

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

THEME DU PROJET :

**ETUDE DE CONFORTEMENT DU BARRAGE KRAMIS
(W.MOSTAGANEM)**

PRESENTE PAR :

Asma ZADI

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M A. HADJ SADOK	Maitre de conférences (A)	Président
M A. ZEROUAL	Maitre de conférences (B)	Examineur
M M. BOUZIANE	Maitre-Assistant (A)	Examineur
M A. OSMANI	Maitre-Assistant (A)	Examineur
M M.K. MIHOUBI	Professeur	Promoteur

Session - 2018

REMERCIEMENT

A l'issue de la rédaction de ce mémoire de fin d'étude, nous sommes convaincues que le projet fin d'étude est loin d'être un travail solitaire. En effet, nous n'aurons jamais pu réaliser ce travail sans le soutien d'un grand nombre de personnes dont la générosité, la bonne humeur et l'intérêt manifestés.

Nous remercions DIEU tout puissant de nous avoir donné la force de réaliser ce modeste travail à terme.

En premier lieu nous tenons à remercier notre encadreur Mr MIHOUBI.M.K pour la confiance qu'il nous a accordée en acceptant d'encadrer ce travail d'ingéniorat pour ces multiples conseils et pour toutes les heures qu'il a consacrées à diriger ce projet de fin d'étude. Nous aimerons également lui dire à quel point nous avons apprécié sa grande disponibilité et son respect sans des délais serrés de relecture des documents que nous avons lui adressées. Enfin nous avons été extrêmement sensibles à ses qualités humaines d'écoute et de compréhension tout au long de ce projet de fin d'étude.

Un grand merci à Mr ZADI Mohamed Abdou, ingénieur d'état en travaux publics pour ces précieux conseils.

Nous remercions vivement Monsieur le président et les membres du jury qui nous feront l'honneur d'examiner notre travail.

Nous exprimons notre gratitude à tous les amis qui nous ont aidés de manière bénévole et de leurs encouragements.

Enfin nous remercions les enseignants de l'école qui ont contribué à notre formation, ainsi aux responsables de la bibliothèque qui nous ont facilité notre recherche.

A tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin dans la réalisation de ce projet de fin d'étude.

ZADI Asma

DEDICACE

A cœur vaillant rien d'impossible, à conscience tranquille tout est accessible, quand il y a la soif d'apprendre tout vient à point à qui sait attendre.

Je dédie ce modeste travail :

À la plus belle créature que Dieu a créée sur terre. À ma maman d'amour, qui a veillé pour ma réussite, par son amour, son soutien, ses sacrifices et ses précieux conseils, pour toute son assistance et sa présence dans ma vie.

À mon repère, mon pilier, mon exemple. À la personne qui m'a toujours compris et a su me guider et me suivre. À mon Papa Chéri.

À mes Frères Abdou et Younes, les meilleurs frères dans ce monde, qui n'ont cessé d'être pour moi un exemple de persévérance, de courage et de générosité.

À ma très chère sœur Soumia, la plus adorable, qui a toujours cru en moi, et été là pour moi à m'aider et m'orienter.

Mes adorables neveux Ayoub et Mehdi.

Mes chers grands-parents, mon exemple et ma fierté.

À mes chères tantes : Ghania, Malika, Habiba et Fatima.

À mes oncles. Ainsi que toute ma famille.

À mes amis (es) : Imene, Meriem Dib, Manel, Meriem. D, Sarah, Widad, Adem, Abdel-Madjid, Abdel-Raouf, Selmane et Zakaria. Pour leur présence, leurs encouragements et leur fidélité.

À tous mes amis (es) avec lesquels j'ai partagé mes moments de joie et de bonheur.

Mes enseignants et enseignantes de l'ENSH, qui doivent voir dans ce travail la fierté d'un savoir bien acquis.

À tous ceux que j'ai oubliés.

Asma ZADI

ملخص

تتناول هذه المذكرة دراسة تعزيز وإعادة تأهيل سد كراميس الترابي الواقع بولاية مستغانم. تعاني قناة تصريف فائض المياه الحالية من خلل يمكن ان يؤثر سلبا على امن واستقرار السد.

ويكمن الحل في التسوية الكاملة للعتبة على طول قناة تصريف المياه عند ارتفاع منخفض.

تشمل هذه الدراسة أيضا استبدال وصيانة بعض المعدات الهيدروميكانكية.

الكلمات المفتاحية: تعزيز، ثبات، هيدرولوجيا، سد، قناة تصريف فائض المياه.

Résumé

Le présent mémoire porte sur l'étude de confortement d'un barrage en terre dans la Wilaya de Mostaganem. L'évacuateur de crue actuel à seuil libre latéral présente des dysfonctionnements qui peuvent nuire à la stabilité du barrage.

Cette étude comprend l'étude des travaux de l'évacuateur de crue qui consiste à la réalisation d'une échancrure sur tout le linéaire de l'évacuateur de crue par un arasement complet du seuil à une cote plus basse. Il a été question aussi l'établissement à partir d'une étude procéder au remplacement et l'entretien des équipements hydromécaniques et la mise en place d'un dispositif d'auscultation.

Mots clés : confortement, évacuateur de crue, hydrologie, arasement du seuil, injections.

Abstract

The aim of this study is the reinforcement of an earth-fill dam "Kramis" in city of Mostaganem. The actual side channel spillway presents dysfunctions which can affect negatively the stability of the dam. The reinforcement consists of decreasing the spillway's threshold.

This study also includes the change and the maintenance of hydromechanical equipment and auscultation device.

Key-words: dam, reinforcement, hydrology, spillway, stability.

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I : ETAT DE SITUATION DE L'AMENAGEMENT	3
Introduction.....	3
I.1 FONDATION ET TOPOGRAPHIE DU SITE.....	3
I.1.1 Situation géographique et topologique.....	3
I.2 SYNTHESE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE	4
I.2.1 Géologie régionale.....	4
I.2.2 Géologie du site.....	5
I.2.3 Synthèse géotechnique.....	7
I.3 SYNTHESE SISMOLOGIQUE.....	8
I.4 DESCRIPTION DU BARRAGE.....	11
Conclusion.....	16
CHAPITRE II : INVENTAIRE DES DESORDRES DANS L'AMENAGEMENT HYDROTECHNIQUE	18
Introduction.....	18
II.1. APERÇU SOMMAIRE DE L'AMENAGEMENT	18
II.1.1. Caractéristiques principales du barrage.....	18
II.1.2. Caractéristiques principales de la retenue	18
II.1.3. Ouvrages annexes.....	19
II.2. LA FONCTION DU BARRAGE.....	20
II.3. HISTORIQUE.....	21
II.3.1. Historique des études.....	21
II.3.2. Historique des travaux.....	21
II.3.3. Historique de la mise en eau.....	21
II.3.4. Janvier-décembre2003.....	21
II.3.5. Janvier-décembre2004.....	22
II.4. EVENEMENTS MARQUANTS PENDANT LA CONSTRUCTION.....	22
II.5. EVENEMENTS MARQUANTS « MISE EN EAU ».....	23
II.6. ETAT GENERAL DE L'OUVRAGE.....	23

II.6.1. Barrage.....	23
II.6.2. Passage des crues.....	25
II.6.3. Les équipements électromécaniques.....	25
II.6.4. Evolution de la cote du plan d'eau.....	25
II.6.5. Tableau de synthèse.....	26
Conclusion.....	27
CHAPITRE III : DIAGNOSTICS ET PROPOSITIONS DES TRAVAUX DE CONFORTEMENT DU BARRAGE KRAMIS	29
Introduction.....	29
III.1. CAPACITE D'EVACUATION DES CRUES.....	29
III.1.1. Réévaluation de l'hydrologie.....	29
III.1.1.1. Bassin versant.....	29
III.1.1.2. Etude des précipitations.....	38
III.1.1.3. Etude des crues.....	50
III.1.1.4. Conclusion.....	57
III.1.2. Evacuateur de Crue.....	58
III.2. ETANCHEITE DU BARRAGE EN RIVE GAUCHE.....	58
III.3. EQUIPEMENT ELECTROMECHANIQUES.....	59
III.4. PROPOSITIONS DE TRAVAUX DE CONFORTEMENT DU BARRAGE.....	59
Conclusion.....	60
CHAPITRE IV : ETUDE DE CONFORTEMENT DU BARRAGE KRAMIS.....	62
Introduction.....	62
IV.1 CHOIX DE LA COTE DU NIVEAU NORMALE DE RETENUE (NNR).....	62
IV.1.1 Evaluation de la ressource.....	62
IV.1.2 Evaluation des besoins.....	63
IV.1.3 Ampleur des travaux.....	63
IV.1.4 Cote retenue.....	63
IV.2 SYNTHESE GEOTECHNIQUE.....	63
IV.2.1 Description du sondage rive gauche.....	64
IV.2.2 Synthèse des reconnaissances géotechniques.....	65
IV.3 DIMENSIONNEMENT DE L'EVACUATEUR DE CRUE.....	65

