de pointe de la crue n'est pas modifié de façon significative.

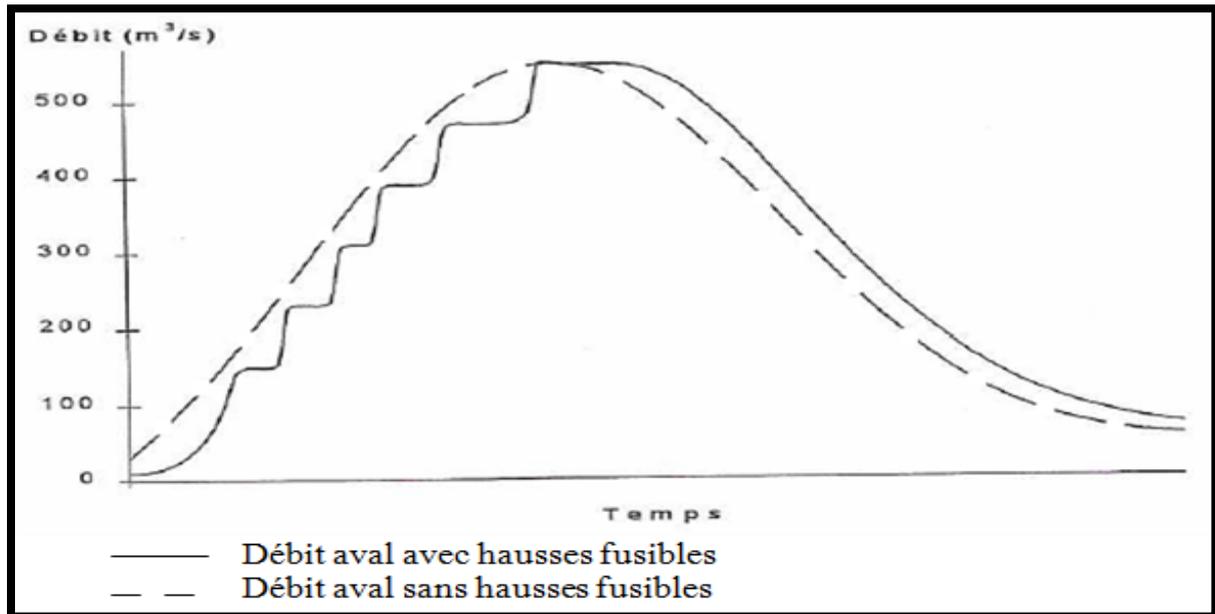


Figure III.29 : Hydrogramme du débit aval avec et sans hausses (naziha, 2006).

III.3.5 Evacuation des hausses basculées

Lors d'une forte crue, les hausses basculées sont entraînées par le courant jusqu'à une zone d'eaux calmes ou elles vont s'échouer. Il convient cependant de vérifier qu'elles ne peuvent en aucun cas perturber l'écoulement de la crue au niveau du barrage ou à son aval proche. Quelques situations appellent une attention particulière :

- ❖ Dans le cas d'un évacuateur comportant un coursier à surface libre, la largeur du canal doit être supérieure à la plus grande diagonale des hausses et il est préférable de n'avoir aucun tronçon du coursier en régime fluvial.
- ❖ Pour un évacuateur en puits, le puits et la galerie doivent être de diamètre supérieur à la plus grande dimension des hausses et ne doivent présenter aucun point singulier susceptible de provoquer le blocage d'une hausse.
- ❖ Si les hausses sont installées sur un déversoir déporté sur une rive, il convient de prendre en compte l'inclinaison latérale de la nappe d'eau à l'amont immédiat du déversoir lors du déversement : la hauteur de la retenue considérée pour chaque élément doit tenir compte de cette singularité. Sinon, il peut y avoir un risque de perturbation de l'ordre théorique de basculement des hausses.

III.3.6 Entretien et maintenance

Les hausses fusibles nécessitent par nature une surveillance minimale. Cette surveillance est très simple, ne demande pas de compétence particulière et s'insère dans le cadre général de la surveillance du barrage.

De ce fait, trois types d'inspections sont recommandés :

- ❖ Inspection de routine :
 - ♦ Un contrôle avant la période des crues.
 - ♦ Un contrôle après les événements exceptionnels (crue importante, séisme, acte de vandalisme, etc.).
- ❖ Un contrôle annuel complet et systématique.
- ❖ Un contrôle décennal comprenant le levage des hausses.

Le contrôle consiste à :

- Vérifier régulièrement que les purges et les puits ne sont pas bouchés.

- ♦ Vérifier l'état de la chambre de sous pression suite aux opérations décennales.
- ♦ Vérifier l'état des joints d'étanchéité.

Les interventions de contrôle devraient être réalisées lorsque le niveau d'eau dans le réservoir est inférieur au niveau du pied des hausses.

➤ Protection anticorrosion :

Afin d'éviter la corrosion des parties métallique des hausses fusibles, plusieurs dispositions constructives prises lors de la conception des hausses pour limiter encore la maintenance. Ces parties devront être réalisées en acier galvanisé ou munies d'une protection.

De plus ces parties seront entretenues de manière à éviter la corrosion (Ghernouti, 2012).

III.4 Sécurité : conditions normales et dégradées

III.4.1 Sécurité à l'aval

Un mauvais fonctionnement de l'organe d'évacuation de crue peut causer une création d'une crue artificielle à l'aval d'un barrage en l'absence de crue en amont, qui peut avoir des conséquences très graves sur la population à l'aval du barrage, qui n'aura pas été prévenue. Il est donc primordial de réduire au maximum le risque de basculement intempestif d'une hausse. L'ensemble des hausses équipant un seuil est un dispositif autonome, sans asservissement mécanique ni électrique ; le basculement d'une hausse ne nécessite aucun dispositif de manœuvre ; chaque hausse fusible est indépendante des autres, ceci réduit le risque de dysfonctionnement sur l'ensemble des hausses équipant un seuil.

III.4.2 Risque de chute de hausse sans déversement

En aucun cas, une hausse ne doit pouvoir basculer sans qu'il y ait eu déversement préalable sur cette hausse, qui constitue un signal annonciateur pour des personnes pouvant circuler à l'aval du barrage. Une vérification doit être effectuée pour le cas de fonctionnement normal ou dégradé de la hausse.

❖ Fonctionnement normal

On distingue par fonctionnement normal, les conditions de la hausse avec ses différents dispositifs en état de fonctionnement correct (purges, puits, joints, conditions climatiques sans gel...). Par souci de sécurité des personnes pouvant circuler à l'aval du barrage, un débit "significatif" doit déverser au-dessus des hausses avant basculement.

Il est à noter que dans les applications courantes, la plupart du temps le niveau amont est en dessous de la retenue normale et les hausses ne déversent pas. Les crues modérées conduisent à un déversement faible, sans basculement d'élément de hausse.

La comparaison du moment de stabilité avec celui de renversement montre que le coefficient de sécurité au renversement à vide, à retenue normale et pour des crues modérées est supérieur à 2. En outre, juste avant le début de l'alimentation du puits, ce coefficient est de l'ordre de 1,5.

❖ Fonctionnements dégradés

Les cas de fonctionnements dégradés, et leurs combinaisons possibles, doivent faire l'objet de vérifications ; il s'agit notamment du cas de dysfonctionnement avec puits bouche, avec obturation complète des purges et avec dégradation totale du joint longitudinal amont.

Même dans ce cas de dysfonctionnements extrêmes, la hausse ne doit pas basculer tant que le puits n'est pas alimenté.

L'obturation complète des purges et la dégradation totale du joint amont, qui correspondent à des conditions anormales de fonctionnement, ne doivent pas avoir d'incidence significative sur le niveau de basculement. Celui-ci doit rester très proche du niveau de basculement en fonctionnement normal et en particulier supérieur au niveau amont correspondant au début de l'alimentation du puits.

III.4.3 Risque de basculement simultané de plusieurs hausses

La conception du projet avec hausses fusibles peut aboutir au basculement simultané de plusieurs hausses pour une cote de retenue donnée ; le calcul de l'augmentation relative de débit lors de ce basculement est effectué, on vérifie qu'elle est inférieure ou égale à 30 %, pour chaque groupe de hausses.

D'autre part, l'écart de niveau de retenue entraînant le basculement de hausses de groupes différents ne doit pas être inférieur à la "précision" des hausses fusibles, augmentée d'une marge de sécurité afin de ne pas créer de sur débit imprévu. En règle générale, cet écart sera supérieur ou égal à 5 cm. Dans le cadre d'une étude spécifique au site menée en collaboration avec le Constructeur, une meilleure précision peut être obtenue notamment selon le mode d'alimentation en eau des puits (par exemple : puits reportés dans les bajoyers) (naziha, 2006)

III.4.4 Entraînement de hausses

En cas de présence de pont (ou d'autre type d'ouvrage de franchissement) à l'aval immédiat du barrage ou de l'évacuateur de crues comportant des hausses, il y a risque en cas d'entraînement d'éléments de hausses dans le lit aval de formation d'embâcle à l'amont de ce pont, puis création d'une surcharge horizontale importante, souvent non admissible pour ces ouvrages.

III.5 Facteurs extérieurs spécifiques à chaque ouvrage

Des facteurs extérieurs spécifiques à chaque site, tel que les chocs, corps flottants, les vagues qui peuvent se développer dans la retenue ainsi que la sismicité et l'effet de la glace en zones montagneuses ou dans les pays à climat froid. Peuvent déstabiliser les hausses fusibles. Pour cela, l'assurance d'une marge de stabilité permet d'avoir une sécurité au fonctionnement de ces hausses fusibles.

Le basculement anticipé d'une hausse suite à ces effets a peut générer une crue artificielle à l'aval et aussi causer la perte de la tranche d'eau qui était contenue derrière les hausses.

Le basculement en pré soulèvement ne correspond pas à un dysfonctionnement à proprement parler. Cependant la concomitance de trois événements indépendants pourrait créer les conditions de ce pré soulèvement. En effet, un séisme pourrait engendrer le soulèvement de l'amont de la hausse. En outre, un choc dont la puissance entraîne une rotation de la hausse . (2)

❖ Vagues

La houle se forme grâce à l'action du vent à la surface de la retenue il va avoir pour fonction de prévenir un éventuel basculement d'une hausse. La houle va agir en alimentant de façon accidentelle des puits.

Le dimensionnement de la hauteur de la vague maximal va être déterminé par des données proportionnelles à la vitesse et à la direction du vent, la configuration du site va être aussi prise en compte pour le calcul.

Les vagues comme il a été prouvé à de nombreuses reprises ne vont pas avoir d'impacts sur le bon fonctionnement des hausses. Car il est connu que le basculement se produit grâce à un approvisionnement continu du puits qui va créer suffisamment de charge pour provoquer un basculement. Les puits vont être équipés de chapeau qui auront pour fin de limiter l'effet des vagues. La sous pression existant dans la chambre va être régulé à un niveau inférieur grâce aux purges pour éviter tout basculement

❖ **Choc**

Les chocs que nous allons ici traiter dépendent des sites mais il faut aussi prendre en considération pour chaque site le niveau d'eau dans la retenue. Dans certains sites en l'absence de toute protection les hausses peuvent être soumises au choc de bateau à moteur avant déversement ou pour de très faible déversement. Dans le cas où des puits sont présents sur les hausses durant les crues mais aussi si il n'y a pas d'aménagement spécifique pour le passage de corps flottant les hausses peuvent subir des chocs. Pour cause les corps flottant qui sont amenés par les crues viennent buter sur les puits.

Il y a des risques qu'il y ait un basculement anticipé : la hausse risque de basculer pour une côte de retenue inférieur à la côte prévu. Des études ont montré que les chocs dans les réservoirs de barrage ne viennent pas affecter la stabilité des hausses.

Le projecteur vérifie et anticipe la probabilité que de tel choc dans le cas de la retenue concerné :

- ♦ Corps flottant sans vitesse par rapport à l'écoulement
- ♦ Embarque cassions à moteur avec une avec une certaine vitesse par rapport à l'écoulement) (naziha, 2006)

❖ **Glace**

Le basculement des hausses peut être perturbé par un soulèvement amont des hausses due à la poussée de la glace (risque : mise en sous pression de la chambre avant alimentation du puits),



Figure III.30 : Hausses fusibles sur le barrage de Khorobrovksaya (LACROIX)

Plusieurs types d'actions de la glace sur les hausses ont été étudiés :

- Poussée thermique en cas de variation de température.
- Variation du niveau dans la retenue, la glace étant adhérente aux hausses.

L'effet de la poussée thermique est très réduit par la flexibilité des hausses fusibles et surtout par le fait que celles-ci peuvent très légèrement pivoter (déplacement horizontal de l'ordre du cm en crête des hausses) sans basculer et absorber ainsi une grande partie de la dilatation thermique de la glace. La rotation de la hausse dépend beaucoup des caractéristiques du réservoir (dimensions, nature des rives, etc.)

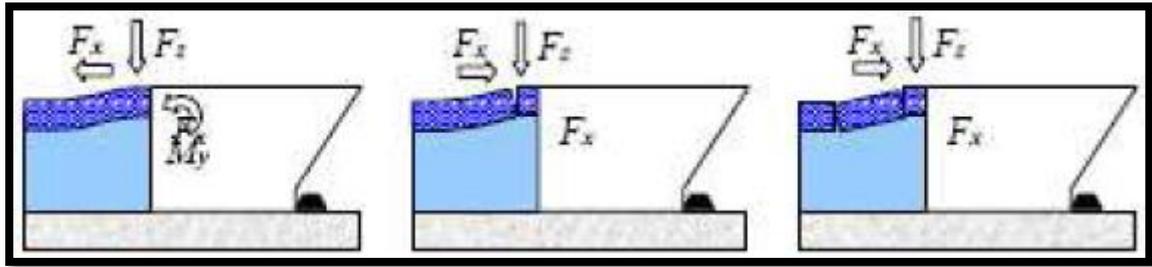


Figure III.31: Variation du niveau dans la retenue, la glace étant adhérente aux hausses (LACROIX)

En cas de variation du niveau de la retenue, on observe une rupture en flexion de la couche de glace au droit du contact hausses / glace, les hausses étant stables. Cette campagne d'essais a permis de définir pour chaque hauteur de hausses labyrinthiques ou hausses glace, l'épaisseur de glace en dessous de laquelle elles peuvent être utilisées en toute sécurité. Ceci est pris en compte dans le dimensionnement des hausses pour chaque application.

❖ Corps flottants

Sauf en haute montagne, les cours d'eau présentent du charriage, à des degrés divers. Ce phénomène augmente considérablement en cas de crue (et avec le temps de retour de la crue : le cours d'eau "nettoie" les rives lors de la crue).

Des essais ont montré que des corps flottants peuvent s'accumuler devant les hausses labyrinthiques en cas de faibles lames déversantes, sans avoir une influence significative sur la loi hauteur / débit. Quand la lame déversant augmente, ces corps flottants sont en grande partie évacués, le seul obstacle étant constitué par les puits des hausses. L'accumulation (importante) de corps flottants peut entraîner une augmentation de la poussée hydrostatique amont, mais celle-ci affecte peu la stabilité de la hausse, dont la marge de stabilité reste importante tant que le puits n'est pas alimenté.

❖ Sismicité

Le basculement d'une hausse suite à un tremblement de terre peut se produire soit pendant le séisme ou soit après le séisme, s'il a eu dans ce cas pour effet de la déplacer sur le seuil. Ici le basculement se produit suite à une alimentation accidentelle de la chambre du fait à un déplacement de la hausse de sa position initiale. Cette alimentation se produit aussi dans l'hypothèse où un corps étranger se glisse sous la hausse et la maintient soulevée

♦ Détermination des charges sismiques

- Les charges additionnelles résultant du séisme sont les suivantes :

$$F_h = a_h \cdot g \cdot W \dots \dots \dots (III.16)$$

Avec :

F_h : force horizontale appliquée au niveau du centre de gravité de la hausse due à la composante horizontale de l'accélération.

a_h : Composante horizontale de l'accélération sismique.

W : Poids total de la hausse.

g : Accélération gravitaire.

$$F_v = a_v \cdot g \cdot W \dots \dots \dots (III.17)$$

avec :

Fv : force verticale appliquée au niveau du centre de gravité de la hausse due à la composante verticale de l'accélération sismique.

ah : Composante verticale de l'accélération sismique.

Pz : pression additionnelle due au volume d'eau mis en mouvement du fait du séisme.

- Pression hydrodynamique est calculée grâce à la formule de Westergaard (LACROIX)

$$p_z = 0,875 \cdot ah \cdot g \cdot \rho_e \cdot H^{1/2} \cdot Z^{1/2} \dots\dots\dots(III.18)$$

avec :

H' : Profondeur de l'eau à l'amont du déversoir.

Z : Profondeur de la pression dynamique recherche.

La distribution de la pression varie le long de la profondeur de la hausse telle qu'elle est nulle au niveau de la crête et est maximale au niveau du pied de la hausse.

- force hydrodynamique est :

$$P_z = 0 \int p_z dS \text{ tel que : } dS = L \cdot dz \dots\dots\dots(III.19)$$

avec :

L : Largueur de la hausse.

$$P_z = \int 0.875 \cdot ah \cdot g \cdot \rho \cdot H^{1/2} \cdot Z^{1/2} \cdot L \cdot dz$$

$$P_z = 0.583 ah \cdot g \cdot \rho \cdot H^{1/2} Zh^{3/2} \cdot L \dots\dots\dots(III.20)$$

- Le moment résultant de cette force mesure depuis la face amont est :

$$M(P_z) = \int P_z \cdot dS$$

$$M(P_z) = \int P_z \cdot L \cdot dz$$

$$M(P_z) = 0,35 \cdot ah \cdot g \cdot \rho \cdot Zh^{5/2} \cdot L \cdot H^{1/2} \dots\dots\dots(III.21)$$

♦ **Analyse de l'action sismique**

La hausse est considérée stable lorsque le facteur de sécurité qui est le rapport entre le moment stabilisant et déstabilisant soit supérieur > 1.

Le moment déstabilisant lors d'un séisme est obtenue on additionnant les charges sismiques au moment déstabilisant. Qui est alors compare au moment de stabilité.

III.6 Avantages des hausses fusibles

❖ **La sécurité du système**

Le système est conçu et calcule pour ne jamais mettre en péril, quelles que soient les circonstances, l'ouvrage ou les biens et les personnes situées en aval.

Pour chaque projet, l'effet de tous dysfonctionnements éventuels est vérifié.

En particulier, deux côtes conditionnent le dimensionnement :

- ♦ la côte ultime de stabilité : C'est la cote à partir de laquelle la hausse bascule sous la simple poussée de l'eau, sans mise en pression de sa chambre.
- ♦ La côte minimale de fusibilité : C'est la cote en deca de laquelle la hausse ne peut pas basculer, même si la sous-pression dans la chambre était maximale.

Cette double sécurité constitue un avantage essentiel par rapport à un tout autre système.

❖ **Le système est économique**

La flexibilité du système permet de l'adapter sur les barrages nouveaux et anciens pour améliorer la sécurité des évacuateurs de crues tout en augmentant la capacité du réservoir.

Cela représente une solution économique du fait que :

- ♦ Les anciens barrages seront remis en valeur tout en évitant le déplacement des populations vu que le niveau des plus hautes eaux reste inchangé.
- ♦ Augmentation de la réserve en eau tout évitant la construction des nouveaux barrages.
- ♦ Réduction des frais d'exploitations vue que le système ne fonctionne rien que sous la poussée de l'eau et ne nécessitant aucun asservissement.

❖ **Le système est pratique**

La mise en place des hausses est rapide et nécessite que l'aménagement d'une surface plane sur le seuil du déversoir ou elles seront posées et ceci quel que soit le type du barrage. En outre, n'utilisant ni énergie ni dispositif mécanique et nécessitant qu'une surveillance et qu'un entretien réduits.

❖ **Le système respecte l'environnement**

Les hausses fusibles représentent une solution écologique. Elles permettent d'optimiser les barrages existants et d'éviter la construction de nouveaux barrages. De plus, fonctionnant uniquement sur la force de l'eau, il n'y a aucun risque de rejet de polluant. (naziha, 2006)

III.7 Conclusion :

Les hausses fusibles sont un système simple, confirmé et économique pour augmenter la capacité de stockage des barrages, seulement sous l'action de l'eau et ne nécessite ni énergie ni dispositif mécanique, en respectant l'environnement le dimensionnement des hausses fusibles est très important pour assurer une meilleure sécurité dans l'exploitation du barrage.

Introduction

Le barrage de Kef - Eddir est situé sur l'oued Damous dans la wilaya de Tipaza, à environ 8,5 km au sud de la ville de Damous à 148.2 km (via la route national N11) à l'ouest de la ville d'alger .il est destiné à satisfaire les besoins de la région en eau potable et en eau d'irrigation pour les wilaya suivantes : Tipaza, Ain Defla et Chlef .

Dans le but d'augmenter la capacité de stockage de ce barrage, nous avons entrepris une étude de dimensionnement d'un système à hausses fusibles pour augmenter la réserve de 16 % par rapport à la réserve initial de l'ordre de 125 Millions de m³.

IV.1 Données de base

IV.1.1 Description des ouvrages

❖ Digue

La digue est composée d'un noyau argileux, protégé à l'amont et à l'aval par des filtres en sable, de hauteur du 93m

- ♦ Largeur en crête : 10 m
- ♦ Côte de la crête : 142 m NGA
- ♦ Niveau des Plus Hautes Eaux avant la rehausse : 116.05 m NGA
- ♦ Revanche : 3m

❖ Galerie de dérivation provisoire et vidange de fond

La dérivation provisoire est composée d'une galerie en forme de fer à cheval, d'un bassin de dissipation à son extrémité aval se terminant par un canal de fuite. Elle est dimensionnée pour un débit de crue (40 ans) de 463 m³ /s, et assurera les fonctions suivantes :

- ♦ Vidange de fond à sa partie inférieure
- ♦ Accès à la tour de prise d'eau à sa partie supérieure
- ♦ Abri pour la conduite d'adduction.
- ♦ Longueur : 400 m.
- ♦ Diamètre : 07 m
- ♦ Débit maximum : 133 m³ /s.

❖ Tour de prise

La tour de prise en position verticale, comprend 03 prises d'eau.

- ♦ Hauteur : 83 m
- ♦ Diamètre extérieur : 11 m
- ♦ Diamètre intérieur : 07 m
- ♦ Chambre des vannes : 7 m x 8 m

- ♦ Niveaux des prises d'eau : 100,00 m - 85,0 m - 68,75 m NGA.

❖ Évacuateur de crues

Il est situé sur la rive droite et composé d'un déversoir en forme de cuillère à seuil libre suivi d'un coursier muni d'un saut de ski et d'un bassin de dissipation naturel.

- ♦ Type d'évacuateur : évacuateur à surface libre à entonnement frontal.
- ♦ Longueur du déversoir : 150 m
- ♦ Longueur du coursier et saut de ski: 228 m
- ♦ Longueur du bassin de dissipation : 120 m.
- ♦ Largeur du seuil : 54 m
- ♦ Niveau du seuil: 111,3 m

IV.1.2 Choix de type de la hausse fusible

L'installation des hausses fusibles sur le déversoir du barrage Kef-Eddir a pour rôle d'augmenter la capacité de stockage de la réserve par le rehaussement de la cote de déversement et du niveau normal de retenue.

Pour parvenir à cet objectif il est recommandé de veiller à garder les hausses fusibles à une certaine côte de non basculement pour empêcher le détachement des hausses. A ce titre, nous choisissons le troisième type de hausse qui correspond à un large entonnoir élevé (tableau IV.1).

Tableau IV.1 : Les différents types de dimensionnement d'une hausse fusible (11) .

	Marge de basculement (en % de hauteur de la hausse)	Rapport Dérasement/ h_{max} (relative au PHEE)	Rapport du nouveau h_{max} (relative au PHEE)/Hauteur de la hausse	Angle d'inclinaison (α) de la paroi aval	Rapport largeur/hauteur	Rapport longueur/hauteur	longueur developpee L_c de la hausse en fonction de H
Etroite entonnoir bas (NLH)	entre 30% H et 70% H	Entre 10% et 12%	entre 1,3H et 1,7H	58° (+/- 5°)	1.0 (+/- 5%)	1 (+/- 5%)	3,76H (+/- 5%)
Large entonnoir bas (LLH)	entre 30% H et 70% H	Entre 6% et 8%	entre 1,3H et 1,7H	58° (+/- 5°)	1.5 (+/- 5%)	1 (+/- 5%)	4.09H (+/- 5%)
Large entonnoir élevé (LHH)	entre 70% H et 140% H	entre 15% et 18%	entre 1,7H et 2.4H	47° (+/- 5°)	1.8 (+/- 5%)	1.2 (+/- 5%)	6.22H (+/- 5%)

IV.2 Dimensionnement de la hausse fusible

IV.2.1 La hauteur de dérasement

Rapport dérasement/ h_{\max} utilisé = 18%

Ancien h_{\max} 4,75m

Hauteur du dérasement = 18% h_{\max} \longrightarrow $D_{\text{dérasement}} = 0.86\text{m}$

Nouveau h_{\max} = ancienne revanche + $H_{\text{dérasement}} = 5.61\text{m}$

IV.2.2 La Hauteur des hausses (H)

$h_{\max} = H_{\text{hausse}} + 90\% H_{\text{hausse}}$

$h_{\max} = 1.9 * H_{\text{hausse}}$ \longrightarrow $H_{\text{hausse}} = h_{\max} / 1.9$

$H_{\text{hausse}} = 5.61 / 1.9$

$H_{\text{hausse}} \approx 3 \text{ m}$

IV.2.3 Dimension de l'auge

❖ Largeur amont de la base de la hausse (L_1)

$L_1 = 1,8 H$ \longrightarrow $L_1 = 1,8 * 3$

$L_1 = 5.4 \text{ m}$ \longrightarrow nombre de hausses installées sur le seuil = L / L_1

$n = 54 / 5.4$ \longrightarrow $n = 10$

❖ Longueur de la base (B_1)

$B_1 = 1,2H (+/- 5\%)$ \longrightarrow $B_1 = 3.6 \text{ m}$

❖ Hauteur de la chambre de mise en pression (c)

$c = 10\%H \sim 15\%H$ \longrightarrow $c = 15\%H$

$c \approx 0,5 \text{ m}$

❖ Angle d'inclinaison de la paroi aval de la hausse (α)

$\alpha = 47^\circ (+/- 5^\circ)$

$\alpha = 45^\circ$ (-2° de 47°)

❖ Longueur horizontale projeté de la paroi aval profile de la hausse (a)

$a = (H-c)/\text{tg}(\alpha)$ \longrightarrow $a = 2.5/\text{tg}(45^\circ)$

$a = 2.5 \text{ m}$

❖ Longueur réelle de la paroi aval profile de la hausse (e)

$e^2 = a^2 + (H-c)^2$

$e = 3.54 \text{ m}$

❖ Largeur de la paroi aval de la hausse (L_2)

$$L_1 = 2,5 L_2 \longrightarrow L_2 = L_1/2,5$$

$$L_2 = 2.16 \text{ m}$$

❖ Longueur total de la hausse (B₂)

$$B_2 = B_1 + a \longrightarrow B_2 = 3.6 + 2.5$$

$$B_2 = 6.1 \text{ m}$$

❖ Longueur réelle de la paroi latérale de la hausse (L₃)

$$L_3^2 = B_2^2 + [(L_1 - 2L_2)/2]^2 \longrightarrow L_3^2 = 37.21 + 0,2916$$

$$L_3 = 6.12 \text{ m}$$

❖ Calcul de a₁

$$a/B_2 = a_1/L_3 \longrightarrow a_1 = L_3 \cdot a/B_2$$

$$a_1 = 2.5 \text{ m}$$

❖ Calcul de a₂

$$a_2 = L_3 - a_1 \longrightarrow a_2 = 6.12 - 2.5$$

$$a_2 = 3.62 \text{ m}$$

❖ Larguer aval de la base (L₄)

$$L_4 = L_2 + 2 \cdot x$$

$$a_1/x = L_3/(L_1 - 2L_2) \longrightarrow x = a_1 \cdot (L_1 - 2L_2)/L_3$$

$$x = 0,441$$

$$L_4 = 3 \text{ m}$$

Tableau IV.2 : Récapitulatif des résultats de dimension de l'auge

Dimension	L1	B1	c	α	a	e	L ₂	B ₂	L ₃	a ₁	a ₂	L ₄
Valeur en (m)	5.4	3.6	0.5	45°	2.5	3.54	2.16	6.1	6.12	2.5	3.62	3

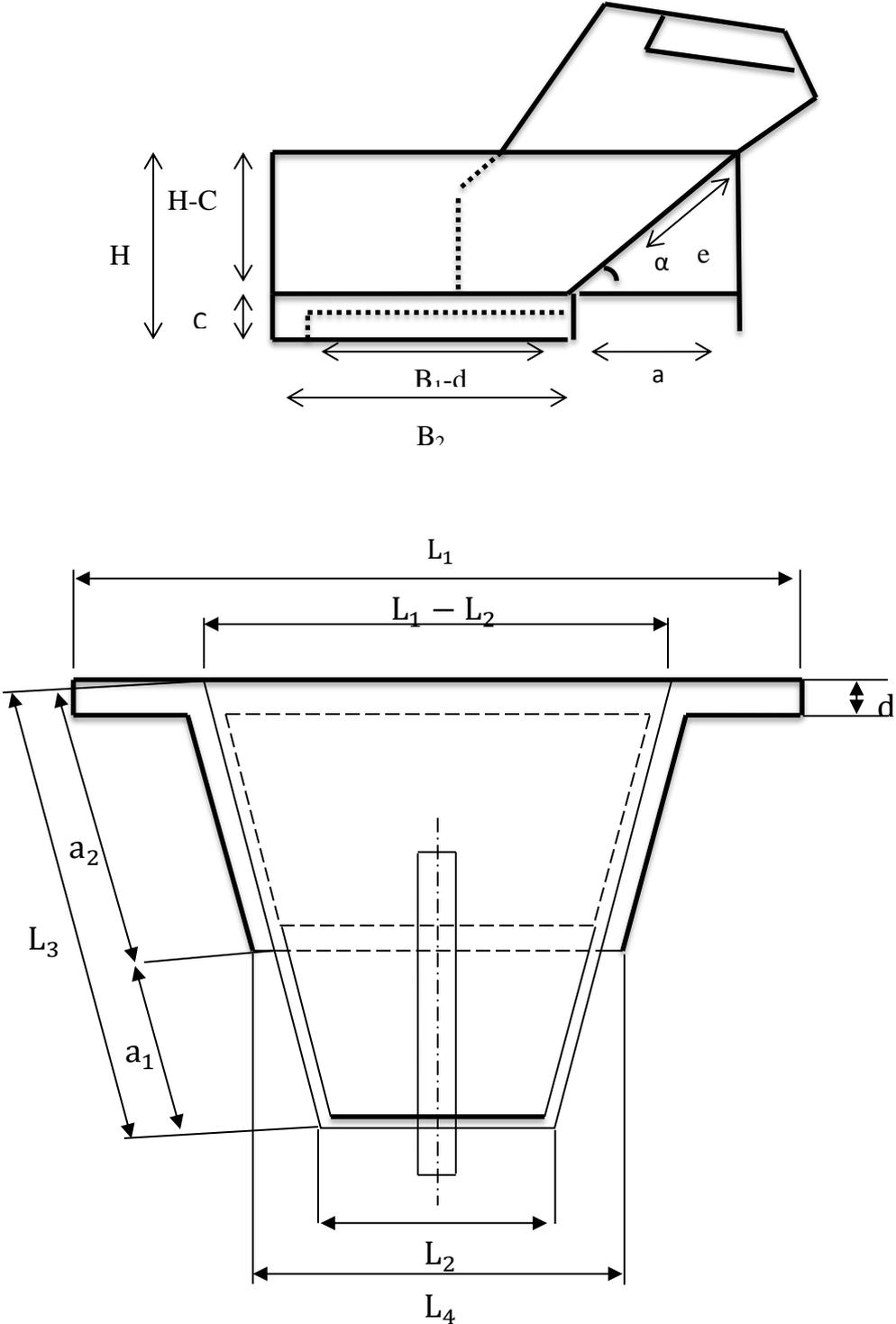


Figure IV.1: Schémas des différentes dimensions des parois de la hausse type labyrinthe

IV.3 Calculs de stabilité

IV.3.1 Stabilité au renversement

❖ Calculs des Surfaces et Volumes des parois de la hausse

➤ Epaisseur des parois composant la hausse

D'après le constructeur une épaisseur de $d = 30 \text{ cm}$, $d_2 = 25 \text{ cm}$ de béton armé est Suffisante respectivement pour la construction des parois et la dalle de la hausse

- Paroi G :

$$\left[\begin{array}{l} S_G = e.(L_2+L_4)/2 \\ V_G = S_G.d \end{array} \right. \dots\dots\dots (IV.1)$$

- Parois J₁, J₂ :

$$\left[\begin{array}{l} S_J = 2 [(L_3+a_2).(H-c)/2] \\ V_J = S_J.d \end{array} \right. \dots\dots\dots (IV.2)$$

- Paroi K

$$\left[\begin{array}{l} S_K = 2. [(H-c).L_2/2] \\ V_K = S_K.d \end{array} \right. \dots\dots\dots (IV.3)$$

- La dalle M

$$\left[\begin{array}{l} S_M = [(L_1-L_2)+2*d + L_4+2*d].(B_1+2*d)/2 + (L_2-2*d) . d - S_{\text{Puit/Chambre}} \\ S_{\text{Purge}} = d_2 . d_2 = 0.0625 \\ S_{\text{Puit/Chambre}} \approx 20 \times S_{\text{Purge}} = 1.25 \\ V_M = S_M . d_2 \end{array} \right. \dots\dots (IV.4)$$

- Les appuis

$$\left[\begin{array}{l} L_{\text{purge}} = 0,25\text{m} \\ H_{\text{appui}} = c-d_2 \longrightarrow H_{\text{appui}} = 0,5-0,25=0,25\text{m} \\ S_{\text{appui}} = (L_1+ 2.a_2+L_4-2L_{\text{purge}}).d \\ V_{\text{appui}} = S_{\text{appui}} . d_2 \end{array} \right. \dots\dots (IV.5)$$

Tableau IV.3 : Récapitulatif des résultats des surfaces et des volumes

/	Paroi G	Parois J ₁ , J ₂	Paroi K	dalle M	appuis
Surface (m ²)	9.133	24.35	5.4	14.842	4.542
Volume(m ³)	2.74	7.305	1.62	3.711	1.136

- Volume total de béton utilisé :

$$V_{\text{total}} = V_{\text{appuis}} + V_{\text{M}} + V_{\text{K}} + V_{\text{J}} + V_{\text{G}} \dots\dots\dots(\text{IV.6})$$

$$V_{\text{total}} = 1.136 + 3.711 + 1.62 + 7.305 + 2.74$$

$$V_{\text{total}} = 16.512 \text{ m}^3$$

- Poids de la hausse :

$$P_{\text{hausse}} = \rho_{\text{beton}} \cdot V_{\text{total}} \longrightarrow P_{\text{hausse}} = 2,4 * 16.512$$

$$P_{\text{hausse}} = 39.63 \text{ t}$$

- ❖ Calcule du centre de gravité de la hausse sur le plan horizontal par rapport à la butée :

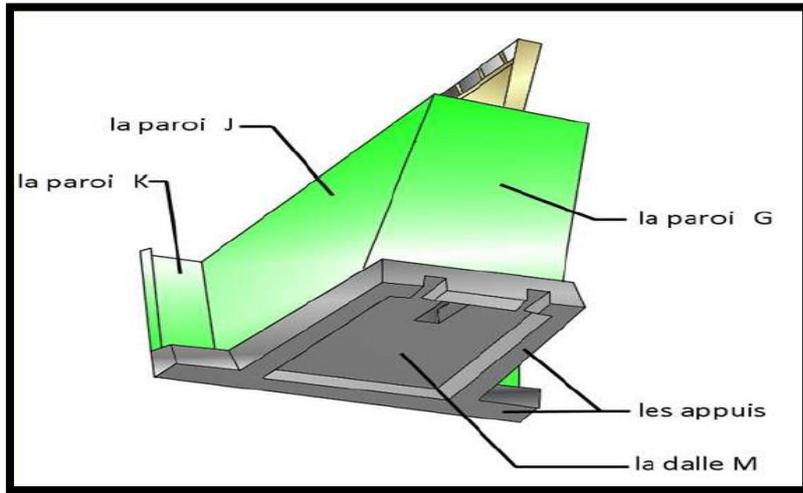


Figure IV.2: vue aval des différentes parois de la hausse labyrinth.