IV.3.1 Evacuation des crues.....	65
IV.3.2 Dimensionnement d'une échancrure dans le seuil actuel de l'évacuateur de crue.....	66
IV.3.2.1 Laminage des crues.....	66
IV.3.2.2 Echancrure retenue.....	75
IV.3.3 Calcul du ferrailage de l'évacuateur de crue.....	75
IV.3.4 Installation des piézomètres.....	80
IV.4 CONFORTEMENT DE LA RIVE GAUCHE.....	80
IV.5 RENOVATION DES EQUIPEMENTS HYDROMECHANQUES.....	80
IV.6 MISE EN SECURITE DU BARRAGE.....	87
IV.6.1 Traitement de la fondation.....	87
IV.6.2 Caractéristiques du rideau d'injection.....	87
IV.6.3 Réalisation de drainage.....	88
Conclusion.....	89
CHAPITRE V : ORGANISATION ET ORDONNANCEMENT DES TRAVAUX DE CHANTIER.....	91
Introduction.....	91
V.1 ORGANISATION TECHNIQUE ET DONNEES PREPARATOIRES.....	91
V.2 TRAVAUX PREPARATOIRES ET INSTALLATION DE L'ENTREPRISE.....	91
V.3 TRAVAUX DE REALISATION.....	92
V.4 MOYENS DES TRAVAUX DE CHANTIER.....	93
V.4.1 Moyens humains.....	93
V.4.2 Moyens matériels.....	94
V.5 PLANIFICATION.....	94
V.6 SUIVI DES TRAVAUX.....	98
V.7 CONTROLE DU CHANTIER.....	99
V.8 CONTRAINTES PENDANT LES TRAVAUX.....	99
Conclusion.....	100
CHAPITRE VI : CONSIGNES DE SECURITE A LA REALISATION DES TRAVAUX DU CHANTIER.....	102
Introduction.....	102

VI.1 ACCIDENT DU TRAVAIL.....	102
VI.1.1 Causes des accidents du travail.....	103
VI.1.2 Les conditions dangereuses dans un chantier.....	103
VI.1.3 Les actions dangereuses dans un chantier.....	104
VI.2 MOYENS DE PREVENTION ET DE PROTECTION.....	104
VI.2.1 Démarches de prévention.....	104
VI.2.2 Evaluation des risques.....	104
VI.2.3 Protection collective.....	105
VI.2.4 Protection individuelle.....	105
VI.3 ROLE DU DELEGUEE A LA SECURITE AU TRAVAIL.....	106
Conclusion.....	107
CHAPITRE VII : SURVEILLANCE ET ENTRETIEN DES BARRAGES.....	109
Introduction.....	109
VII.1 CONSIGNES D’EXPLOITATION ET DE SUIVI DUBARRAGE.....	109
VII.2 SURVEILLANCE DU BARRAGE.....	109
VII.3 ROLE DE L’EXPLOITANT.....	110
VII.4 ROLE DU SERVICE TECHNIQUE.....	111
VII.5 INCIDENCES DE LA RUPTURE D’UN BARRAGE.....	111
VII.6 PREPARATION A L’URGENCE.....	112
VII.7 MESURES DE MAITRISE DES EVENEMENT EXTREMES D’UN BARRAGE EN SERVICE.....	113
Conclusion.....	113
CONCLUSION GENERALE	114
ANNEXES	115

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I. 1: Caractéristiques intrinsèques retenues lors des calculs de stabilité du barrage et de ses rives (INCO-MAG, 2001)	8
Tableau I. 2 : Principale séisme à Mostaganem enregistré et décrit en Algérie	10
Tableau I. 3 : Accélération horizontales maximales estimées au rocher du site (ISL, 2015)	11
Tableau II. 1 : Synthèse des observations faites sur les appareils d'auscultation (ISL, 2015)	25
Tableau II. 2: Synthèse de comportement de l'ouvrage (ISL, 2015)	26
Tableau III. 1 : Répartition des surfaces en fonction des altitudes dans le bassin versant	32
Tableau III. 2: Classification du relief (Touibia, 2004)	33
Tableau III. 3: Tableau récapitulatif du temps de concentration	36
Tableau III. 4: Récapitulatif des caractéristiques hydro-morpho-métriques du bassin versant	37
Tableau III. 5: Valeurs moyennes de température de l'air (DRE_ Mostaganem)	37
Tableau III. 6: Les paramètres climatologiques	37
Tableau III. 7: Informations sur la station KHADRA (ANRH, 2018)	38
Tableau III. 8: caractéristiques statistiques de la série de pluie utilisée	39
Tableau III.9: Ajustement de la série de pluie maximale journalière à la loi GUMBEL	40
Tableau III. 10: Ajustement de la série de pluie maximale journalière à la loi Galton	42
Tableau III.11: Ajustement de la série de pluie maximale journalière à la loi Normale	43
Tableau III. 12: résultats du test d'adéquation	44
Tableau III. 13: Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon	44
Tableau III. 14: Comparaison avec l'étude d'avant-projet détaillé (APD)	45
Tableau III. 15: Pluies maximales fréquentielles	45
Tableau III. 16: Pluie de courte durées et l'intensité de différentes fréquences	46
Tableau III. 17: les coordonnées des courbes Hauteurs-Capacité-Surface (INCO.Mag) (Monographie provisoire du barrage)	49
Tableau III. 18: résultats des débits maximaux pour différentes périodes de retour données selon la formule de Mallet-Gauthier	52
Tableau III. 19: Résultats des débits maximums des crues pour différentes périodes de retour données par Possenti	53
Tableau III. 20: Les valeurs des débits maximaux des crues pour différentes période de retour données par Sokolovski	53

Tableau III. 21: Récapitulatif des valeurs des débits maximaux de crues pour différentes périodes de retour, données par différentes méthodes	54
Tableau III. 22: Les valeurs du débit maximal de crue pour différentes fréquences	54
Tableau III. 23 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue γ	55
Tableau III. 24: Les valeurs des débits constituant l'hydrogramme de crue	55
Tableau III. 25: Rappelle les débits de crues maximales obtenues dans les études précédentes	57
Tableau IV. 1: Récapitulatif de l'évaluation de ressource de retenue du barrage Kramis	62
Tableau IV. 2: Récapitulatif des travaux reconnaissances géotechniques réalisées (ANBT, 2015)	63
Tableau IV. 3: Synthèse des reconnaissances géotechniques (ANBT, 2015)	65
Tableau IV. 4: Représente les valeurs du débit entrant	68
Tableau IV. 5: Représente les côtes, les volumes et les surfaces correspondantes	68
Tableau IV. 6: Caractéristiques de la retenue pour $b=51.5$ m	69
Tableau IV. 7: Résultat des débits laminés pour une largeur de déversoir de 51.5 m	70
Tableau IV. 8: Récapitulatif de laminage pour $b = 51.5$ m	72
Tableau IV. 9: Caractéristiques de la retenue pour $b= 103$ m	72
Tableau IV. 10: Résultat des débits laminés pour une largeur de déversoir de 103 m	73
Tableau IV. 11: Récapitulatif de laminage pour $b = 103$ m	75
Tableau IV. 12: Caractéristiques supposées du béton du seuil	75
Tableau IV. 13: Les valeurs des coefficients sismiques horizontaux et verticaux	77
Tableau IV. 14: Ferrailages minimaux dans le seuil	78
Tableau IV. 15: Résultats de calculs des moments	79
Tableau IV. 16: Résultats des calculs de ferrailage du voile arasé	79
Tableau V. 1: Symboles des opérations	95
Tableau V. 2: Les paramètres du réseau à nœud	96
Tableau V. 3: Chemin critique par la méthode du tableau	98

LISTE DES FIGURES

Figure I. 1: Localisation juridique du barrage Kramis	4
Figure I. 2: Présentation des grands ensembles géologiques de l'Algérie (ISL, 2015)	5
Figure I. 3: Coupe géologique sur l'axe du barrage vue depuis l'aval (INCOMAG, 2001)	7
Figure I. 4: Carte de zonage sismique de l'Algérie	9
Figure I. 5: Principales failles actives de l'Atlas Tellien (Meghraoui, 1988)	10
Figure I. 6: Distribution des pli-failles dans les bassins plio-quadernaires de l'Atlas Tellien (Meghraoui, 1988)	10
Figure I. 7: Tour de prise du barrage Kramis (ANBT, 2005)	12
Figure I. 8: Evacuateur de crue, vue aval (ANBT, 2005)	13
Figure I. 9: Cellules pressiométriques (ANBT, 2005)	15
Figure I. 10: Élément du filtre de drainage (ANBT, 2005)	16
Figure II. 1: Vue aérienne de l'aménagement (Google Earth, 2018)	20
Figure II.2: Galerie d'injection et de drainage (ISL, 2015)	24
Figure II. 3: Vue du parement aval du barrage et dégradation des géo-cellules (ISL, 2015)	24
Figure II. 4 : Evolution de la cote du plan d'eau depuis la mise en eau (ANBT, 2015)	26
Figure III. 1 : Répartition des courbes de niveau dans le bassin versant	31
Figure III. 2: Courbe hypsométrique du bassin versant	32
Figure III. 3: Représentation du réseau hydrographique du bassin versant et classification de Schum 1957	34
Figure III. 4: Ajustement à la loi de Gumbel	41
Figure III. 5: Ajustement à la loi de Galton	42
Figure III. 6: Ajustement à la loi Normale	43
Figure III. 7: Courbe des pluies de courte durée	48
Figure III. 8: Courbe des intensités fréquentielles	48
Figure III. 9: Courbe caractéristique capacité-hauteur de la cuvette	49
Figure III. 10: Courbe caractéristique capacité-hauteur de la cuvette	50
Figure III. 11: Hydrogrammes des crues (INCO.Mag)	51
Figure III. 12: Hydrogramme de crue pour différentes périodes de retour	57
Figure III. 13: Débitance de l'évacuateur de crues actuels ((ANBT) Rapport de situation du barrage)	58

Figure IV. 1: Sondage carottés SC3 (0 à 4 m), (ANBT, 2015)	64
Figure IV. 2: Sondage carottés SC2 (25 à 29m), (ANBT, 2015)	65
Figure IV. 3: Hydrogramme de crue 10 000 ans	66
Figure IV. 4: Ajustement de la courbe Hauteur-Surface	69
Figure IV. 5: Courbe caractéristique de la cuvette B= 51.5 m	70
Figure IV. 6: Laminage des crues pour une largeur de déversoir de 51.5 m	71
Figure IV. 7: Courbe caractéristique de la cuvette B= 103 m	73
Figure IV. 8: Laminage des crues pour une largeur de déversoir de 103 m	74
Figure IV. 9: Représentation des sections type du voile constituant le seuil arasé	78
Figure IV. 10: Disposition actuelle de la chambre aval (ANBT, 2015)	80
Figure IV. 11: Vue partiel d'une vanne annulaire (VAG, 2014)	81
Figure IV. 12: Coupe d'une vanne annulaire (HPL)	82
Figure IV. 13: Courbe ouverture/débit d'une vanne à jet creux (HPL)	83
Figure IV. 14: Vanne à jet creux (VAG, 2014)	84
Figure IV. 15: Vanne à jet sous capot étanche (HPL)	85
Figure IV. 16: Débit de transit par une vanne à jet creux à capot étanche (HPL)	86
Figure V. 1: Réseau à nœud pour la réalisation des travaux de confortement du barrage Kramis	97
Figure VI. 1: Équipements de protection individuelle	106

LISTE DES PLANCHES

Planche 1/5 : Limite et localisation du bassin versant

Planche 2/5 : Coupe et détail du ferrailage de l'évacuateur de crue

Planche 3/5 : Plan général et coupe transversale de l'évacuateur de crue

Planche 4/5 : Coupe type de l'évacuateur de crue

Planche 5/5 : Chemin critique et représentation de planning d'exécution des travaux (GANTT)

INTRODUCTION GENERALE

« L'eau c'est la vie », c'est une ressource naturelle cruciale, au centre de nos activités, non seulement elle affecte les fonctions des écosystèmes, mais elle joue un rôle essentiel sur la qualité de la vie des populations.

Effectivement, l'eau devient une denrée de plus en plus rare, son manque a un impact direct sur la nature et sur les activités humaines. L'homme a inventé et a adopté plusieurs techniques et un savoir-faire pour la préserver. Les barrages-réservoirs sont un des moyens les plus efficaces qui permettent de mobiliser les eaux de surface en période d'excès et de restituer en période de déficit hydrique. De l'irrigation à la navigation, la production d'énergie ou à l'alimentation en eau potable, les barrages remplissent un rôle essentiel promis à un bel avenir.

Cet ouvrage d'art est issu des technologies humaines et donc faillibles. Au XX^e siècle, 150 barrages se sont rompus à travers le monde pour diverses raisons. Certains barrages en exploitation sont affectés par des dysfonctionnements dont l'aspect technique qui ne concorde pas avec les nouvelles règles de sécurité ce qui engendre parfois des défaillances pouvant mettre en péril leur stabilité. Il est ainsi pertinent de s'intéresser au confortement de ces ouvrages hydrotechniques.

A ce titre, notre mémoire porte sur le confortement du barrage Kramis, situé dans la Wilaya de Mostaganem. Ce barrage en terre est destiné à l'alimentation de la région en eau potable et à l'irrigation.

Dans le cadre de cette étude nous présentons dans un premier lieu l'état de situation du barrage. Il s'agit de s'intéresser d'une manière détaillée aux caractéristiques des fondations et à la topographie du site, une description de l'ouvrage, en passant par une synthèse géologique et géotechnique, ainsi qu'une synthèse sismologique.

Nous donnerons dans un second lieu, l'inventaire des désordres dans l'aménagement pour fournir un premier avis sur l'ouvrage. Par la suite, nous effectuerons un diagnostic qui résume la connaissance actuelle des différentes données naturelles de l'aménagement, et l'état de ses équipements, pour le confortement du barrage Kramis. Ce qui nous amène à l'étude détaillée du confortement du barrage Kramis.

En dernier lieu, nous établirons l'organisation de chantier et l'ordonnancement des travaux ainsi que les consignes de sécurité dans le chantier avant de conclure ce mémoire par des conseils d'entretiens et de suivi des barrages.

CHAPITRE I

CHAPITRE I :

ETAT DE SITUATION DE L'AMENAGEMENT

Introduction

Évaluer, étudier la topographie, géologie, et les critères géotechniques afin de dégager une synthèse relative à l'étude de l'aménagement. Ces volets d'études constituent la pierre angulaire sur laquelle tout hydraulicien doit s'appuyer afin d'effectuer tout diagnostic de confortement d'un ouvrage hydraulique.

Dans ce chapitre, nous nous intéressons d'une manière détaillée aux caractéristiques des fondations et à la topographie du site. Il comprendra une description de l'ouvrage, en passant par une synthèse géologique et géotechnique, ainsi une synthèse sismologique.

I.1 FONDATION ET TOPOGRAPHIE DU SITE

I.1.1 Situation géographique et topologique

L'aménagement du barrage de Kramis est situé dans la Wilaya de Mostaganem à proximité de la ville Sidi M'Hamed Ben Ali (située à 20Km environ au Sud-Est du barrage).

Ce barrage est situé sur l'Oued Kramis à la confluence des oued Nekmaria et Kramis, Quelques kilomètres avant que celui-ci ne se jette dans la mer. Il est destiné à l'alimentation en Eau Potable de la ville d'Achaacha, Boughanem, Nekmaria, Khadra, Sidi Lakhdar et la zone d'extension DAHRA et l'irrigation de 4 300 ha.

Les coordonnées du site de barrage : (système de coordonnées WGS 84)