- ♦ Centre de gravité de la paroi K :

$$\left\{ \begin{array}{l} X_k = \frac{1}{2} d + B_1 - d \dots\dots\dots(\text{IV.7}) \\ X_k = 3.45 \text{ m} \end{array} \right.$$

- ♦ Centre de gravité de la paroi j :

$$\left\{ \begin{array}{l} X_j = \frac{\left[\frac{a_2}{2} * (H-c) a_2 - \frac{1}{3} a_1 * \frac{(H-c) * a_1}{2} \right]}{(H-c) * a_2 + a_1 * \frac{H-c}{2}} \dots\dots\dots(\text{IV.8}) \\ X_j = 1.13 \text{ m} \end{array} \right.$$

- ♦ Centre de gravité des appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} X_{\text{appuis}} = \frac{\left(\frac{d}{2} + B_1 - d \right) * (L_1 * d) + \left(\frac{a_2 - d}{2} \right) * (a_2 - 2d) * d * 2 + \frac{d}{2} * (L_4 * d - 2(d_2 * d))}{(L_1 * d) + (a_2 - 2d) * d * 2 + (L_4 * d - 2(d_2 * d))} \dots\dots\dots(\text{IV.9}) \\ X_{\text{appuis}} = 2.08 \text{ m} \end{array} \right.$$

- ♦ Centre de gravité de la paroi G :

$$\cos(\alpha) = X_{G'} / X_G \longrightarrow X_{G'} = X_G * \cos(\alpha) \dots\dots\dots(\text{IV.10})$$

Calcul de X_G :

Je pose : $A = \sqrt{e^2 - \left(\frac{L_4 - L_2}{2}\right)^2}$

$$X_G = - \left[\frac{\frac{1}{3} * A * \frac{L_4 - L_2 * A}{2} * 2 + \frac{A}{2} * L_2 * A}{\frac{L_4 - L_2 * A}{2} * 2 + L_2 * A} \right] \dots\dots\dots(IV.11)$$

$X_G = -1.66 \text{ m}$

$X_{G'} = -1.17 \text{ m}$

• Centre de gravité de la dalle M :

$X_M =$

$$\frac{\left(\frac{1}{2}d + (B_1 - d)\right) * d * L_1 + \frac{B_1 - d}{2} * ((B_1 - d) * L_4 - S_{appuis}) + \frac{2}{3} * (B_1 - d) * 2 * \left(\frac{(B_1 - d) * \frac{L_1 - L_4 - L_2}{2}}{2}\right)}{d * L_1 + (B_1 - d) * L_4 - S_{appuis} + 2 * \left(\frac{(B_1 - d) * \frac{L_1 - L_4 - L_2}{2}}{2}\right)} \dots\dots\dots(IV.12)$$

$X_M = 1.94 \text{ m}$

• Le centre de gravité de la hausse est :

$$X_{hausse} = (X_G' \cdot V_G + X_J \cdot V_J + X_K \cdot V_K + X_M \cdot V_M + X_{appuis} \cdot V_{appuis}) / V_{total} \dots\dots\dots(IV.13)$$

$= -(1.17 * 2.74 + 1.13 * 7.305 + 3.45 * 1.62 + 1.94 * 3.711 + 2.08 * 1.136) / 16.512$

$X_{hausse} = 1.61 \text{ m}$

❖ Calcul du volume et du centre de gravité de l'auge :

• Calcul du volume de l'auge

$$V_{auge} = (H - c) \cdot [S_G \cdot \cos(\alpha) / 2 + (S_M - L_2 \cdot d)] \dots\dots\dots(IV.14)$$

$= 2.5 * \{9.133 * \cos(45) / 2 + (14.842 - 2.16 * 0.3)\}$

$V_{auge} = 43.56 \text{ m}^3$

- ♦ Calcule du centre de gravité de l'eau dans l'auge sur le plan horizontal par rapport à la butée

$$X_{\text{auge}} = 1.29 \text{ m}$$

❖ Les moments mobilisant

- ♦ Pression hydrostatique amont :

- Si $h = H$

$$F_{\text{amont}} = \frac{1}{2} \rho_e g L h^2 \longrightarrow F_{\text{amont}} = 24.3 * 10^4 \text{ N}$$

$$M_{\text{amont}} = \frac{1}{6} \rho_e g L h^3 \longrightarrow M_{\text{amont}} = 24.3 * 10^4 \text{ N.m}$$

} ... (IV.15)

- Si $h = h_{\text{max}}$

$$F_{\text{amont}} = \frac{1}{2} \rho_e g L H (2h - H) \longrightarrow F_{\text{amont}} = 66.58 * 10^4 \text{ N}$$

$$M_{\text{amont}} = \frac{1}{6} \rho_e g L H^2 (3h - 2H) \longrightarrow M_{\text{amont}} = 87.72 * 10^4 \text{ N.m}$$

} ... (IV.16)

- ♦ Sous-pression dans la chambre et sous la base de la hausse :

$$F_{\text{Sous-pression max}} = \rho_e g 0,75 \cdot h_{\text{max}} S_M \longrightarrow F_{\text{Spm}} = 62.44 * 10^4 \text{ N.m}$$

$$M_{\text{Sous-pression max}} = F_{\text{Sous-pression max}} \cdot X_M \longrightarrow M_{\text{Spm}} = 121.14 * 10^4 \text{ N.m}$$

} ... (IV.17)

❖ Les moments stabilisants

- ♦ Poids de l'auge :

- Si $h = H_{\text{hausse}}$

$$F_{\text{auge}} = V_{\text{auge}} \cdot \rho_e g \longrightarrow F_{\text{auge}} = 43.56 * 10^4 \text{ N}$$

$$M_{\text{auge}} = F_{\text{auge}} \cdot X_{\text{auge}} \longrightarrow M_{\text{auge}} = 56.19 * 10^4 \text{ N.m}$$

} (IV.18)

- Si $h = h_{\text{max}}$

$$F_{\text{auge}} = (V_{\text{auge}} + S_M (h_{\text{max}} - H_{\text{hausse}})) \cdot \rho_e g \longrightarrow F_{\text{auge}} = 82.30 * 10^4 \text{ N} \dots \dots \dots (IV.19)$$

$$M_{auge} = 106.16 * 10^4 \text{ N.m}$$

- ♦ Contre pression de la lame déversante :

- Si $h = h_{max}$

$$h_{aval} = 0,2 h_{amont}$$

$$F_{aval} = 1/2 \rho_e g L_{aval} h_{aval}^2 \longrightarrow F_{aval} = 1.88 * 10^4 \text{ N}$$

$$M_{aval} = 1/6 \rho_e g L_{aval} h_{aval}^3 \longrightarrow M_{aval} = 0.71 * 10^4 \text{ N.m}$$

- ♦ Moment du lest et de la hausse :

$$M_{hausse} = P_{hausse} X_{hausse} \longrightarrow M_{hausse} = 63.80 * 10^4 \text{ N.m} \dots\dots\dots(IV.21)$$

$$M_{lest} = P_{lest} X_{lest} \text{ (il sera déduit de la vérification de la stabilité au renversement)} \dots\dots(IV.21)$$

- ❖ Vérification de stabilité au renversement :

- Si $h = H_{hausse}$

$$\Sigma M > 0 \longrightarrow (M_{hausse} + M_{auge}) - M_{amont} > 0 \dots\dots\dots(IV.22)$$

$$\Sigma M = 95.69 * 10^4 \text{ N.m} \longrightarrow \text{le module reste stable : Vérifié}$$

- Si $h = h_{max}$ (sans que l'eau ne pénètre dans le puits)

$$\Sigma M > 0 \longrightarrow (M_{hausse} + M_{auge} + M_{aval}) - M_{amont} > 0 \dots\dots\dots(IV.23)$$

$$\Sigma M = 82.95 * 10^4 \text{ N.m} \longrightarrow \text{le module reste stable : Verifie}$$

Remarque : Il ne sera pas nécessaire d'installer des lests

- Si $h = h_{max}$ (l'eau ne pénètre dans le puits)

$$\Sigma M < 0 \longrightarrow (M_{hausse} + M_{auge} + M_{aval}) - M_{amont} - M_{Sous-pression \text{ max}} < 0 \dots\dots(IV.24)$$

$$\Sigma M = - 38.19 * 10^4 \text{ N.m} \longrightarrow \text{le module bascule: Verifie}$$

IV.3.2 Stabilité au glissement

La butée sera construite en vérifiant le critère suivant :

$$M_{Butées} = M_{amont} \text{ Pour } h = h_{max}$$

$$M_{Butées} = 1/6 \rho_e g L H^2 (3h-2H) \longrightarrow M_{Butées} = 87.72 * 10^4 \text{ N.m} \dots\dots\dots(IV.25)$$

IV.4 Equipements du système

Tenant compte de la longueur de déversement initial de l'évacuateur de crue du barrage, le seuil du déversoir comprend un système à dix (10) hausses fusibles identiques en géométrie et regroupées en 10 séquences de basculement.

Chaque hausse est équipée d'un puits propre réglé à une altitude ce qui lui permet de basculer au niveau du réservoir souhaité. Les principales caractéristiques géométriques des hausses du barrage sont comme suit :

- Nombre de hausse : 10
- Hauteur des hausses : 3 m
- Largeur réelle des hausses : 5,4 m
- Base des hausses : 111,3 m NGA
- Crête des hausses : 114,3 m NGA
- Volume au niveau de crête des hausses NNR 145 Mm³

IV.5 Laminage de crue à seuil libre (sans hausse fusible)

IV.5.1 Données de base

- Niveau normal de la retenue
- Hydrogramme de crue.
- Crue de projet.
- Courbe hauteur- capacité.
- Courbe de débits déversant

$$Q_{\text{sortie}} = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots(\text{IV.26})$$

où,

m : Coefficient de débit;

b : Largeur de déversoir;

h : Hauteur d'eau sur le déversoir.

Tableau IV.4 : Données de la courbe de débit déversant

h _d	côte	q(m ³ /s)
0	111.3	0
1	112.3	117.30
2	113.3	331.54
3	114.3	609.09
4	115.3	937.744
4,75	116.05	1213.48

La courbe de débits déversant est donnée en l'annexe IV .1 la figure IV.2.

IV.5.2 Principe de la méthode

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

- Débit de crue à partir de l'hydrogramme de crue.
- Volume d'eau entrant pendant le temps Δt :

$$V_{\text{ent}} = \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2} \Delta t \dots\dots\dots(\text{IV.27})$$

- La cote du plan d'eau.
- Le débit sortant par la projection de la cote sur la courbe du débit déversant .

. Le volume sortant pendant le temps Δt :

$$V_{\text{sortant}} = \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2} \Delta t \dots\dots\dots(\text{IV.28})$$

Le tableau suivant représente les différents débits laminés :

Tableau IV.5 : Calcul de débit laminé max

t ₁ (h)	t ₂ (h)	Q _{e1} (m ³ /s)	Q _{e2} (m ³ /s)	Q _{moy,dt} (m ³ /s)	V (Mm ³)	Côte (m)	qs ₁ (m ³ /s)	qs ₂ (m ³ /s)	moy,dt (m ³ /s)	V (Mm ³)	Stock unit (m ³)	stock tot (m ³)	H (m)
0	3	0	304,63	152,315	1,645002	111,7	0	45	22,5	0,243	1,402002	126,402	0,4
3	6	304,63	1218,53	761,58	8,225064	113	45	260	152,5	1,647	6,578064	132,9801	1,7
6	9	1218,53	2760	1989,265	21,484062	115	260	830	545	5,886	15,59806	148,5781	3,7
9	12	2760	1609,99	2184,995	23,597946	116	830	1609,9	1219,95	13,1755	10,42249	159,0006	4,7
12	15	1609,99	828,01	1219	13,1652	114,9	1609,9	810	1209,95	13,0675	0,09774	159,0984	3,6
15	18	828,01	351,92	589,965	6,371622	112,7	810	190	500	5,4	0,971622	160,07	1,4
18	21	351,92	105,83	228,875	2,47185	112	190	75	132,5	1,431	1,04085	161,1108	0,7
21	24	105,83	13,82	59,825	0,64611	111,6	75	40	57,5	0,621	0,02511	161,1359	0,3
24	27	13,82	0	6,91	0,074628	111,3	40	0	20	0,216	-0,14137	160,9946	0

L'hydrogramme de crue de débits entrant et sortant est donnée en l'annexe IV .2 la figure IV.3.

IV.6 Séquences de basculements

Le niveau du premier basculement est la hauteur du premier basculement plus la cote de la crête des hausses

$$\text{Côte } b_1 = 114,3 + 2,5 = 116,8 \text{ m}$$

Les hausses basculeront selon leurs niveaux de basculements, définis dans le tableau suivant :

Tableau IV.6 : Niveau de basculement des hausses

Séquence de basculement	Numéro de la Hausse	Niveau de basculement (m NGA)
1	1,2	116,8
2	3,4	116,9
3	5,6	117
4	7	117,1
5	8	117,15
6	9	117,20
7	10	117,25

On notera que les premières séquences de basculement ont des niveaux de basculement éloignés : 10 cm, Au-delà de la quatrième séquence, cet écart est réduit à 5 cm, il correspond à des évènements extrêmement rares.

Les hausses de deux séquences de basculement consécutives ne sont pas adjacentes, mais au contraire le plus éloignées possible sur le seuil afin d'obtenir un écoulement harmonieux dans le coursier de l'évacuateur.

IV.7 Laminage de crue à seuil équipé de hausse fusible

IV.7.1 Données de base

- Niveau normal de la retenue (▼NNR').
- Hydrogramme de crue.
- Crue de projet.
- Courbe hauteur- capacité au Dessau du NNR' en l'annexe IV .3 la figure IV.4.
- Courbe de débits déversant

$$Q = C_d L (2g)^{1/2} h^{3/2} \dots\dots\dots(IV.29)$$

Avec :

C_d : Coefficient de débit.(Celui-ci dépend du type des hausses et du rapport de la lame déversante h à la hauteur des hausses H) d'après la Figure III.27 chapitre 3.

h : Lame déversante par rapport à la crête des hausses (en m)

L : Longueur rectiligne du seuil (en m), la longueur développée de la crête des hausses labyrinthé étant environ 3 à 4 fois supérieure.

g : Accélération de la pesanteur (m/s²).

Tableau IV.7 : données de la courbe de débit déversant avec hausses fusibles

h(m)	h/H	cd	débit déversé (m ³ /s)	cote (m)
0	0	1,29	0	114,3
0,5	0,16	1,2	311,24	114,8
1	0,33	1,05	770,28	115,3
1,5	0,5	0,9	1212,95	115,8
2	0,66	0,8	1659,96	116,3
2,5	0,83333333	0,76	2203,87858	116,8

La courbe de débits déversant est donnée en l'annexe IV.4 la figure IV.5

Les différents débits laminés sont représentés dans Le tableau suivant:

Tableau IV.8: Calcul de débit laminé max avec hausses fusibles

t ₁	t ₂	Q _{e1}	Q _{e2}	moy.dt	V (Mm ³)	Côte	qs1	qs2	moy.dt	V	stock unit	stock tot
(h)	(h)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)		(m)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(Mm ³)	(m ³)	(m ³)
0	0.5	0	10	5	0.009	114.3	0	0	0	0	0.009	145.009
0.5	1.5	10	80	45	0.162	114.4	0	60	30	0.108	0.054	145.063
1.5	2.5	80	209	144.5	0.5202	114.45	60	100	80	0.288	0.2322	145.2952
2.5	3.5	209	409	309	1.1124	114.5	100	120	110	0.396	0.7164	146.0116
3.5	4.5	409	700	554.5	1.9962	114.8	120	310	215	0.774	1.2222	147.2338
4.5	5.5	700	1010	855	3.078	115.1	310	590	450	1.62	1.458	148.6918
5.5	6.5	1010	1410	1210	4.356	115.5	590	950	770	2.772	1.584	150.2758
6.5	7.5	1410	1890	1650	5.94	115.9	950	1300	1125	4.05	1.89	152.1658
7.5	8.5	1890	2500	2195	7.902	116.5	1300	1740	1520	5.472	2.43	154.5958
8.5	9	2500	2750	2625	4.725	116.5	1740	1800	1770	3.186	1.539	156.1348
9	9.5	2750	2600	2675	4.815	116.55	1800	1930	1865	3.357	1.458	157.5928
9.5	10	2600	2339	2469.5	4.4451	116.6	1930	2000	1965	3.537	0.9081	158.5009
10	10.5	2339	2150	2244.5	4.0401	116.75	2000	2150	2075	3.735	0.3051	158.806
10.5	11	2150	1950	2050	3.69	116.73	2150	2130	2140	3.852	-0.162	158.644
11	11.5	1950	1780	1865	3.357	116.57	2130	1940	2035	3.663	-0.306	158.338
11.5	12	1780	1600	1690	3.042	116.56	1940	1935	1937.5	3.4875	-0.4455	157.8925

L'hydrogramme de crue de débits entrant et sortant est donnée en l'annexe IV .5 la figure IV.6.