- Longitude : 36°12' 46'' N
- Latitude : 00° 39' 51'' E

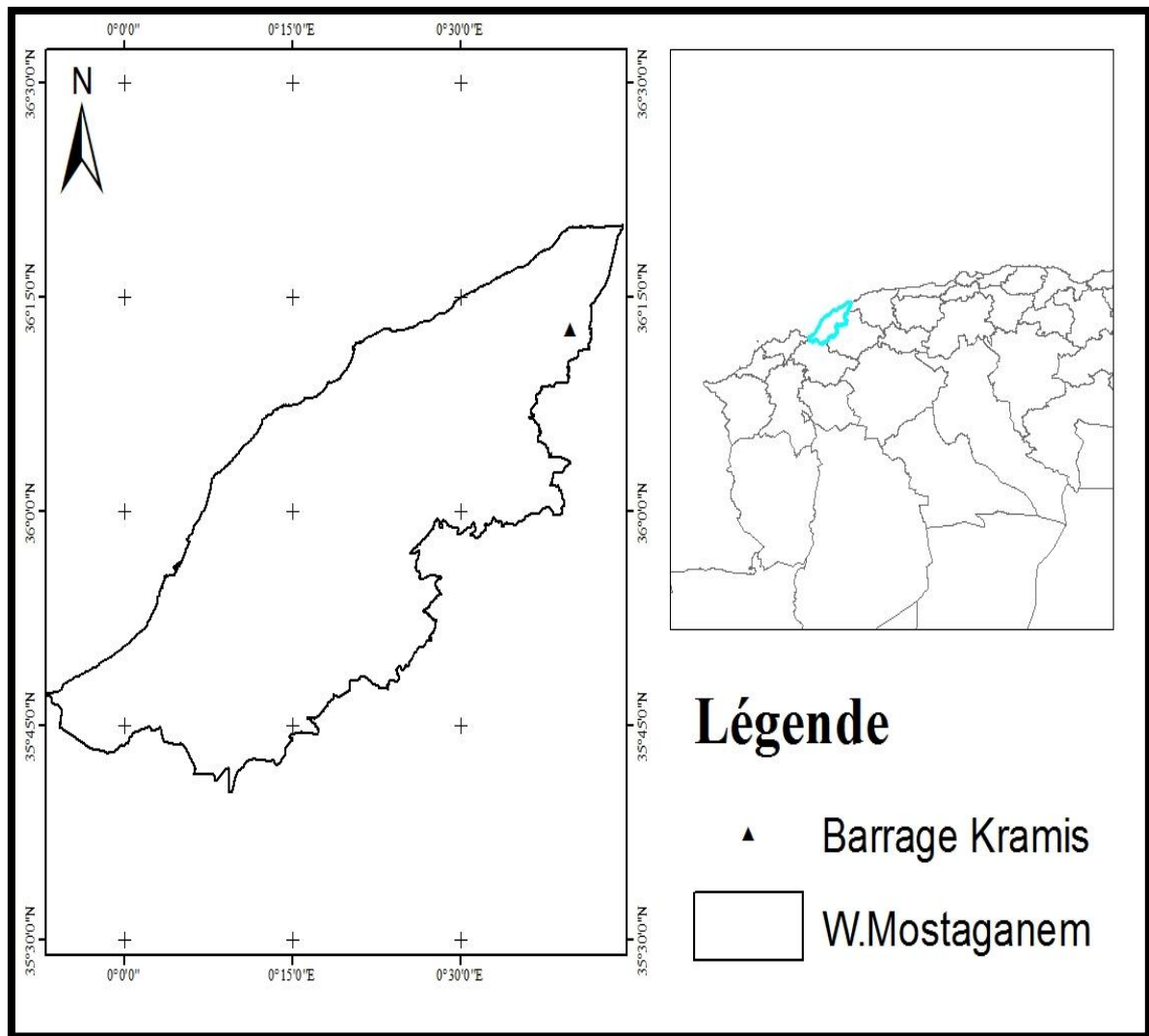


Figure I. 1: Localisation juridique du barrage Kramis

I.2 SYNTHÈSE GÉOLOGIQUE ET GÉOTECHNIQUE

I.2.1 Géologie régionale

Le barrage de Kramis est localisé dans l'Atlas Tellien. Le socle de cet atlas est composé principalement de gneiss, de schiste, granites ainsi que des dépôts sédimentaires datant du primaire et du secondaire.

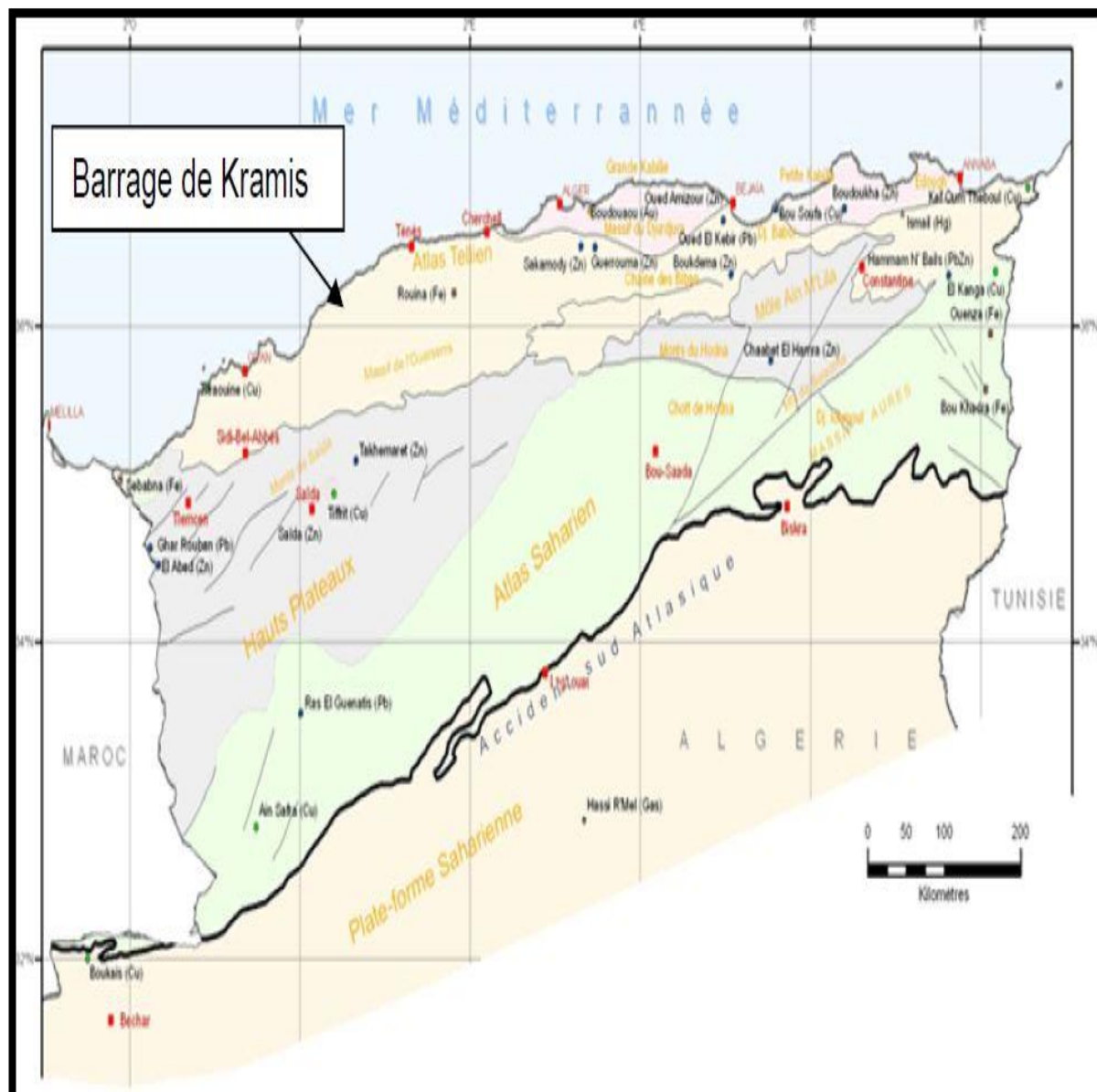


Figure I. 2: Présentation des grands ensembles géologiques de l'Algérie (ISL, 2015)

Sur ce socle on trouve en discordance des terrains sédimentaires plus récents formés lors du cycle alpin. Cette série stratigraphique commence au Crétacé Inférieur (65 Ma) et se termine au Pliocène (3 Ma année). Ces roches sont de nature très différente : marnes, siltstones, grès, conglomérats et brèches.

L'ensemble de ces faciès est fortement plissé et faillé. Les failles régionales sont majoritairement de direction E-W et ENE-WSW.

I.2.2 Géologie du site

Les caractéristiques géologiques et structurales du site du barrage de Kramis datent de l'âge du miocène au quaternaire

QUATERNAIRE :

La séquence stratigraphique du quaternaire est constituée de :

- Dépôts colluviaux. Ils donnent lieu à une couverture de débris formés par des galets de marnes et de grès immergés dans une abondante matrice principalement sablonneuse et argileuse.
- Dépôts à blocs. Accumulés à la base des parois rocheuses, ces dépôts sont formés par des blocs de dimensions variables (centimétriques à décimétriques) avec une matrice faible ou absente.
- Dépôts alluviaux. Localisés le long du fond de la vallée, ils sont constitués par des éléments argileux limoneux et sablonneux limoneux ; vers le bas, à ceux-ci s'intercalent des niveaux de puissance métrique de graviers et des dépôts de blocs décimétriques.
- Dépôts torrentiels. Ces dépôts sont liés à l'activité éphémère des torrents ; on trouve donc des dépôts à blocs alternés de sables et sables limoneux. Localement ces dépôts sont organisés en cônes de déjection et sont localisés là où le gradient topographique change.
- Dépôts d'accumulation de glissement. Ils sont formés par des galets et des blocs allant de quelques décimètres à plusieurs mètres de marnes, de grès, de roches carbonatées et cristallines, la matrice a une composition variable, de sableuse argileuse à sableuse graveleuse.
- Coulées. Ces dépôts liés à des coulées de boue et de débris, très répandus dans le site.

Les dépôts se présentent généralement sans dégradation et sont constitués par des Galets de marnes, de grès et de grands blocs provenant de la remobilisation des conglomérats du pliocène ; la matrice est généralement formée par des termes limoneux-argileux.

PLIOCENE :

Le niveau pliocène est constitué de grès avec des niveaux conglomératiques à gros blocs à niveaux graveleux s'appuyant sur les marnes ; le contact est marqué par une discordance angulaire et représente vraisemblablement une superficie d'érosion.

Les conglomérats deviennent, vers le haut, des micros conglomérats, avec cailloux et grès à grain moyen à gros avec fraction carbonée.

MIOCENE :

Le miocène est constitué de marnes avec des niveaux d'argilite : il s'agit de marnes très déformées et fracturées, vu la présence de plis structuraux et de différents systèmes principaux de discontinuités, auxquels s'ajoutent les superficies de stratification. Localement des zones de brèches ont été détectées seulement en profondeur (fondation de la tour de prise et de l'évacuateur de crue). Aux marnes sont quelquefois intercalées des lentilles et des strates soit d'argilite, soit de gypses.

I.2.3 Synthèse géotechnique

Barrage :

La fondation du barrage est principalement constituée de roches sédimentaires (marnes, pélites et argilites) et de dépôts sédimentaires du pliocène et du quaternaire. Les sédiments du pliocène sont représentés par des argiles sableuses et les sédiments quaternaires par des alluvions grossières, surmontées d'alluvions plus fines. Les versants sont recouverts de colluvions.

Le site est caractérisé par la présence de nombreuses failles ; une douzaine a été cartographiée.

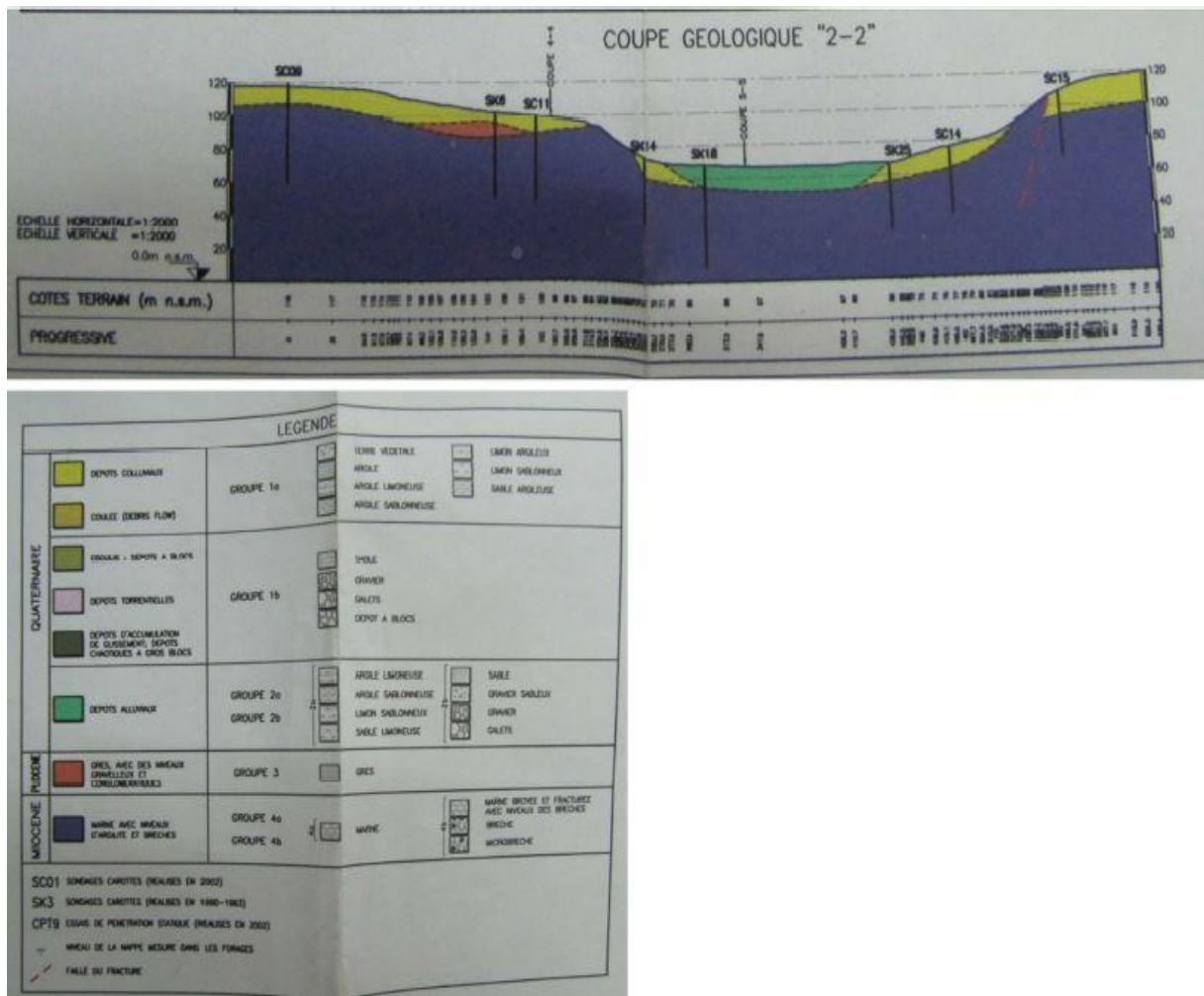


Figure I. 3: Coupe géologique sur l'axe du barrage vue depuis l'aval (*INCOMAG, 2001*)

Le noyau est fondé sur les marnes avec des niveaux d'argilite, ce faciès est de nature imperméable.

Les recharges en matériaux alluvionnaires grossiers sont fondées sur différents matériaux suivant leur localisation. Elles peuvent reposer, en tout ou partie, sur :

- Des alluvions grossières,
- Des marnes ou des argilites,
- Des sédiments du pliocène.

CHAPITRE I : ETAT DE SITUATION DE L'AMENAGEMENT

Les conditions de fondation les plus défavorables (du point de vue mécanique) sont constituées par les sédiments du pliocène, qui sont composés d'argiles et d'argiles sableuses avec des graviers, des blocs et des dépôts pélitiques.

Une étude de sensibilité a été réalisée pour définir les caractéristiques intrinsèques des matériaux de recharge aval et des matériaux constituant la fondation en fond de vallée et celle en rive gauche notamment.

Les caractéristiques intrinsèques retenues lors des calculs de stabilité du barrage et de ses rives sont résumés dans le **tableau I.1**.

Tableau I. 1: Caractéristiques intrinsèques retenues lors des calculs de stabilité du barrage et de ses rives (*INCO-MAG, 2001*)

Matériaux	Poids volumique saturé (KN/m³)	Poids volumique humide (KN/m³)	Angle de frottement (°)	Cohésion (Kpa)
Recharge (type1)	23	22	33	0
Recharge (type2)	23	22	25	10
Noyau argileux	20	19	25	10
Filtre	21	20	38	0
Fondation superficielle de fond de vallée (marnes plus défavorables)	21	20	22	20
Fondations profondes de fond de vallée (marne plus défavorable que des alluvions)	21	20	22	40
Fondations superficielles et profondes en rive gauche (marnes déconsolidées/remaniées)	21	20	22	0

I.3 SYNTHÈSE SISMOLOGIQUE

Le site du barrage de Kramis est situé dans la chaîne du Tell qui, avec le Rif Marocain, borde la côte méditerranéenne du Maghreb. Les chaînes du Tell et de l'Atlas absorbent, en Algérie, une partie de la convergence Afrique et Europe, qui s'exprime par une sismicité diffuse significative.

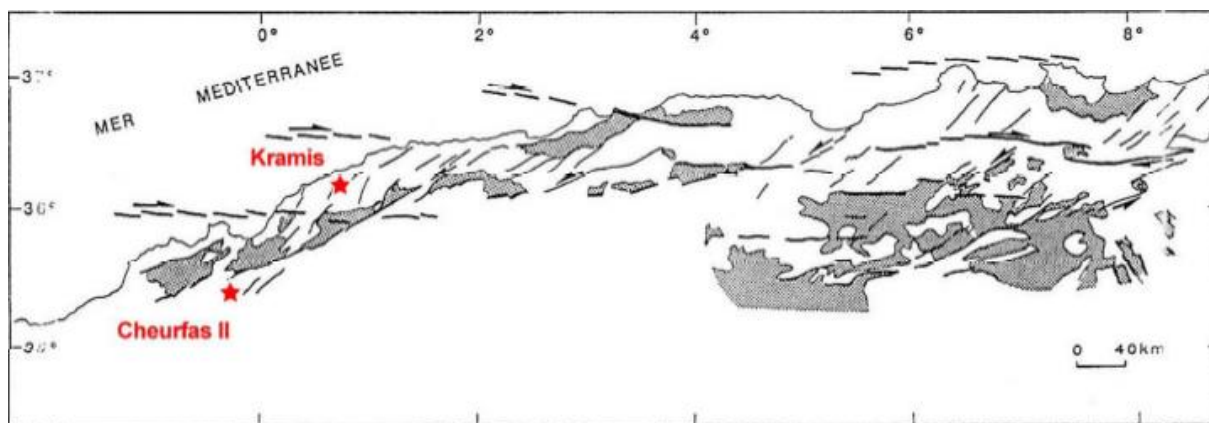


Figure I. 5: Principales failles actives de l'Atlas Tellien (Meghraoui, 1988)

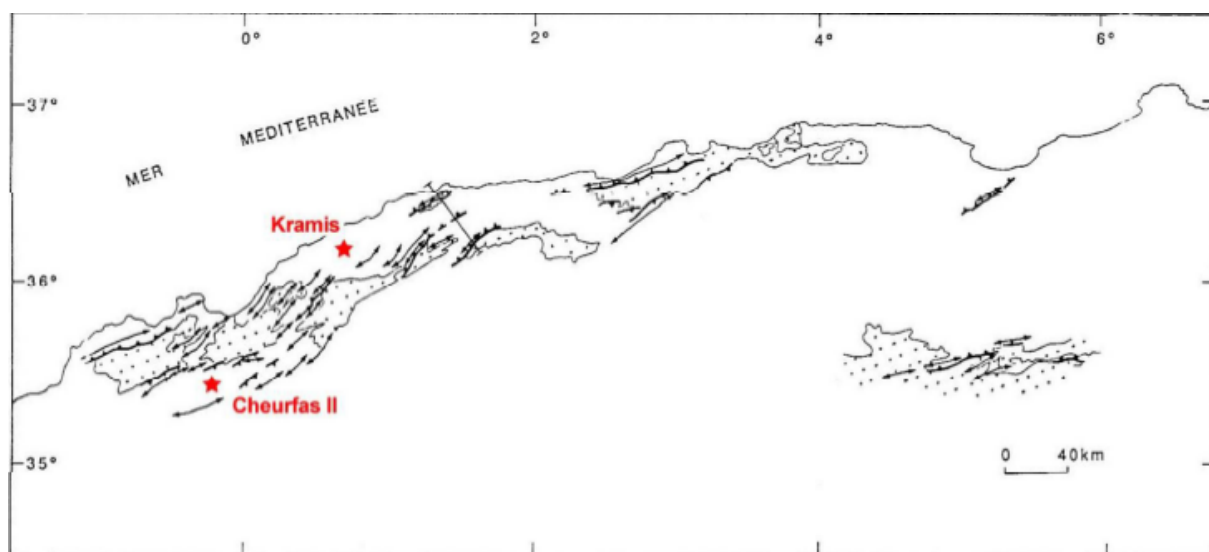


Figure I. 6: Distribution des pli-failles dans les bassins plio-quaternaires de l'Atlas Tellien (Meghraoui, 1988)

Principaux séismes historiques dans la zone du barrage :

Un rayon de 100 Km a été établi autour du barrage afin d'identifier les séismes d'intérêt pour le barrage, conformément aux recommandations de l'ICOLD.