Conclusion

Les hausses fusibles restent un système simple et efficace permettant d'augmenter une capacité de stockage d'un barrage sous réserve de justifier la solution économiquement et assurer un dimensionnement fiable des hausses fusibles pour contrôler la crue de projet tout en évitant leur basculement de ces derniers.

Après étude de dimensionnement des hausses fusibles pour le barrage de Kef Eddir on a pu augmenter sa capacité du 125 Mm^3 à 145 Mm^3 soit 16 %, un volume d'eau appréciable qui permet de compenser la réserve qui sera occupée par les sédiments à moyen terme.

Introduction

L'organisation de chantier consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux à exécuter, avant d'aller sur chantier, et de commencer la réalisation des travaux, pour cela il faut toujours commencer par une étude théorique et ensuite la partie pratique. Dans la première on détermine le temps de réalisation avec précision, le matériel à utiliser, la main d'œuvre nécessaire et les matériaux de construction nécessaires, dans la deuxième partie on passe à l'exécution des travaux sur terrain.

Les principes de base observés dans l'organisation de chantier et le calendrier des travaux sont :

- ❖ Mécanisation du chantier à un degré maximal et l'utilisation d'un matériel efficace et d'un personnel hautement qualifié.
- ❖ Coordination des différentes phases de construction à en matière de simultanéité des travaux sur quelques sous chantier pour accélérer la réalisation.
- ❖ Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement ;
- ❖ déterminer en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une incidence importante sur le prix de revient;
- ❖ Répartir et coordonner les tâches par la concentration d'une main d'œuvre spécialisée;
- ❖ Structurer convenablement les postes de travaux stabilisés pour lesquels, on adoptera une mécanisation de plus en plus poussée.

V.1 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier

Avant d'entrer dans le vif du sujet relatif au chantier de réalisation d'un barrage, il nous paraît indispensable de rappeler les rôles des différentes personnes amenées à intervenir dans l'acte de construction.

V.1.1 Le maître de l'ouvrage

C'est une personne physique ou morale pour le compte de laquelle sont exécutés les travaux. Son rôle est de définir le but à atteindre l'objectif d'un programme, d'organiser un financement, de passer et de régler les marchés des travaux. Après la réception des ouvrages, il en est le propriétaire et parfois le gestionnaire.

V.1.2 Le maître d'œuvre

C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de recevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation des entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi le décompte.

Pour le cas d'un barrage, le maître d'œuvre est souvent chargé, en outre d'interpréter son osculation jusqu'à l'achèvement de la phase de la mise en eau et de régler le rapport de la première mise en eau.

V.1.3 L'entrepreneur

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et, parfois, de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction tant que celui-ci n'a pas été réceptionné.

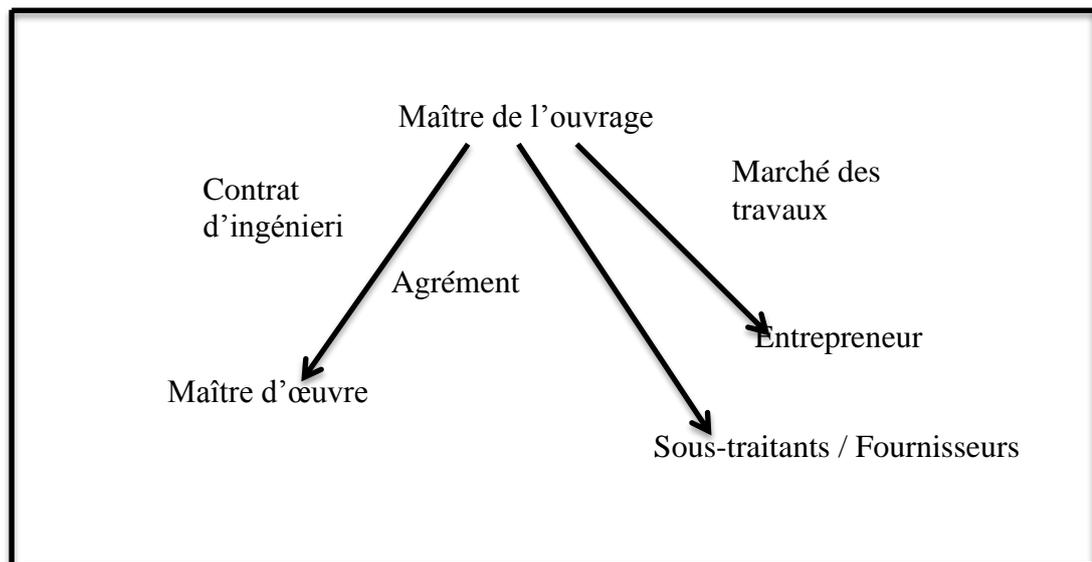


Figure V.1 : Le lien contractuel entre les acteurs traditionnels d'un chantier

V.2 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise

L'installation générale d'un chantier nécessite un terrain en dégagant de larges espaces autour de l'entreprise de la prise d'eau, afin de ménager les divers aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail.

On peut distinguer les installations suivantes :

V.2.1 Installations destinées au personnel

En générale, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

V.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux

- Agrégats

Les agrégats destinés à la fabrication du béton (sable, graviers) doivent être contrôlés à leur réception ; il convient de vérifier la granulométrie en prélevant des échantillons. La méthode de stockage sera en étoile, pour éviter le mélange des agrégats

- Le Ciment et les aciers

Le ciment sera livré en vrac et stocké dans des silos, son lieu de fabrication n'est pas très éloigné du site.

Les aciers doivent être stockés dans des endroits loin de la forte humidité (baraquements, hangars...).

V.2.3 Installations destinées à la réparation des engins

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

V.2.4 Installation destinée pour la préfabrication

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les puits....

V.3 Succession des opérations du chantier

Le planning estimatif s'articule en trois phases :

- Phase 1 : Dossiers d'exécution et de fabrication des hausses 5 mois
- Phase 2 : Fabrication des hausses et de leurs accessoires 8 mois
- Phase 3: Assemblage 2 semaines

Les engins et les accessoires utilisés sont :

- ♦ Grue mobile
- ♦ Mini Central à béton
- ♦ Coffrage (un moule de hausse)
- ♦ Les joints

- ♦ Puits fabriquée
- ♦ Camion
- ♦ Pompe à béton

V.4 Planification

V.4.1 Définition

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- installation des postes de travail ;
- observations instantanées ;
- analyse des tâches ;
- le chronométrage ;
- définition des objectifs et des attributions ;
- simplification des méthodes ;
- stabilisation des postes de travail.

V.4.2 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau .
- Méthodes basées sur le graphique.

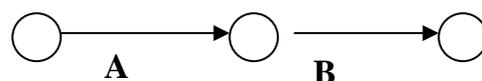
❖ méthodes basées sur le réseau

- Définition du réseau :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

➤ Réseau à flèches

L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération A précède l'opération B

➤ Réseau à nœuds

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

V.5 différentes méthodes basées sur le réseau

V.5.1 méthode C.P.M: *Critical Path Method*

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

- ♦ 1ère phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;
- ♦ 2ème phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;
- ♦ 3ème phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

V.5.2 Méthode *Program Evaluation and Review Technic (P.E.R.TO)*

C'est-à-dire technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

V.5.3 choix de la méthode de calcul

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage à construire.

Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode C.P.M

- ❖ les paramètres de la méthode C.P.M :

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

- TR : temps de réalisation ;
- DCP : date de commencement au plus tôt ;
- DCPP : date de commencement au plus tard ;
- DFP : date de finition au plus tôt ;
- DFPP : date de finition au plus tard ;

MT : marge totale.

$$\text{Et : } \begin{cases} \text{DFP} = \text{DCP} + \text{TR} \\ \text{DCPP} = \text{DFPP} - \text{TR} \end{cases}$$

- Symboles des différentes opérations :

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : Symboles des opérations à réaliser

Travaux	Opérations	Durée (semaine)
La mise en place de coffrage	A	8
ferraillage	B	11
Préparation de béton et collage	C	8
décoffrage	D	4
assemblage	E	2
Travaux de finition	F	1

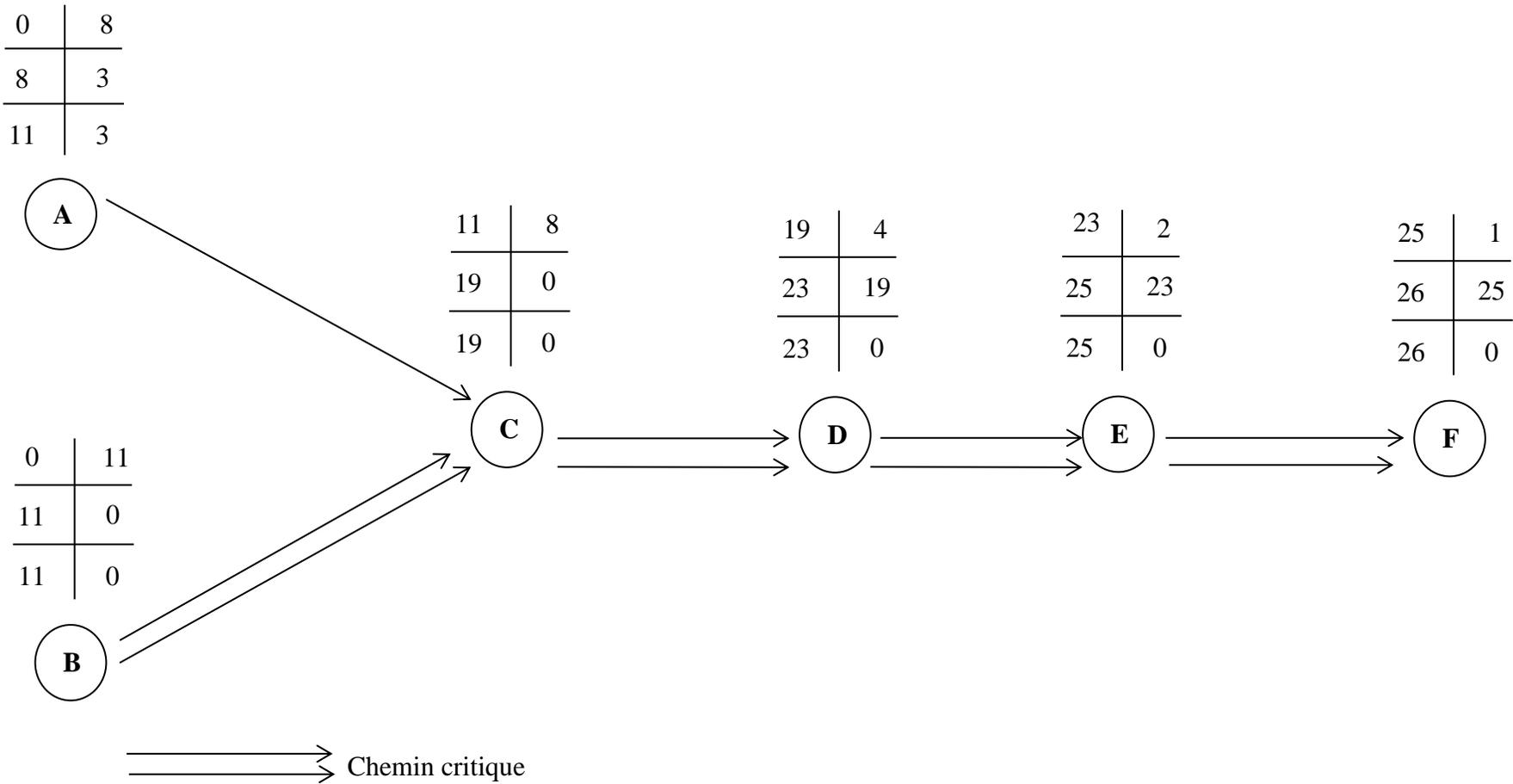


Figure N°V.2 : Diagramme de réseau à nœud pour les différentes opérations

❖ Chemin critique (C.C) :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C.C \iff \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.R \end{cases}$$

$$D.T.R = 1 + 2 + 4 + 8 + 11 = 26 \text{ semaines}$$

V.6 Conclusion :

L'étude de l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement des travaux, car elle nous permet de définir tous le volume des travaux nécessaire pour l'élaboration du chantier. Ainsi que leur temps de réalisation. Elle nous permet aussi de définir tous les engins nécessaires pour la réalisation de ces travaux

Conclusion Générale

Les hausses fusibles constituent l'une des solutions simples et efficaces pour augmenter la capacité de stockage d'un barrage-réservoir. L'une de leurs spécificités est qu'elles ne fonctionnent que sous l'action de l'eau et ne nécessitent ainsi aucune subordination ni intervention externe.

Les hausses fusibles sont des éléments jointifs et indépendants elle se situe au-dessus de la crête du déversoir du barrage ou un évacuateur de crue .Celles-ci tiennent en place grâce à leur propre masse.

En cas de forte crue et en fonction de l'intensité de celle-ci, les hausses peuvent basculer les unes après les autres sous la seule force hydrostatique de l'eau. Ce basculement va avoir pour fonction de libérer progressivement le seuil. Les règles de dimensionnement des hausses fusibles visent à garantir une meilleure sécurité pour l'exploitation du barrage.

Dans des conditions dites singulières de fonctionnement peuvent éventuellement affecter la précision du système, mais cela n'affecte en aucun point la fiabilité du basculement .Et pour cause le basculement des hausses fusibles n'est obtenu en dessous d'un certain seuil et même si l'alimentation du puits l'en empêche.

Ces aspects sécuritaires représentent un avantage considérable par rapport à tous les autres systèmes existants. Sur cette base que cette étude a été établie afin de connaître les critères et limites de projection et le principe de dimensionnement de ce système comme solution pour améliorer la capacité utile de stockage d'un barrage- réservoir pour des délais de réalisation appréciables tout en garantissant l'exploitation des eaux du réservoir du barrage durant les travaux de réalisation des hausses fusibles.

Référence Bibliographie

Ballut, L. Modernisation du barrage de Rustaing.

Touaibia, B. 2004. MANUEL PRATIQUE D'HYDROLOGIE .Edition MADANI.

Benlachtar, I. 2009. Dimensionnement des hausses fusibles du barrage de Ain ZADA, Mémoire fin d'étude Ecole national Polytechnique .

Epicum, S. 2003. Labyrinth and Piano Key Weirs II. Edition CRC.

Ghernouti, I. 2012. la surélévation des barrages par le système des hausse fusible (cas du barrage de beni amrane), Mémoire fin d'étude Ecole national supérieur d'hydraulique .

Hydroplus. 2010. Installation des hausses fusibles sur le barrage de Urra (Colombie) et gestion de la crue . colombie : s.n.

Benouniche, N. 2006. Etude des hausse fusible sur un dévesoire, Mémoire fin d'étude Ecole national Polytechnique .

Bouredji, S. 2013 . Contribution à l'étude de l'effet des conditions amont sur l'écoulement du déversoir en touches de piano (PK-Weir), mémoire de magister Université Mohamed Khider – Biskra .

Touaibia, b. 2001. les retenues. 2001.

Références sito-graphiques

[1] <http://datab.us/i/floodgate> [Consulté le : 15 08 2016.].

[2] [http://www.vinci-construction-projets.com/commun/plaquettes.nsf/1F8084154FC78383C125738C003F058D/\\$File/hydroplus_fr.pdf](http://www.vinci-construction-projets.com/commun/plaquettes.nsf/1F8084154FC78383C125738C003F058D/$File/hydroplus_fr.pdf)
[Consulté le : 28 8 2016.].

[3] <https://fr.dreamstime.com/photo-libre-de-droits-construction-de-barrage-image23550165>
[Consulté le : 15 8 2016.].

[4] http://www.hydroplus.com/hydroplus/hydroplus.nsf/web/hausse_rabattable.htm&lng=L2
[Consulté le : 1 9 2016.].

[5] <https://sdways01.smugmug.com/Scenery/Rivers-Waterfalls-Dams/Otter-Brook-Dam/i-GwQ4RRt>
[Consulté le : 17 08 2016.].

[6]
http://www.hydroplus.com/hydroplus/hydroplus.nsf/web/ref_barrage_de_la_gouyre.htm&lng=L1
[Consulté le : 17 08 2016.].

[7] http://www.hydroplus.com/hydroplus/hydroplus.nsf/web/hausse_classique.htm&lng=L1
[Consulté le : 10 9 2016.].

[8]

http://www.hydroplus.com/hydroplus/hydroplus.nsf/web/ref_barrage_de_kakdiamba.htm&lng=L1
[Consulté le : 10 9 2016.].

[9]

[http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(1995\)121%3A7\(512\)](http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/(ASCE)0733-9429(1995)121%3A7(512))
[http://www.barrages-cfbr.eu/BackUp/Info/documentation/texte/col2009/session%203/17\)%20S.%20Lacroix%20_Performances%20des%20hausses%20fusibles.pdf](http://www.barrages-cfbr.eu/BackUp/Info/documentation/texte/col2009/session%203/17)%20S.%20Lacroix%20_Performances%20des%20hausses%20fusibles.pdf) [Consulté le : 11 9 2016.].

[10]

https://infoscience.epfl.ch/record/148541/files/2009-651-Leite_Bieri_Boillat_Schleiss_Delorme_Laugier-Hydraulic_capacity_improvement_of_existing_spillways.pdf [Consulté le : 12 9 2016.].

[11]

http://www.barrages-cfbr.eu/IMG/pdf/3.04.1.hausses_fusibles_barrage_quipolly.pdf [Consulté le : 13 9 2016.].

ANNEXE N°I

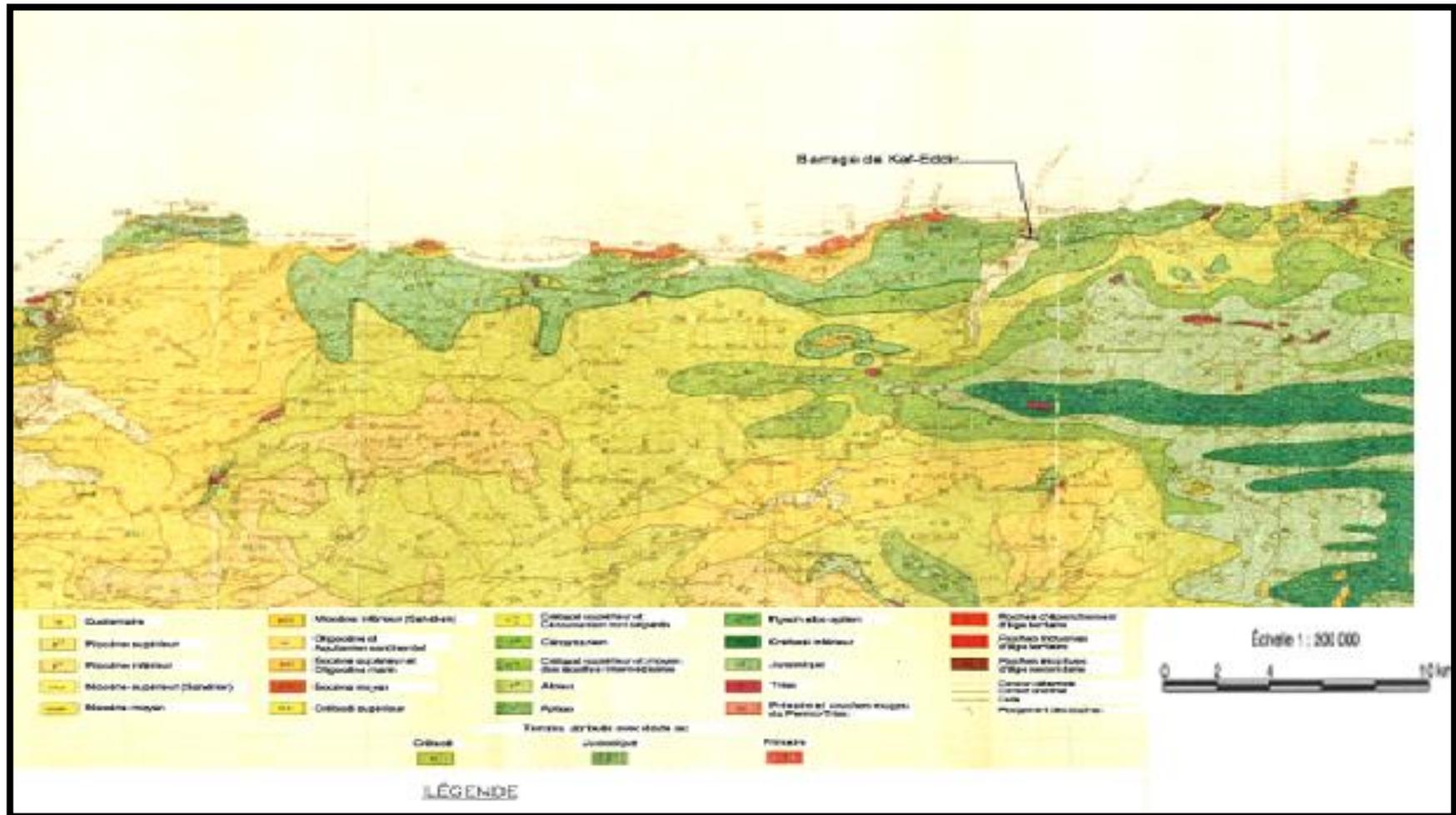


Figure N°I.2 : Géologie régionale de site de barrage

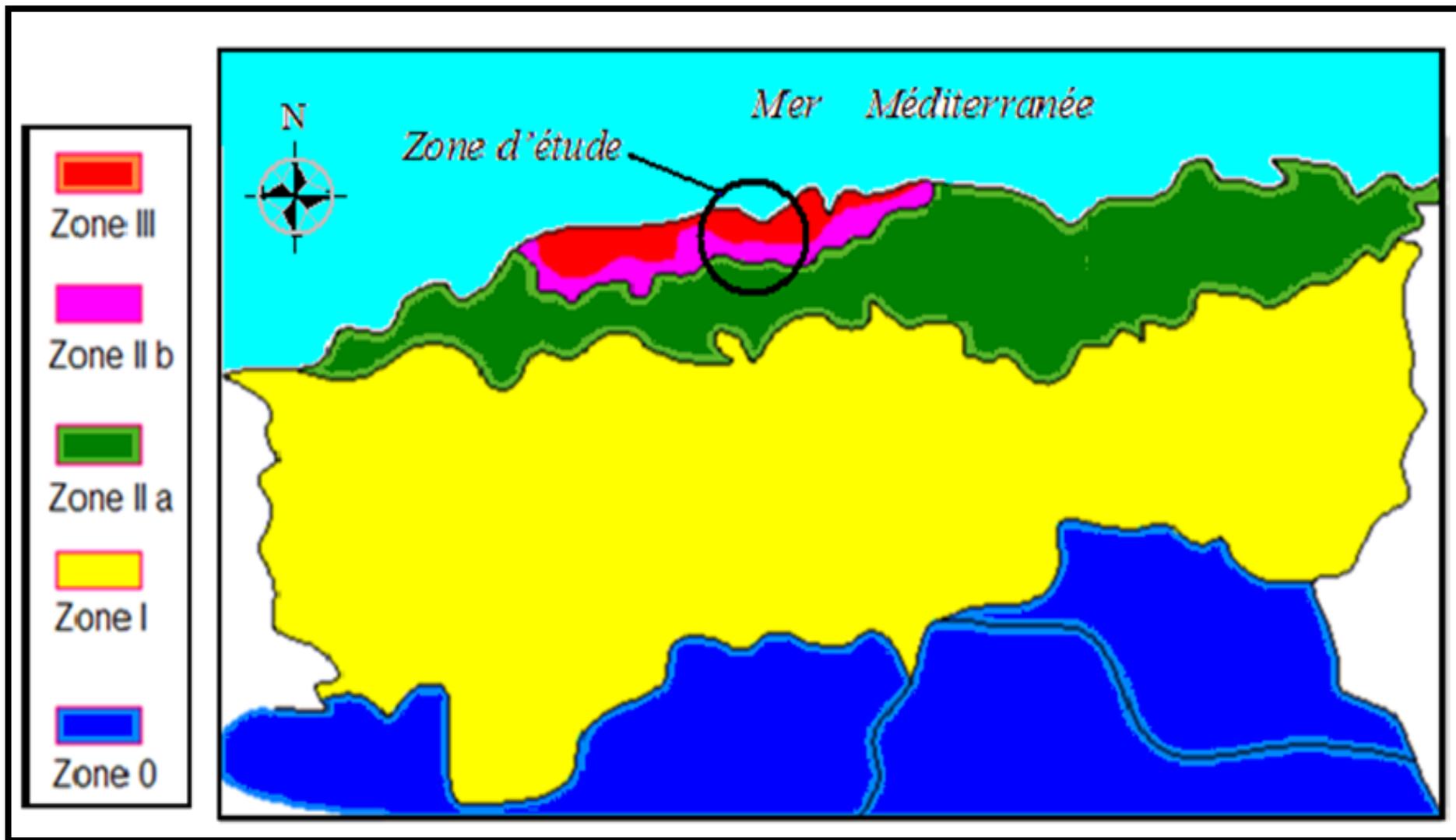


Figure N°I.3 : Carte de zonage sismique du territoire national RPA99

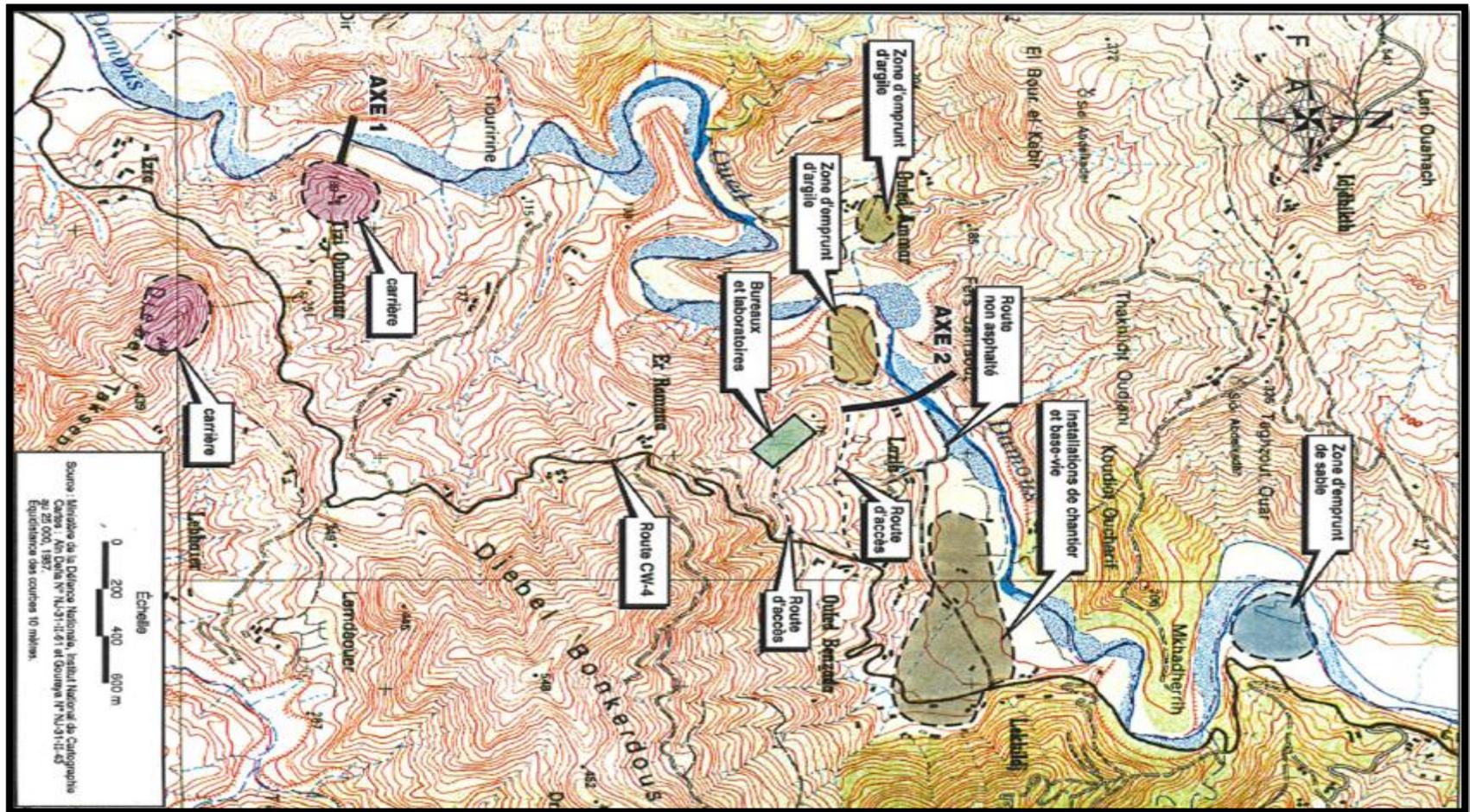


Figure N° I.4: Zone d'emprunt et carrière du barrage Kef eddir (source ANBT)