Les séismes forts les plus récents autour du site du barrage de Kramis sont :

- Le séisme d'El-Asnam (Chlef) du 10/10/1980, de magnitude 7.3 ;
- Le séisme d'El-Asnam (chlef) du 09/09/1954 de magnitude 6.7.
- Le séisme de Gouraya du 15/01/1891, de magnitude estimée à 7.5, est plus ancien.

Tableau I. 2: Principale séisme à Mostaganem enregistré et décrit en Algérie

Date	lieu	I ₀	M	Commentaires
08 aout 2007	Mostaganem	V	5.1	Fissurations, Dégâts mineurs.

CHAPITRE I : ETAT DE SITUATION DE L'AMENAGEMENT

Le barrage de Kramis se trouve à environ 65 Km à l'Ouest de l'épicentre du séisme d'El-Asnam du 10 octobre 1980, qui est un des événements les plus destructeurs qu'ait connu l'Algérie. Par contre la sismicité à proximité immédiate du site du barrage (dans un rayon de 20 Km environ) est très faible.

Les accélérations du pic des SMD et SMP sur le site de Kramis ont été obtenues à partir des éléments propres à l'analyse sismotectonique régionale du site et de l'analyse de la sismicité historique et instrumentale, suivant une approche déterministe.

Les séismes de référence retenus sont :

Un séisme de magnitude 7.3 en champ lointain à 30 Km de distance épacentrale et de 10 Km de profondeur focale ;

Un séisme de magnitude 6.4 en champ proche à 0 Km de distance épacentrale de 10 Km de profondeur focale.

Les accélérations horizontales au rocher associées aux séismes de référence, sur le site du barrage sont données dans le **tableau I.3**.

Tableau I. 3: Accélérations horizontales maximales estimées au rocher du site (*ISL, 2015*)

Kramis	SBE	SMD	SMP
Accélérations maximales horizontales (g)	0.19g	0.32g	0.44g

I.4 DESCRIPTION DU BARRAGE

1. La digue :

Le barrage de Kramis est une digue type zonée avec un noyau central en argile et des recharges constituées de matériaux alluvionnaires. La digue atteint une hauteur maximum d'environ 48 m avec une largeur de couronnement de 600 m à la côte 112.5 ; la protection du remblai amont, avec une pente de 1 /3 a été réalisée avec un rip-rap, tandis que la protection du remblai aval, d'une pente de 1/2.5 est assurée par un manteau de géocellules.

2. Tour de prise :

Une tour de prise située au voisinage de la rive droite assure le captage des eaux et permet d'acheminer vers l'aval au moyen d'une galerie les eaux de la vidange de fond.

Les côtes de la Tour de prise sont :

- 1ere Prise : 106.00 m.
- 2 eme Prise : 101.50 m.
- 3ème Prise : 97.00 m.
- 4ème Prise : 88.00 m.
- 5ème Prise : 82.5.00 m.



Figure I. 7: Tour de prise du barrage Kramis (ANBT, 2005)

3. Evacuateur de crue

L'évacuateur de crue est situé en rive droite avec un seuil déversant d'une longueur de 103m. Il est suivi d'un chenal à pente faible long de 75m ensuite d'un chenal à forte pente de (5% à 28%) large de 20m et long de 254m, qui arrive dans un bassin de dissipation (longueur 100m largeur de 20 à 76m) avec bloc et seuil casse veine.

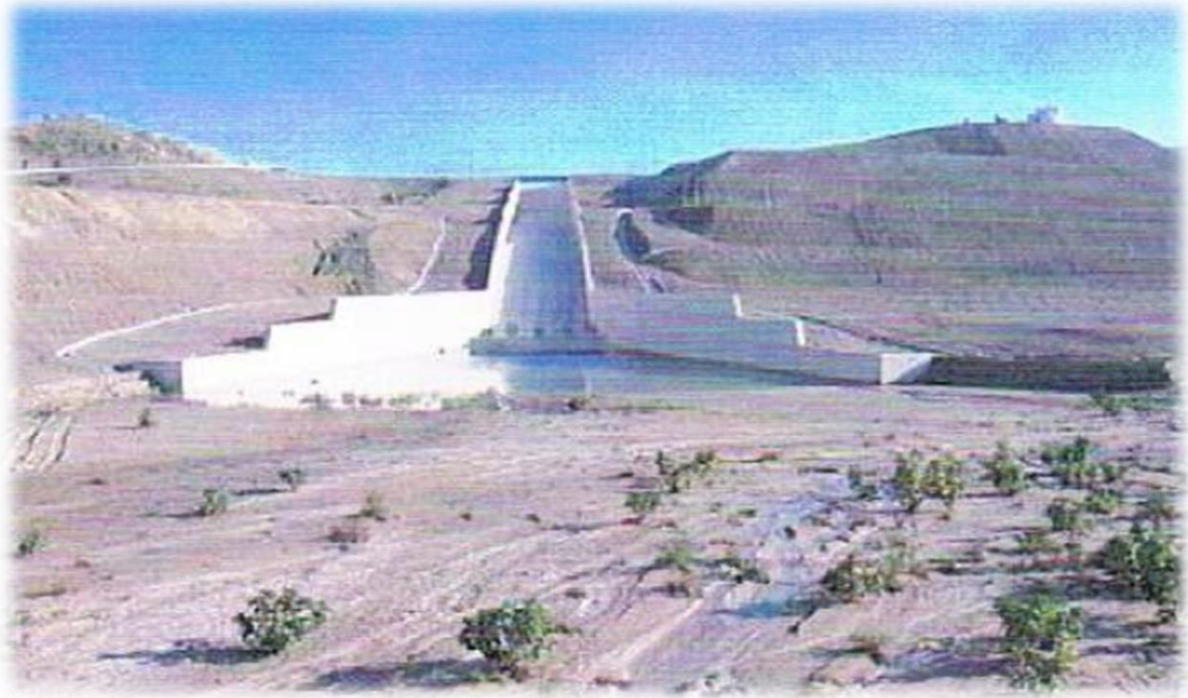


Figure I. 8: Evacuateur de crue, vue aval (ANBT, 2005)

L'appui droit de la digue a été conforté par des remblais provenant des excavations de la fondation de la digue, ces remblais ont été réalisés avec des bermes de talus de pente importante afin de permettre la réalisation d'une route d'accès au parement aval de la digue et au couronnement.

Les batardeaux sont situés à des côtes suivantes :

- 1er Batardeau : 74.00 m
- 2ème Batardeau : 80.00 m
- 3ème Batardeau : 86.00 m

4. Vanne :

- Nombre des vannes : 07 vannes.
- Vanne de garde :
- Type : Vannes plane mural dans la conduite principale (1500*1500).
- Vanne de service :

05 vannes papillon diamètre 400

01 vanne papillon diamètre 600.

5. Vidange du fond :

La Vidange de fond est située en rive droite (chambre des vannes) de l'oued Kramis, à la côte 63.05.

Il existe 08 vannes ; les caractéristiques de ces vannes :

- Chasse d'eau (vanne plane ; (1500*1500) ;
- Vidange de fond (vanne Johnson ; plane ; (1500*1500) et vanne à pointeau,
- Irrigation (vanne plane ; (1000*1000) et vanne papillon (1000*1000) ;
- Vanne papillon entre AEP et Irrigation (by pass) ;
- 02 vannes papillon.

Dimension de la vanne de régulation :

- Pour AEP diamètre 600 :
- Pour Irrigation diamètre 1000.

6. Dispositif d'auscultation :

Le système d'auscultation du barrage comporte :

- Des appareils destinés à la mesure des pressions interstitielles dans le noyau,
- Des appareils destinés à la mesure des cotes piézométriques au niveau de la galerie d'injection, dans la recharge aval, ainsi que sur la rive gauche et droite,
- Des appareils destinés à la mesure de débits dans la galerie d'injection,
- Des appareils destinés à la mesure des tassements le long du barrage,
- Des appareils destinés à la mesure des déplacements de la digue et des ouvrages en béton.