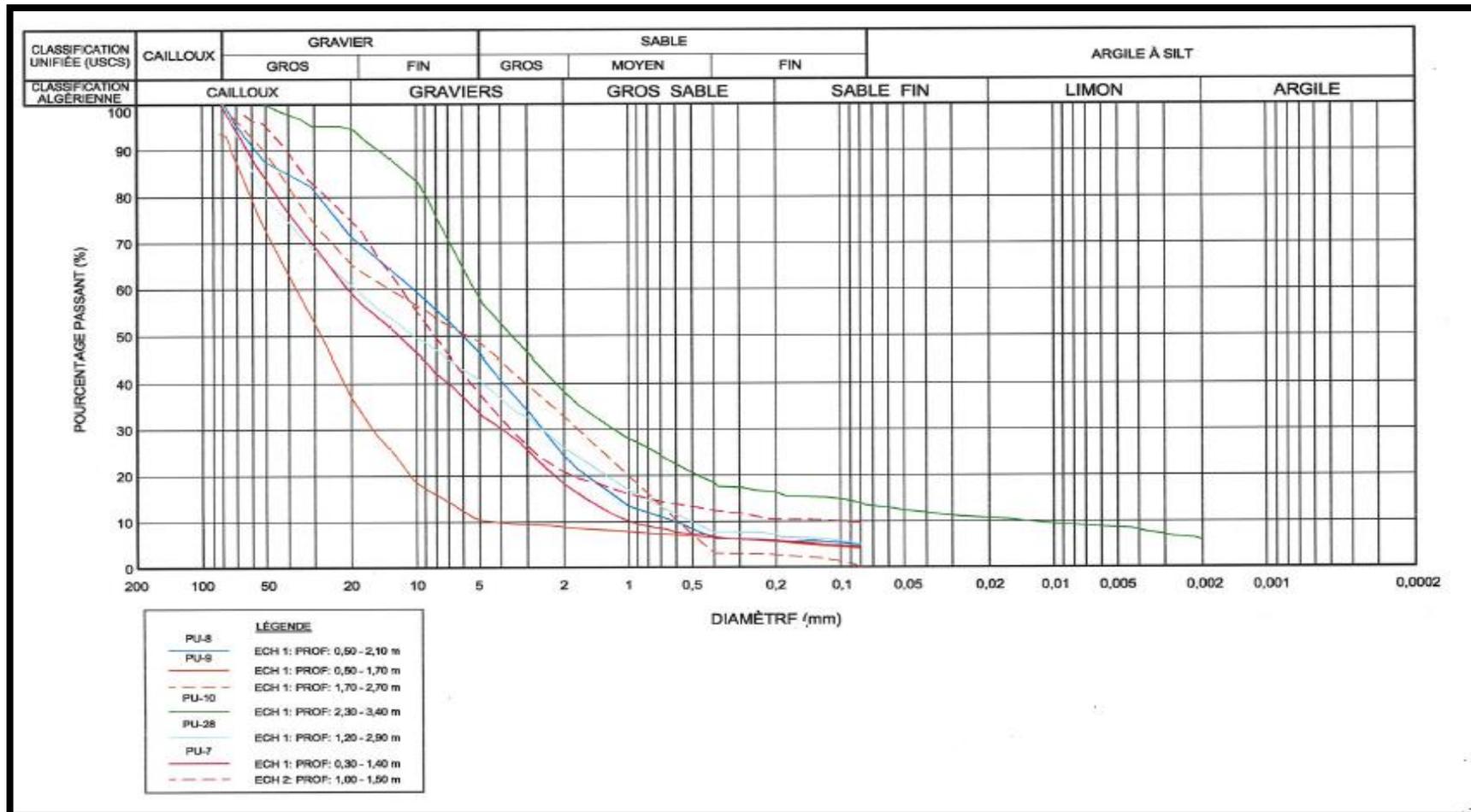


Figure N°I.5 : Courbes granulométriques des matériaux alluvionnaires

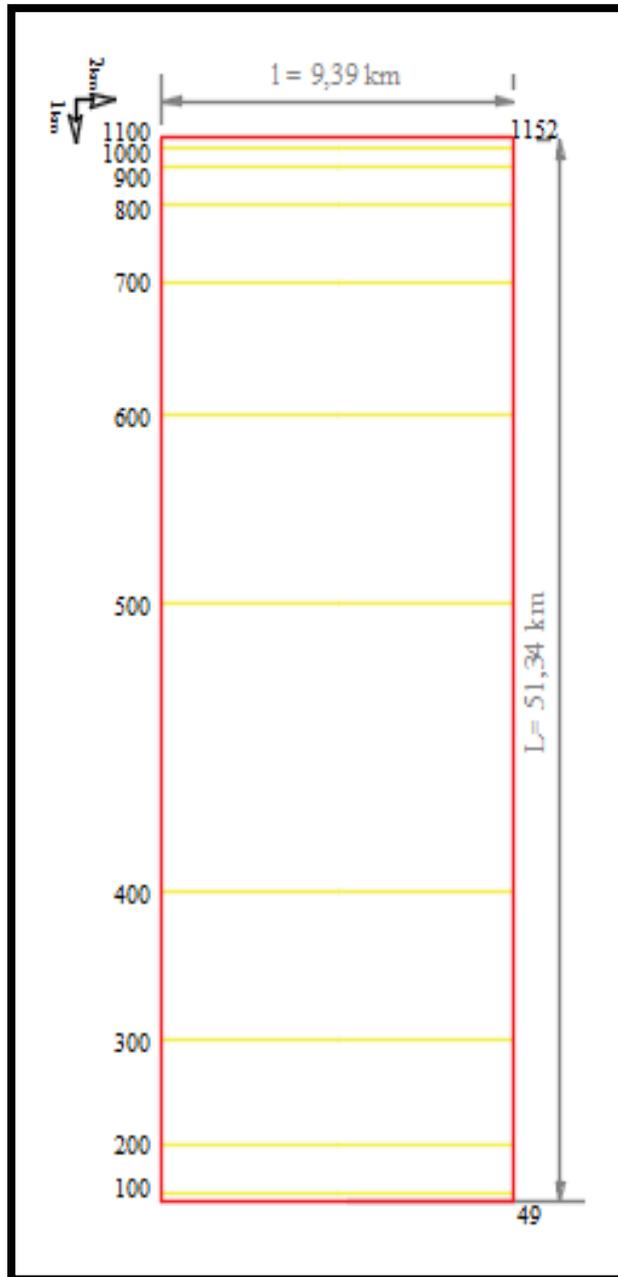


Figure N°II.2: Rectangle équivalent

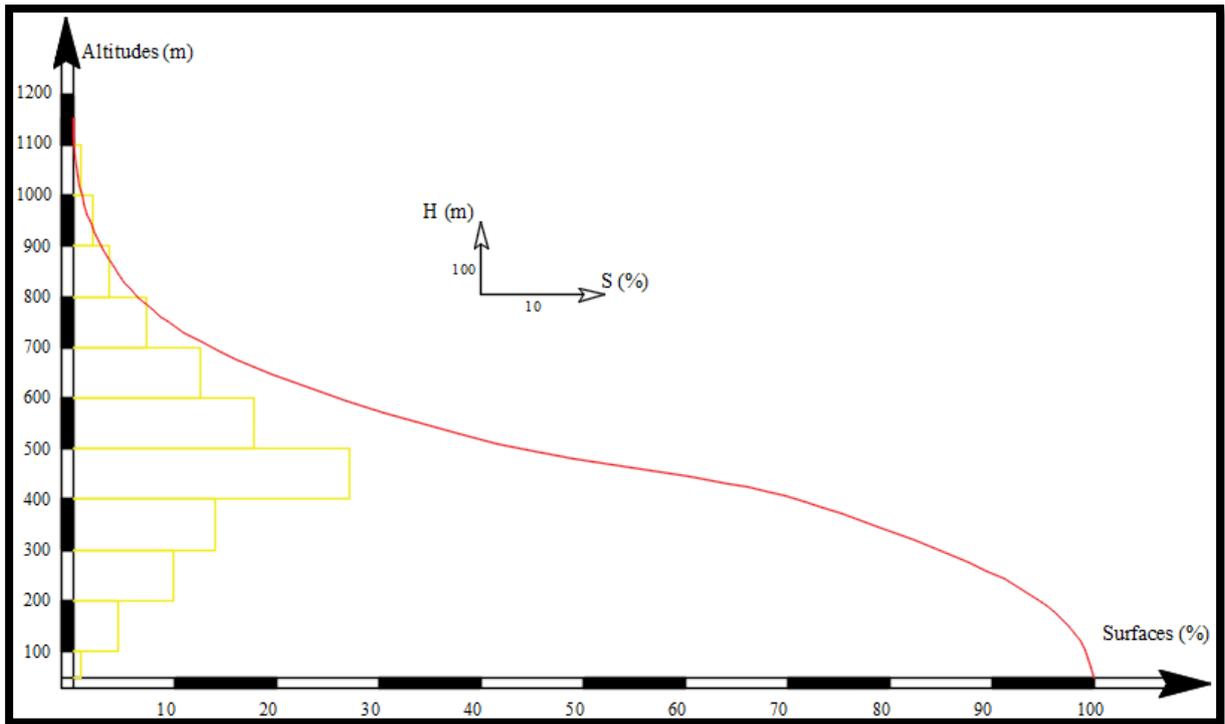


Figure N°II.4 : La répartition et courbe hypsométrique

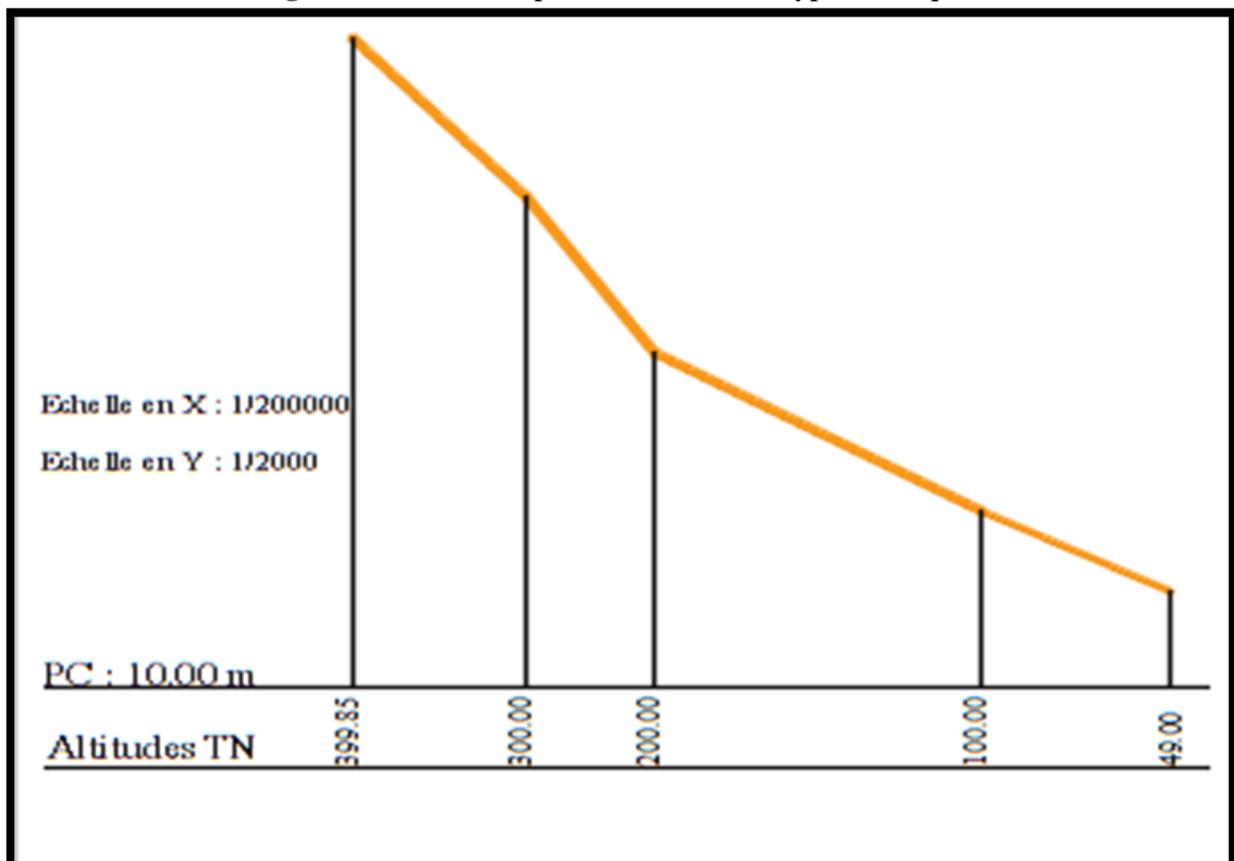


Figure N° II .6 : Profil en long

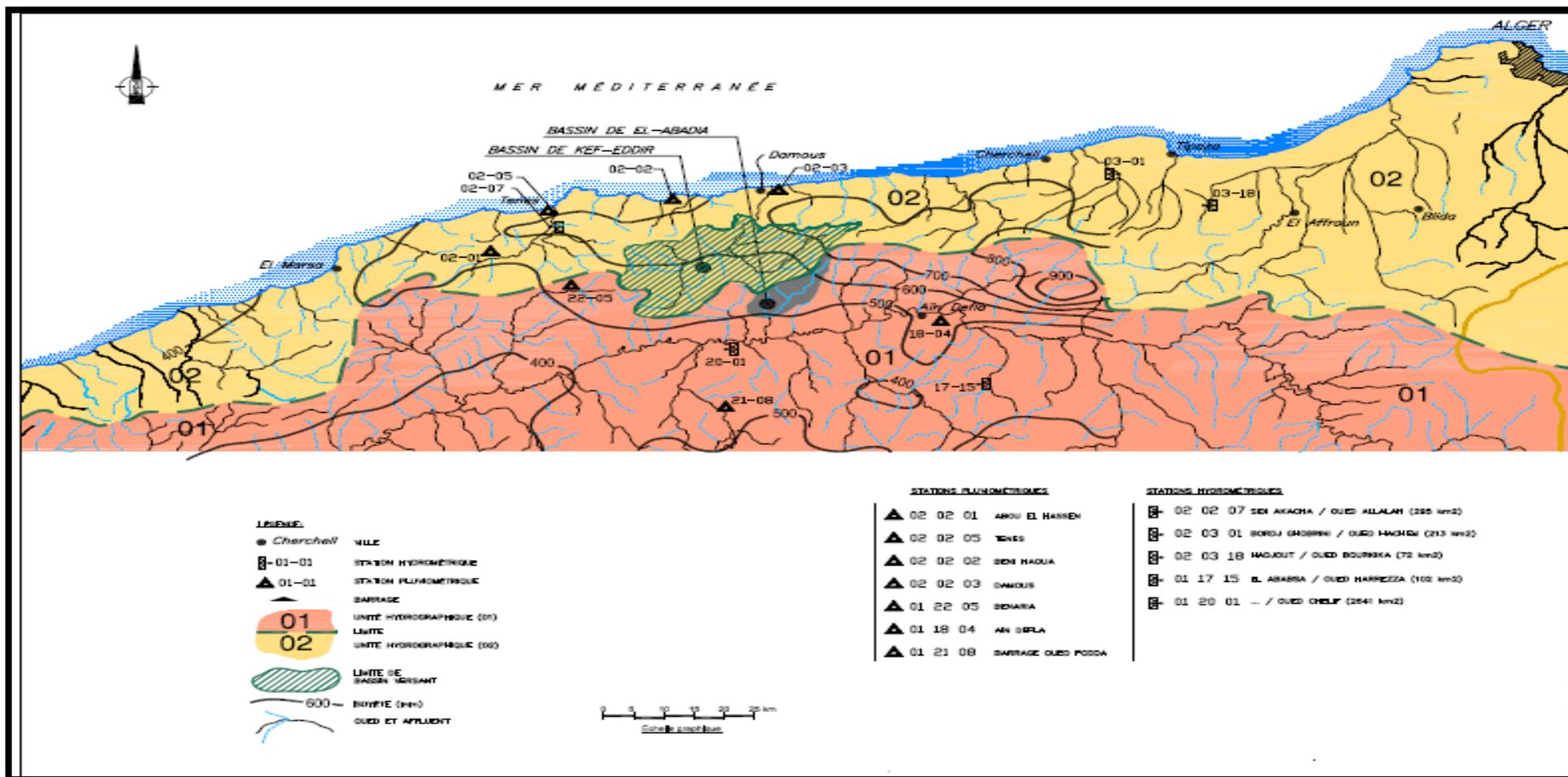


Figure N°II.7 : localisation des stations pluviométrique(ANBT)

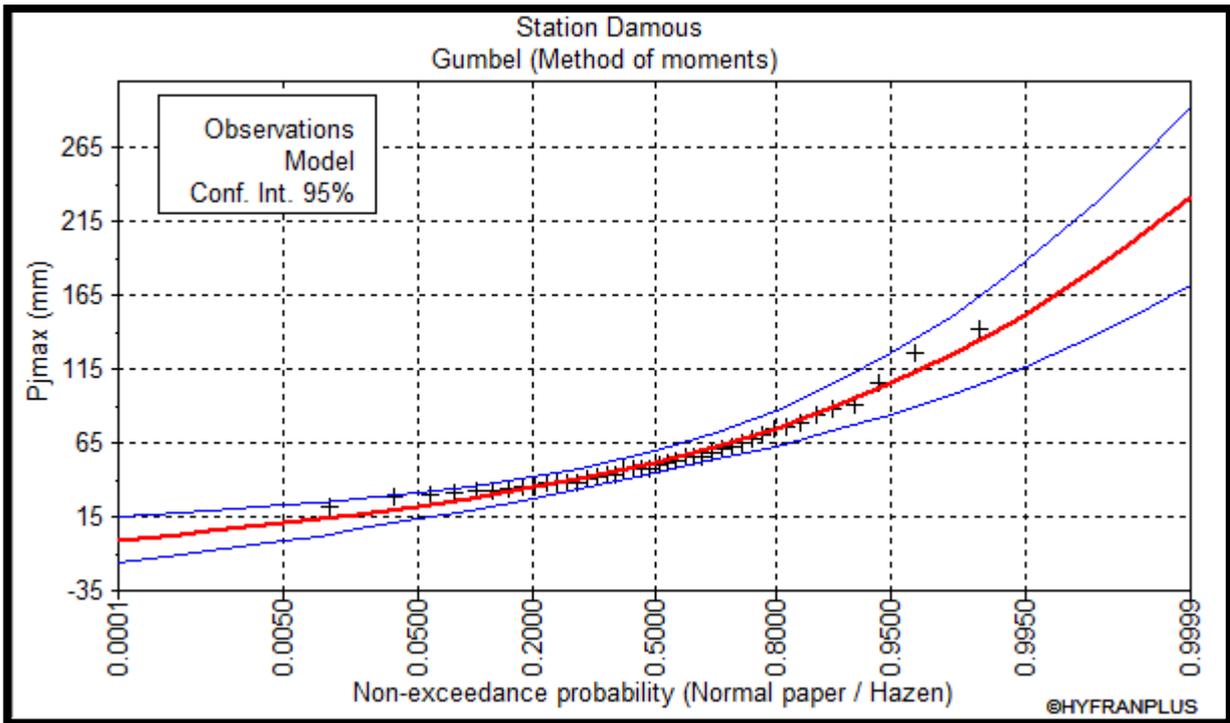


Figure N° II.8 : Ajustement à la loi de Gumbel

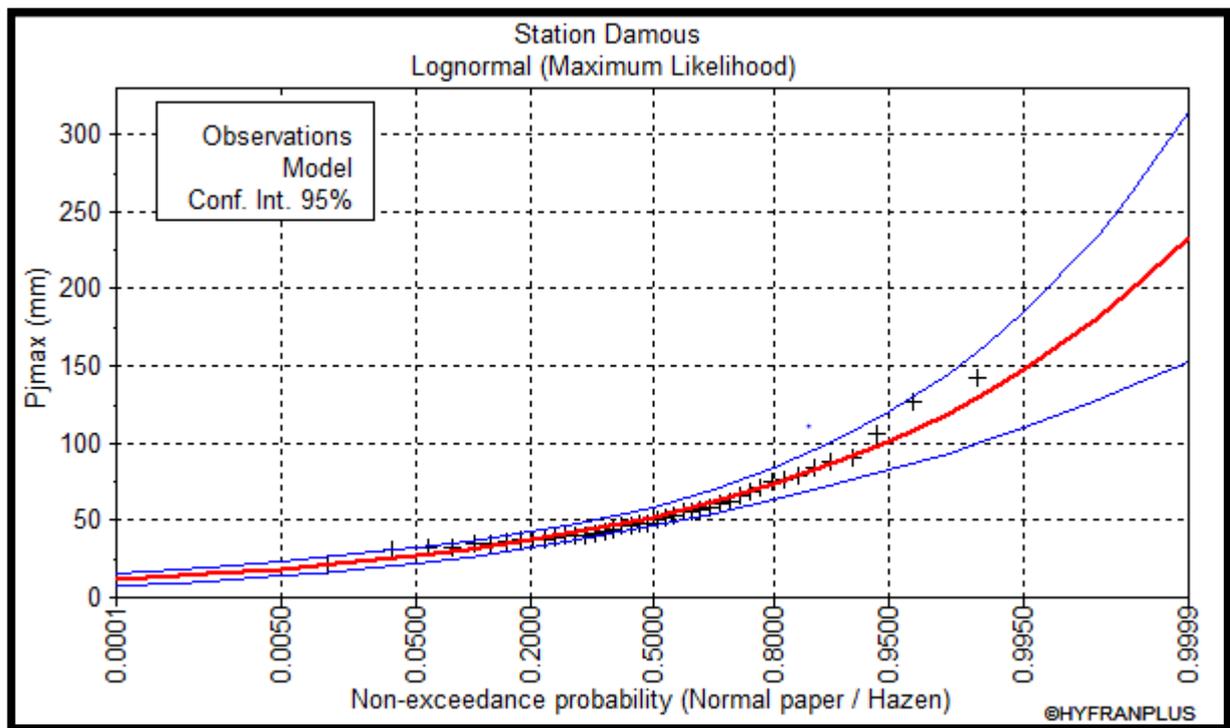


Figure N° II.9 : Ajustement à la loi log normal.

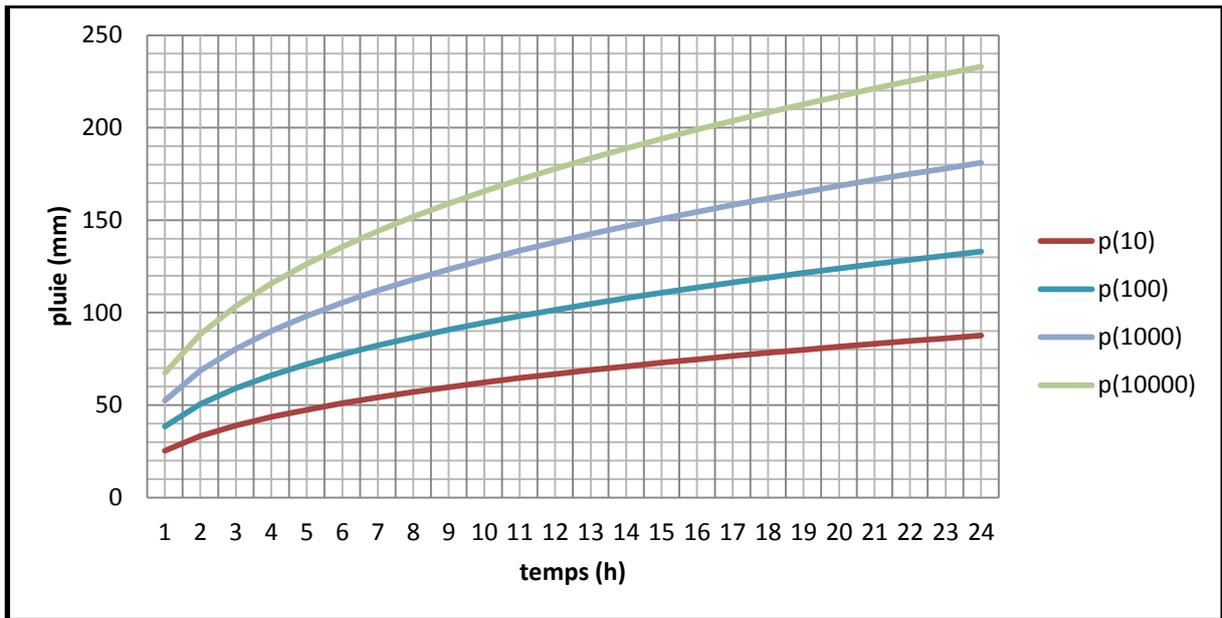


Figure N° II.10 : Courbes des pluies de courte durée

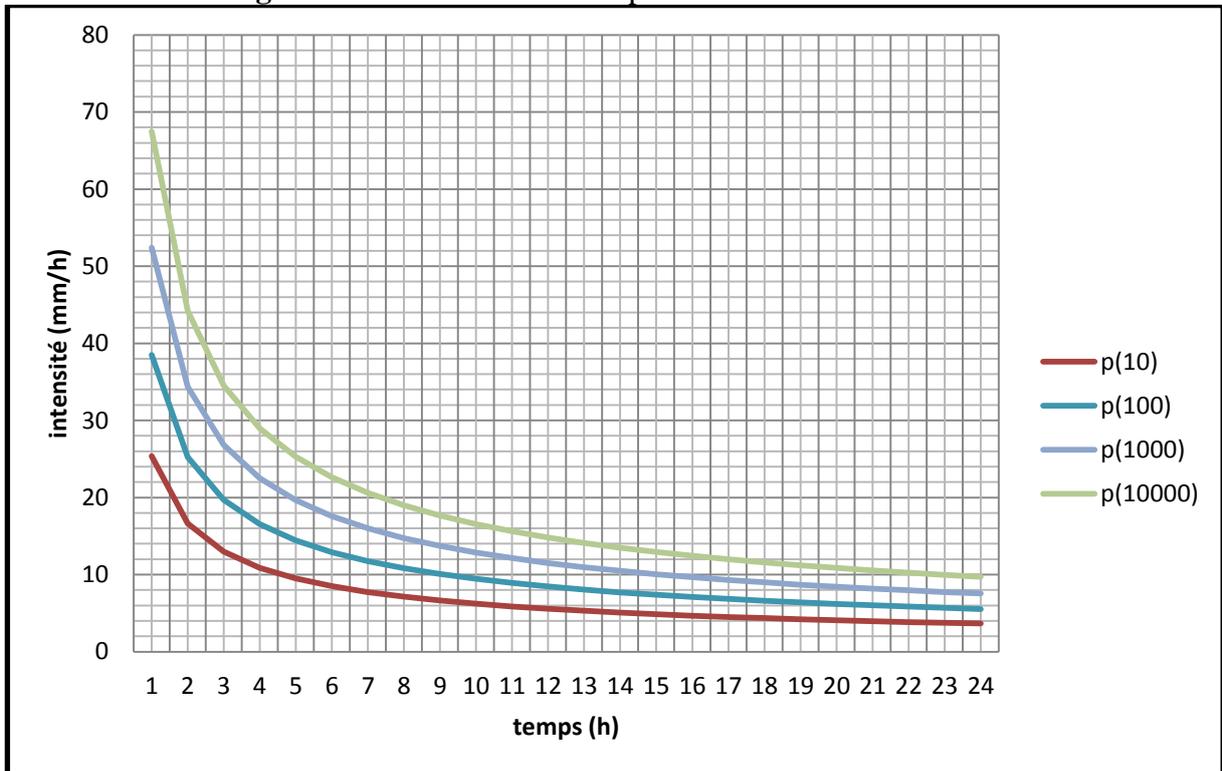


Figure N° II.11 : Courbes intensités, durées, fréquences.

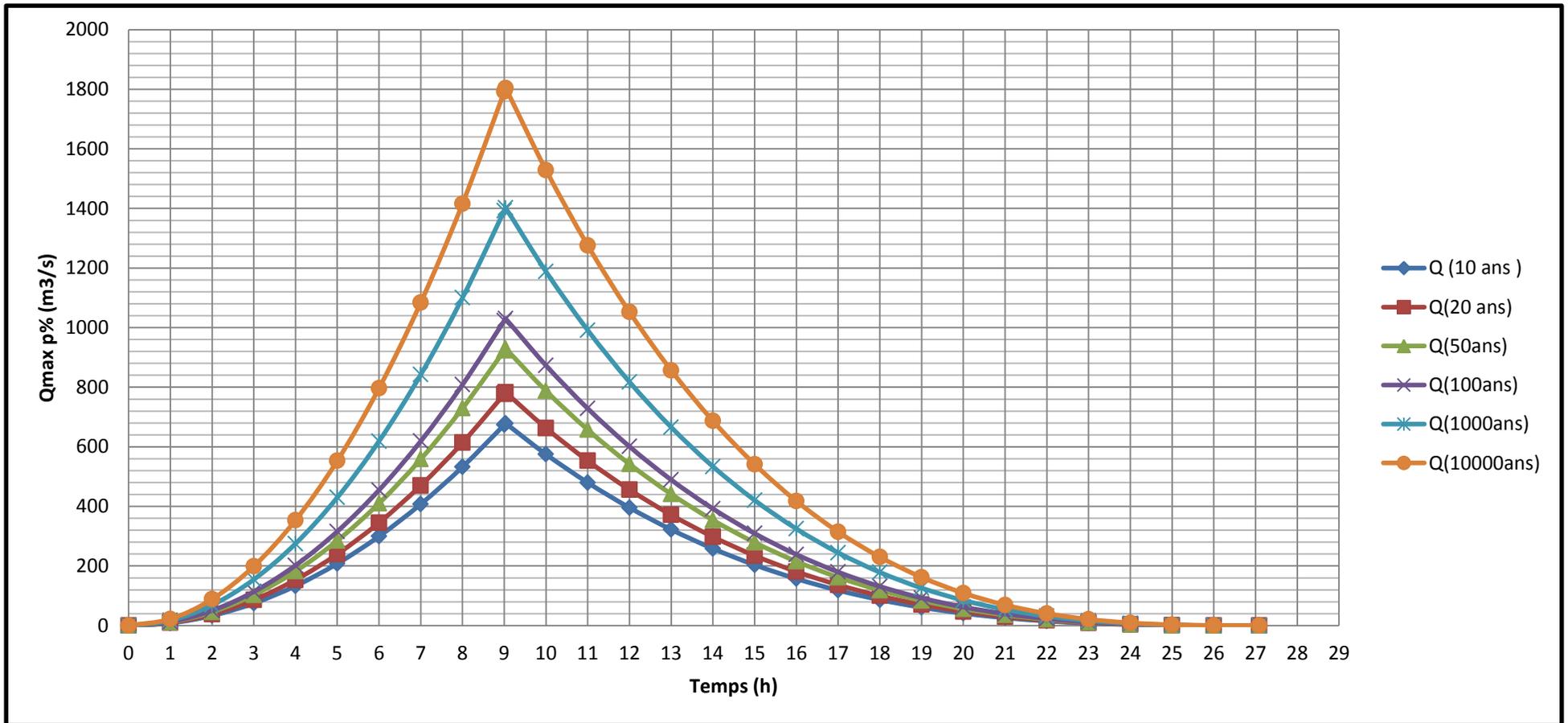


Figure N° II.12 : Hydrogramme de crue

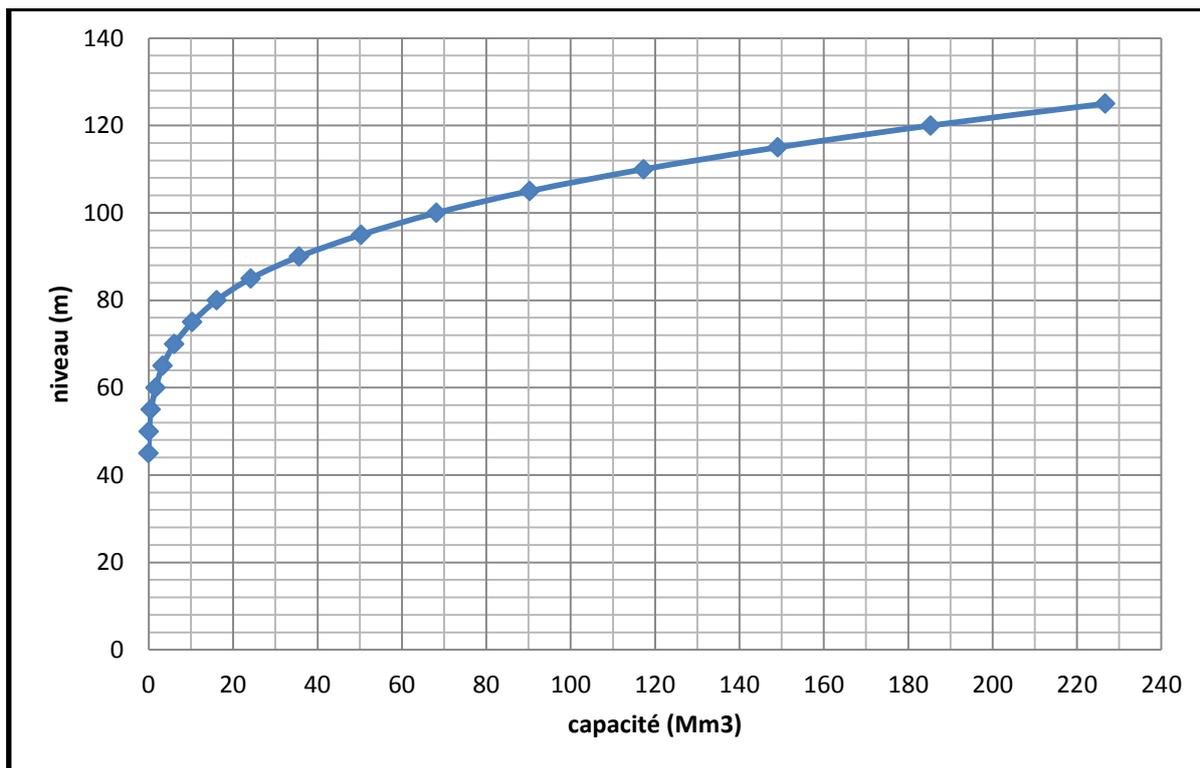


Figure N° II.13 : Courbe capacité –hauteur

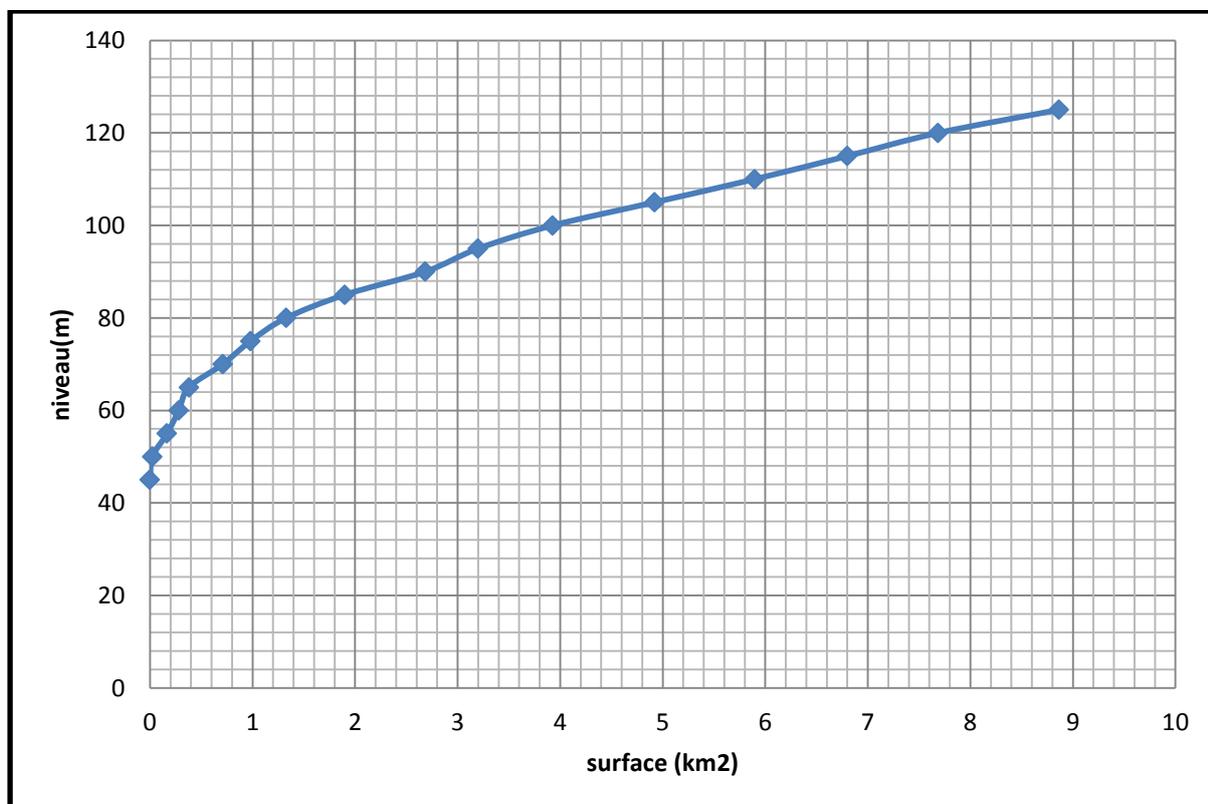


Figure N° II.14 : Courbe surface –hauteur

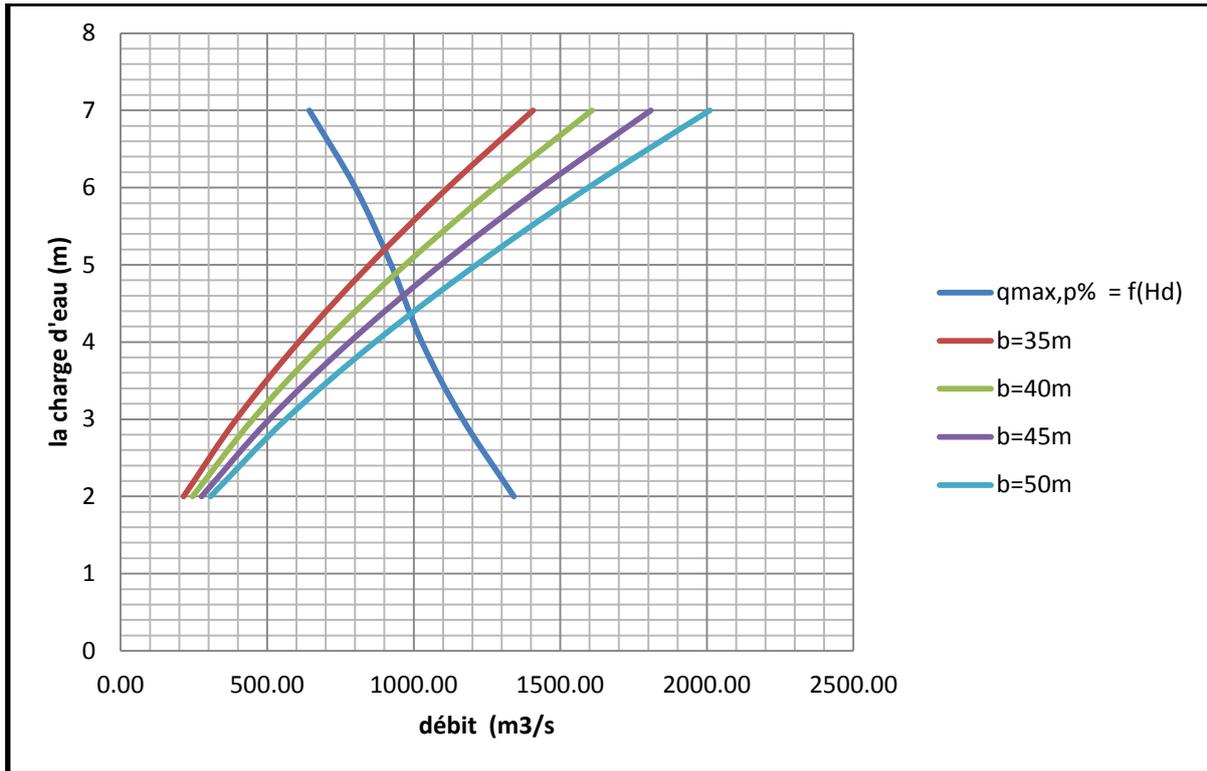
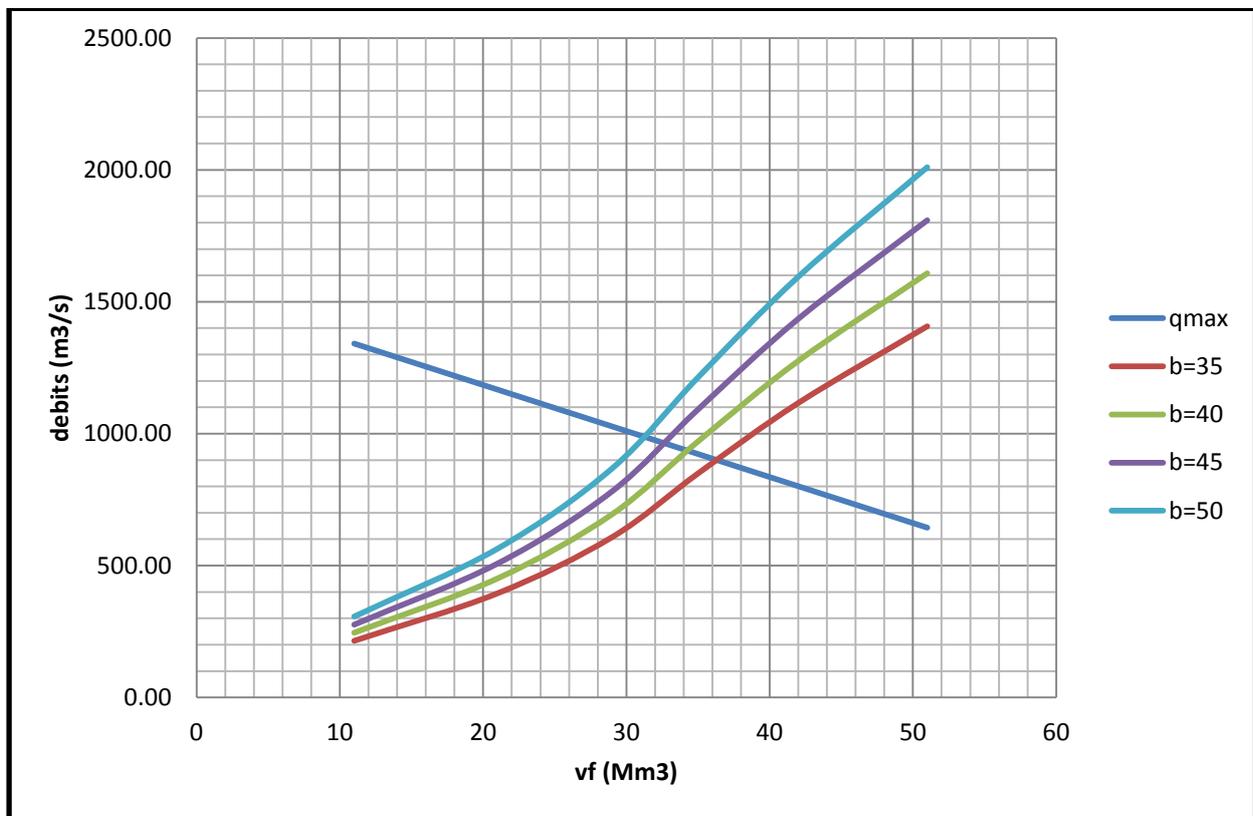
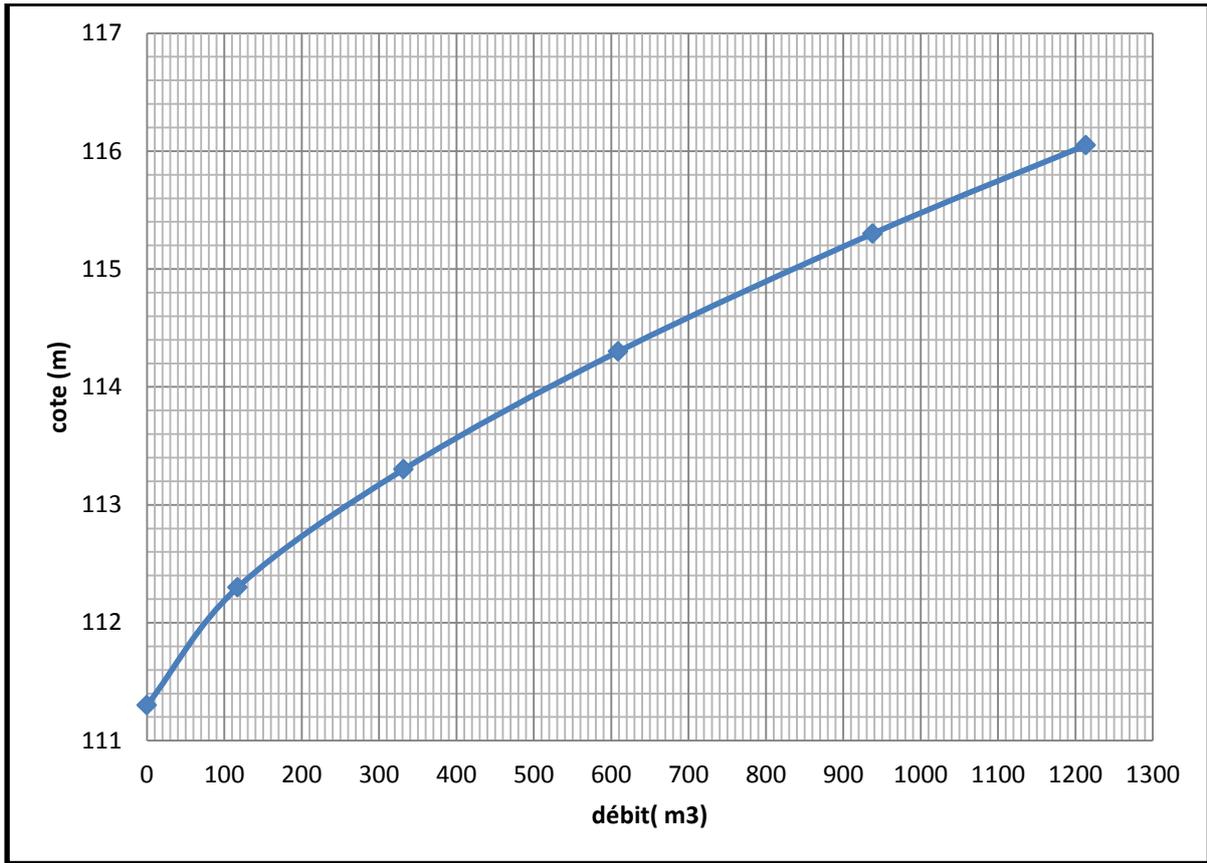