Le dispositif d'auscultation comprend :

a. Mesure des déplacements :

Le dispositif est composé de :

- Initialement 5 tassomètres étaient installés (durant la phase du projet) complétés par la mise en place de 3 tassomètres supplémentaires (pour la phase d'exploitation du barrage) ;
- 4 inclinomètres (50m de profondeur) implantés derrière le mur de l'évacuateur de crues et au droit de confortement de la rive droite du barrage ;
- 8 piliers de planimètres et 37 repères de type à douille lisse permettant de mesurer le déplacement plan de l'ouvrage ;
- 50 repères de nivellement de type à douille lisse implantés sur le barrage (dont 12 repères de référence) implantés sur tout le barrage.

b. Comportement hydraulique :

Le dispositif piézométrique comprend :

- 12 piézomètres « Casagrande » mis en place lors de la construction du barrage ;
- 4 piézomètres de confortement situé sur le mamelon rive droite ;
- 5 piézomètres « Casagrande » mis en place en crête afin de suivre la piézométrie dans le noyau ;
- 66 cellules de pression interstitielles implantées dans le corps de la digue (argile et noyau) ;
- 40 drains fermés équipés de de manomètres à l'aval du voile d'injection dans la galerie ;
- 3 puits de décharges donnent aussi des niveaux piézométriques, et sont situés en exutoire des trois conduites drainantes ;
- Entre juillet et aout 2006, 12 nouveaux piézomètres ouverts ont été rajoutés en aval et en rive gauche ;
- Enfin, entre juillet et octobre 2007, 18 autres piézomètres ont été installé en aval et en rive gauche.

c. Accélérographes :

Deux accélérographes sont installés sur la crête et dans la galerie d'injection.

- d. Baromètre, pluviomètre, thermomètre eau et air, télé-mesureur à ultrason du niveau du lac, anémomètre.



Figure I. 9: Cellules pressiométriques (ANBT, 2005)

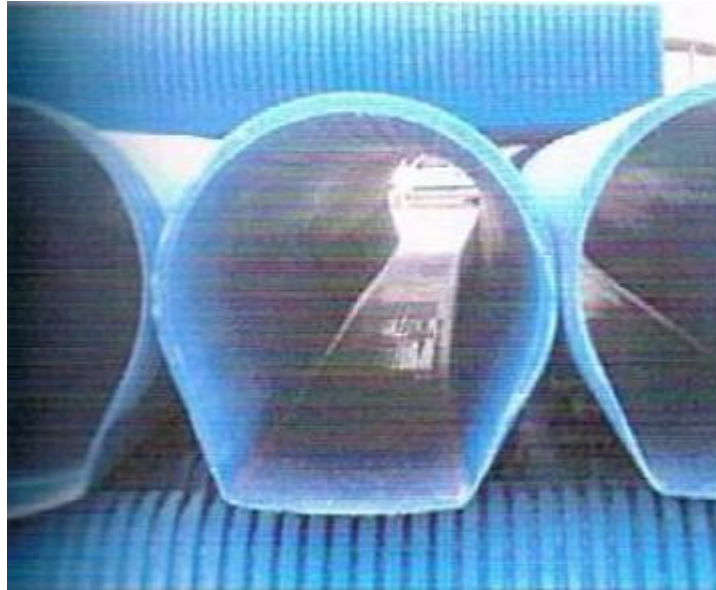


Figure I. 10: Elément du filtre de drainage (ANBT, 2005)

Conclusion

Le barrage de Kramis est une digue type zonée avec un noyau central en argile et des recharges constituées de matériaux alluvionnaires. Cet aménagement est localisé dans l'Atlas Tellien et correspond à une sismicité élevée.

Quant à la qualité de la fondation du barrage, elle est jugée de mauvaise qualité (marnes et argilites).

Dans le chapitre qui suit, on s'intéressera aux inventaires des désordres de l'aménagement afin d'analyser les dégâts occasionnés.

CHAPITRE II

CHAPITRE II :

INVENTAIRE DES DESORDRES DANS L'AMENAGEMENT HYDROTECHNIQUE

Introduction

Dans toute étude de confortement il est important d'établir au préalable l'inventaire des déconvenues et désordres survenus au barrage pour fournir un premier avis sur l'ouvrage. En sachant que c'est à partir de ce constat qu'il est possible, par la suite d'évaluer les dégâts occasionnés, analyser les causes afin d'aboutir aux scénarios possibles de réhabilitation ou de confortement.

Ce chapitre comporte les parties suivantes :

- Un aperçu sommaire de l'aménagement ;
- La fonction du barrage ;
- Un historique ;
- Evènements marquants pendant la construction ;
- Evènements marquants « mise en eau » ;
- Etat général du barrage.

II.1. APERÇU SOMMAIRE DE L'AMENAGEMENT

II.1.1. Caractéristiques principales du barrage

Type	digue en remblai zoné (noyau en argile-recharges en alluvions de l'oued)
Terrain de fondation	marnes avec traces d'argilites (sous le noyau)
Hauteur au-dessus du lit de l'oued	50 m
Hauteur au-dessus du fond de fouille	61.5 m
Longueur en crête	630 m
Largeur en crête	6.5 m
Fruit du parement amont	3 H/1 V
Fruit du parement aval	2.5 H/1 V
Altitude de la crete du barrage	112.5 m NGA
Altitude de la crête du réservoir à seuil libre	108.00 m NGA

II.1.2. Caractéristiques principales de la retenue

Altitude de la retenue en exploitation normale (RN)	108.00 m
Altitude de la retenue en crue de projet (PHE)	111.10 m
Aire de la retenue au niveau normal	276 Ha
Capacité à retenue normale (NNR)	45.4 Hm ³

Chapitre II : Inventaire des désordres dans l'aménagement.

Capacité à retenue maximale (PHE)	54.4 Hm ³
-----------------------------------	----------------------

II.1.3. Ouvrages annexes

Ouvrages d'évacuation des crues :

Type	Seuil libre latéral type Creager.
Implantation	Rive droite
longueur	103 m

Galerie d'injection et de drainage :

Type	Galerie en béton armé étanchée entre plots par joints waterstop
Implantation	Entre la fondation du barrage et son noyau étanche
Longueur	630 m
Section	2,5 m de largeur et 3,5 m de hauteur

Tour de prise d'eau :

Type	Fut en béton armé fondé sur micropieux surmonté d'une structure métallique formant la toiture de la tour.
Hauteur	40.5m
Section	5.8m × 9.35m

Ouvrages de vidanges et de chasse :

Type	Conduite acier DN 2 600 entre la tour de prise d'eau et la chambre aval des vannes.
Cote de seuil	73.20 m NGA
Vannes	3 vannes plates à glissement (2m × 2m) dans la tour de prise et 1 vanne de garde à roulements. 1 vanne de chasse à galets, 1 vanne de garde à glissement.
Débit sous RN	33.8 m ³ /s

Ouvrages de prise d'irrigation :

Type	Même conduite pour la vidange du fond.
nombre	6 pertuis étagés. 1 vanne de réglage à glissement, 1 vanne papillon de garde, et 1 vanne papillon by-pass dans le local aval.

Chapitre II : Inventaire des désordres dans l'aménagement.

Ouvrages de prise d'eau :

Type	Conduite DN 600
Nombre	5 prises callées aux cotes : 106, 101, 50, 97, 88, et 82.5 m NGA
Type	5 vannes papillon (DN 400) et 1 vanne papillon de garde (DN 600) dans la tour de prise d'eau. 1 vanne de réglage à glissements, 1 vanne papillon de garde et 1 vanne papillon by-pass (DN 600) dans le local aval.



Figure II. 1: Vue aérienne de l'aménagement (Google Earth, 2018)

II.2. LA FONCTION DU BARRAGE

Les fonctions principales du barrage sur l'oued Kramis sont l'alimentation en eau potable et l'alimentation pour l'irrigation.

II.3. HISTORIQUE

II.3.1. Historique des études

Etudes d'avant-projet :

Les études d'avant-projet détaillé ont été réalisées entre 1994 et 1996 par le bureau d'étude Algérien E.N.HYD.

Une étude de faisabilité, intégrée dans une étude globale de faisabilité des barrages de la région Centre est également existante.

Enfin les études de rentabilité de l'ouvrage ont été réalisées en 1996 (E.N.HYD) et en 2000 (DGAIH).

Etudes d'exécution et surveillance des travaux :

Les études d'exécution et la surveillance ont été réalisées par INCO-MAG, entreprise italienne.

II.3.2. Historique des travaux

Les travaux ont été confiés, après appel d'offres, à un consortium constitué des entreprises italiennes ASTALDI, FEDERICI et TODINI.

Les travaux ont commencés en 2001 (installation de chantier) et se sont terminés pour l'essentiel en 2004.

L'étude, la fourniture et le montage des équipements hydromécaniques étaient également intégrés au marché du consortium. En revanche une entreprise italienne a participé à la construction des éléments.

II.3.3. Historique de la mise en eau

Le remplissage de la retenue a démarré en 2004.

La cote de la retenue maximum (99.75 m NGA) a été atteinte en novembre 2012.