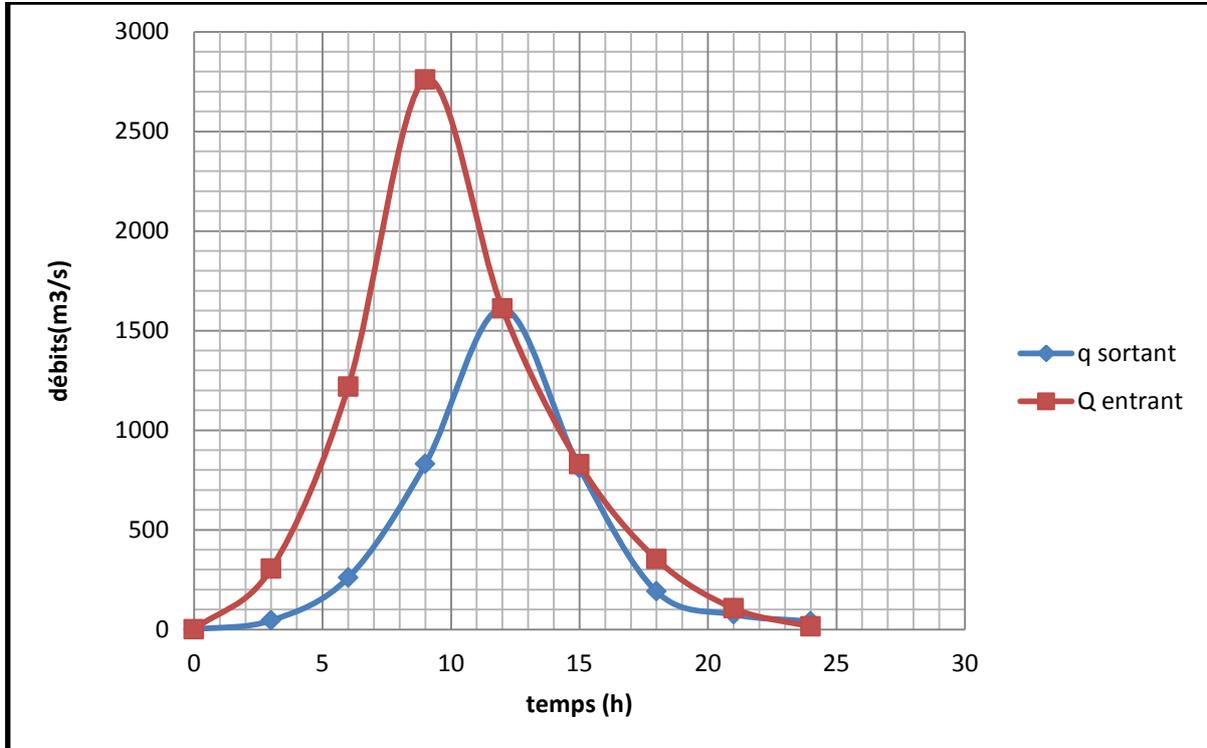
Figure N° II.15 : laminage de crue pour différentes largeurs du déversoir.



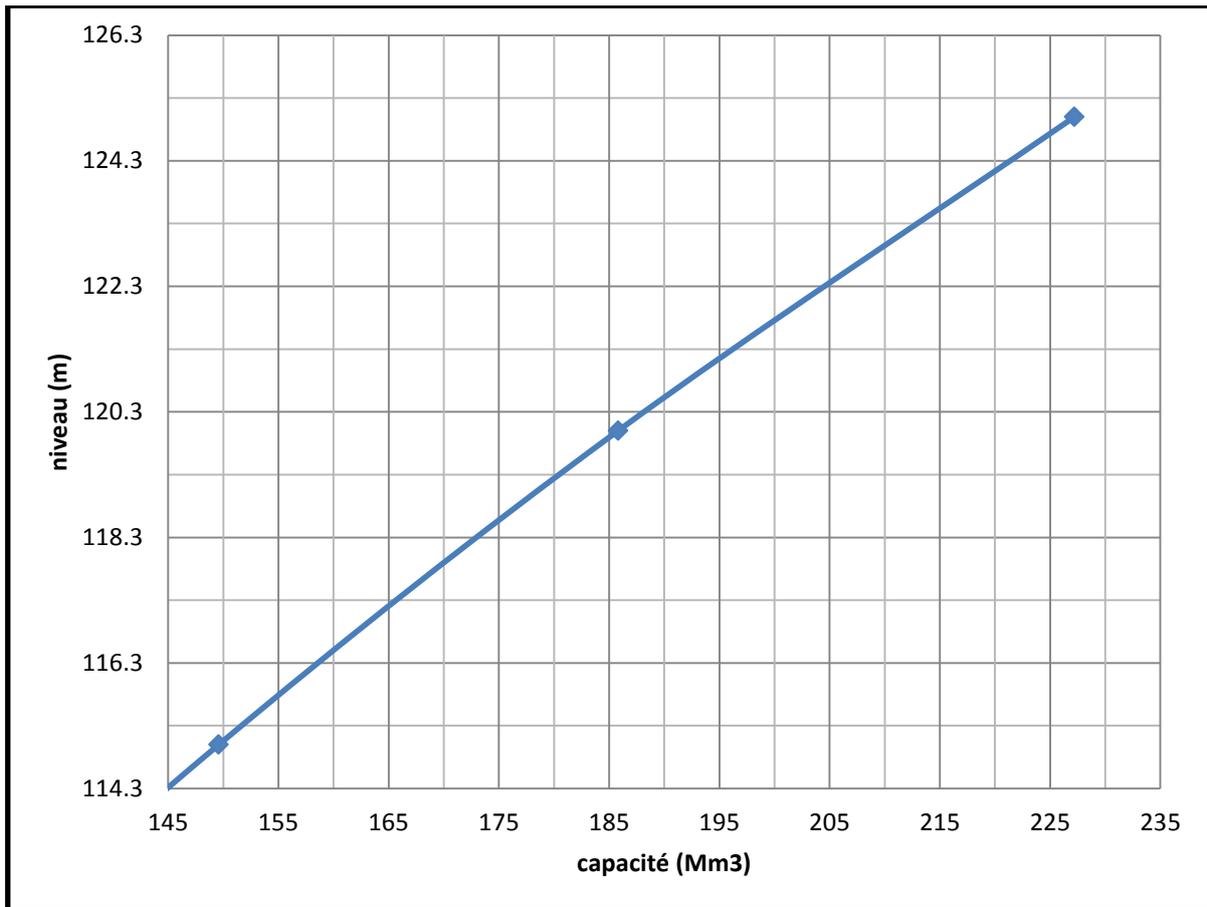
FigureN°II.16 :.Courbes vf en fonction du q max et q laminé



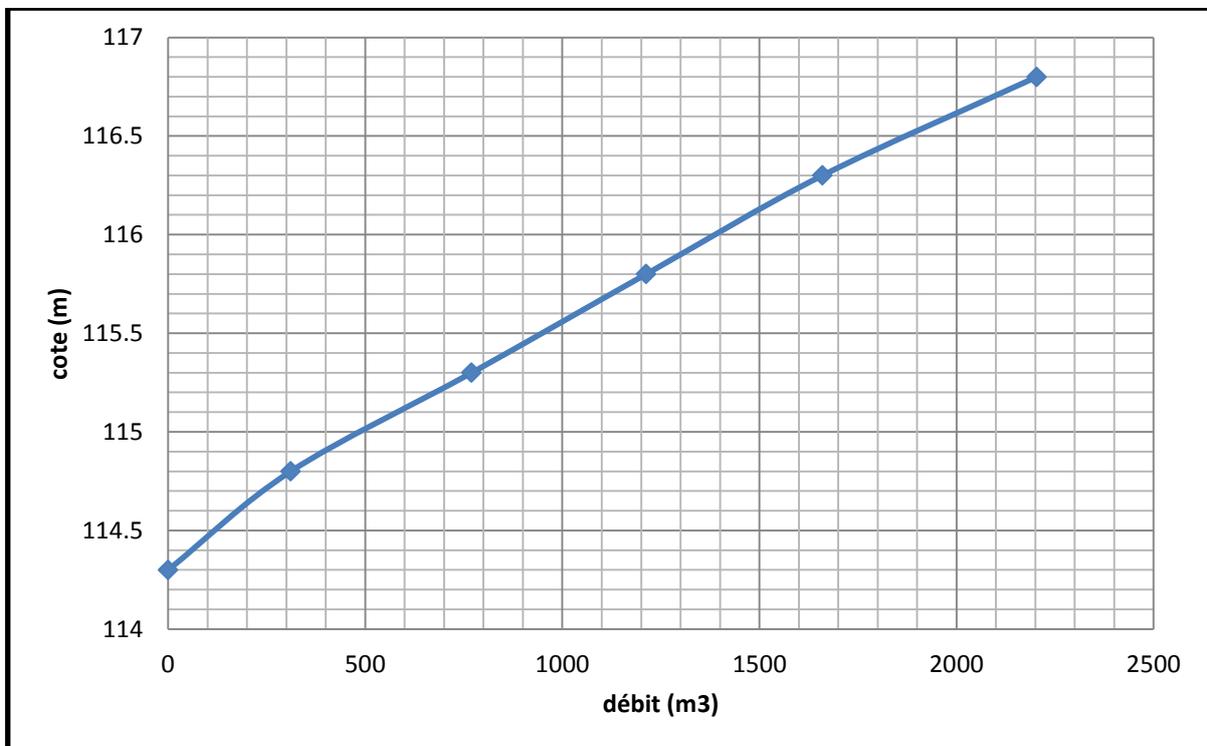
FigureN° IV.2 :La courbe de débits déversant



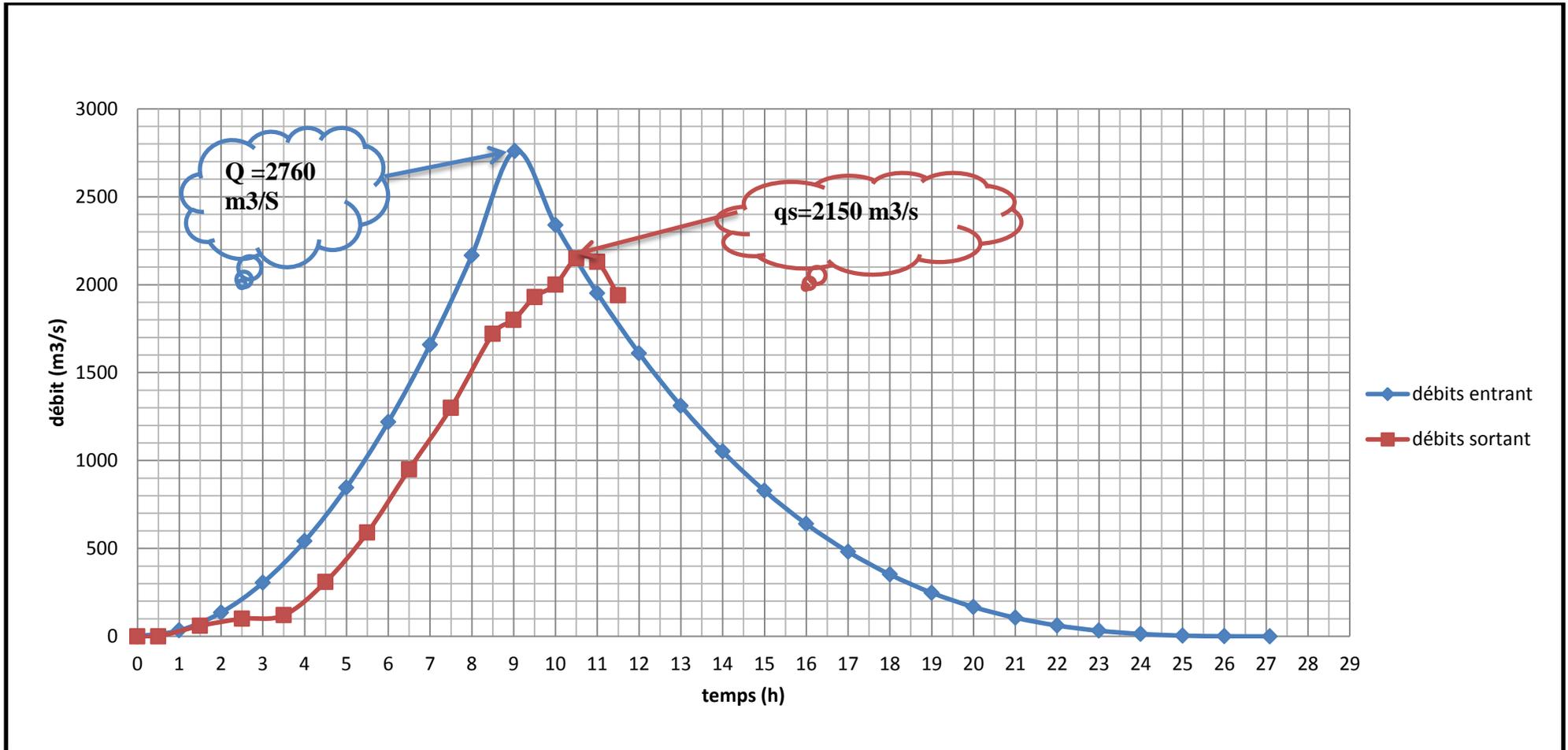
FigureN° IV.3 : L'hydrogramme de crue de débits entrant et sortant



FigureN° IV.4 : Courbe hauteur- capacité au Dessau du NNR'



FigureN° IV.5 : Courbe de débit déversant avec hausses fusibles



FigureN° IV.6 :L'hydrogramme de crue de débits entrant et sortant (avec hausses fusible)