II.3.4. Janvier-décembre 2003

Pendant les mois janvier et février les pluies saisonnières et conséquentes résurgences des nappes phréatiques dans les zones des excavations concernant l'évacuateur des crues, l'éboulement rive droite, la partie supérieure de la rive gauche ; dont en s'agissant de matériaux (argiles et argilites en désagrégation) extrêmement instables ; ont donné origine à des phénomènes de glissement considérables qui ont imposé le réaménagement de la pente presque de tous les talus des excavations concernées.

De plus le glissement considérable qui s'est produit dans la zone de l'éboulement rive droite a montré toute sa situation réellement critique, vis-à-vis de la stabilité et la tenue dans cet endroit de l'ouvrage à travers le temps.

Par ailleurs ; pendant les précipitations météorologiques il a été constaté que le débit d'eau concernant les crues de l'oued Nekmaria été considérables vu que le pont de service en plusieurs fois a été débordé par l'eau au cours des crues qui se sont avérées c'est pour cela il a été décidé la réalisation d'une retenue collinaire pour récupérer une certaine quantité d'eau 2900000m³.

II.3.5. Janvier-décembre2004

Au début de l'an 2004, à la suite des premières pluies de saison, ultérieurs et importants imprévus géologiques, sous forme de glissements, se sont manifestés intéressant soit la zone de fondation rive gauche que la partie supérieure du talweg, très proche au barrage, en remontant jusqu'au-dessus de la piste des douars. Par conséquent ils ont produit des situations dangereuses ; des interventions lourdes ont été décidées afin d'éviter d'apports consistants de matériaux limon-argileux par les eaux de ruissellement en proximité du corps de la digue, avec phénomènes d'invasissement accélérées de cette dernière et du même toutes les conséquences négatives concevables au sujet de ces phénomènes.

Vers la fin du mois d'avril a été vidangée la retenue du Nakmaria, une manifestation considérable d'envasement de la cuvette été observé ; pour cela il a été décidé de réaliser une troisième retenue en amont du barrage Kramis dans les oueds affluents où le phénomène de charriage des matériaux solides s'est révélé plus consistant, afin de réduire le plus possible l'apport de matériaux en suspension par les eaux dans le bassin du barrage pendant les périodes des crues.

II.4. EVENEMENTS MARQUANTS PENDANT LA CONSTRUCTION

Les évènements marquants qui ont eu lieu pendant la construction ont été relevés de la monographie provisoire :

- ✚ Juillet 2002 : Durant cette période la découverte d'horizons argileux (qui ont été exploités) au droit des zones de batardeau et contrepoids aval remplacées par des alluvions.
- ✚ 2003 : L'année a été marquée par la rencontre d'aléas et imprévus. En janvier et en février les pluies saisonnières ont engendré des glissements dans les différentes zones d'excavation (évacuateur de crue, éboulement rive droite, partie supérieure de la rive gauche) qui ont nécessité le réaménagement des pentes excavées. Les matériaux rencontrés étaient constitués d'argiles et d'argilites et désagrégation.

De plus, des crues de l'Oued Nekramia submergeant le pont de service a nécessité la réalisation (octobre-novembre) d'une retenue collinaire stockant environ 2.9 Mm³.

- ✚ 2004 : suite aux premières pluies en début d'année, des glissements sont de nouveau observés dans la zone de fondation rive gauche. Une digue a dès lors été réalisée afin de bloquer le glissement et retenir les matériaux polluants la construction de l'ouvrage.

Fin avril, la retenue collinaire est vidangée, mettant en évidence un phénomène d'envasement important conduisant la réalisation de 3 retenues collinaires à l'amont de la retenue de Kramis afin de limiter le charriage de la retenue.

II.5. EVENEMENTS MARQUANTS « MISE EN EAU »

A l'achèvement des travaux et durant le remplissage de la retenue des anomalies ont été constatées sur l'ouvrage et ses abords.

Les éléments relatés par le bureau d'étude (HydroBarrage, 2008) sont synthétisés ci-après :

Anomalies rive gauche :

- ✚ « Anomalies des lectures piézométriques au niveau de la recharge en aval du barrage ;
- ✚ Pressions anormales enregistrées au droit des drains placés à l'intérieur de la galerie d'injection ;
- ✚ Présence des fissures avec des venues d'eau en voute et sur les piédroits du revêtement de la galerie d'injection. »

Anomalies rive droite :

- ✚ « Présence des fissures sur le confortement en rive droite ;
- ✚ Sortie d'eau au niveau du confortement droit environ à la cote 102m ;
- ✚ Eboulement sur le talus de la route d'accès au confortement »

Des recommandations de travaux et de suivis étaient préconisées par HB (Hydro-Barrage) préalablement au remplissage de la retenue.

II.6. ETAT GENERAL DE L'OUVRAGE

II.6.1. Barrage

a. Analyse de comportement

« L'analyse des appareils d'auscultation du barrage met en évidence un comportement global satisfaisant sur une partie de l'ouvrage » (ISL, 2015):

- ✚ Les tassements du barrage sur sa fondation bien qu'importants (maximum 45cm représentant environ 0.75% de la hauteur du barrage sur sa fondation) ne sont pas suffisants pour influencer le tassement de la crête.
- ✚ La piézométrie générale dans le corps (noyau et recharge aval) est satisfaisante en rive droite et au centre du barrage.

En revanche, un comportement plus inquiétant est observé en rive gauche du barrage où une piézométrie élevée est mesurée.

Plusieurs causes sont possibles pour expliquer ce niveau élevé dans le remblai aval :

- Un mauvais drainage après le noyau,
- Des percolations des eaux de la retenue dans la fondation du barrage.
- De la percolation des eaux de la retenue au travers de l'appui rive gauche.

b. Galerie / drainage

Les piédroits et la voute, particulièrement entre plot surtout au niveau des changements de pente de la galerie, présentent des traces plus ou moins anciennes (traces de calcite, suintements, venues d'eau) de suintement.



Figure II. 2: Galerie d'injection et de drainage (ISL, 2015)

L'analyse de comportement de l'ouvrage réalisé par isl ingénierie a mis en évidence un défaut de drainage : les écoulements de la rive gauche viennent saturer la charge aval.

c. Parements

Le parement aval est dans un état satisfaisant et bien entretenu (peu de végétation). En revanche sa pérennité à long terme peut être remise en cause suite à la dégradation des géocellules protégeant le parement des risques d'érosion.



Figure II. 3: Vue du parement aval du barrage et dégradation des géo-cellules (ISL, 2015)

d. Crête

La crête est dans un état globalement satisfaisant sans signe d'instabilité d'ensemble (tassement du chemin, basculement du parement).

e. Appareils d'auscultation

Tableau II. 1: Synthèse des observations faites sur les appareils d'auscultation (*ISL, 2015*)

Type d'équipement	Nombre	implantation	Remarques sur le fonctionnement
Piézomètres Casagrande	14		2 piézomètres présentent des comportements douteux,
Piézomètres de confortement	4	Mamelon rive droite	2 piézomètres secs par périodes
Piézomètre Casagrande	5	Crête du barrage	1 : signalé comme défectueux. 2 : secs par période. 1 : indique un niveau supérieur à la retenue.
Piézomètres	19	Recharge aval, rive gauche et rive droite.	1 : peut-être défaillant, indique un niveau supérieur à celui de la retenue.
Drains équipés de manomètre	40	Galerie d'injection	3 : signalés comme défectueux

f. Versant rive gauche

La rive gauche du barrage présente des signes de mouvements importants (fissurations, niches d'arrachements). Le risque de glissement est présent et il sera encore plus important en cas de vidange de barrage.

II.6.2. Passage des crues

La révision de l'étude hydrologique est nécessaire, l'estimation des débits de crues paraît sous-évaluée.

II.6.3. Les équipements électromécaniques

De manière générale les équipements électromécaniques du barrage de Kramis sont dans un état correct excepté les pièces fixes des 3 pertuis vannés de vidange/irrigation et les 2 groupes électrogènes de secours qui ne peuvent pas assurer la reprise automatique d'alimentation sur perte de réseau SONELGAZ.

II.6.4. Evolution de la cote du plan d'eau

La mise en eau du barrage a commencé en novembre 2004. Elle est actuellement stabilisée à environ 9 m sous la cote de retenue normale (cote 99 m NGA), suite à l'apparition d'anomalies s'étant manifestées dès la mise en eau. La retenue n'a donc jamais été entièrement remplie.



Figure II. 4 : Evolution de la cote du plan d'eau depuis la mise en eau (ANBT, 2015).

Depuis l'année suivant la mise en eau, la cote du plan d'eau est stable aux alentours de 100 m NGA (± 2 m). Ces cotes sont relativement loin de la retenue normale (108 m NGA). La cote maximale que le barrage ait connue est 101,6 m NGA.

II.6.5. Tableau de synthèse

Le tableau II.2 présente une synthèse de comportement de l'ouvrage établie par ISL ingénierie.

Tableau II. 2: Synthèse de comportement de l'ouvrage (ISL, 2015)

	Barrage dangereux	Sécurité douteuse	Sécurité incertaine	Comportement correct	Barrage conforme
Passage des crues		×			
Capacité de vidange			×		
Perte de capacité /envasement					×
Etanchéité de la cuvette					×
Stabilité des rives		×			
Dispositif d'auscultation			×		
Equipements électromécaniques			×		

Conclusion

A la lumière de ce chapitre nous pouvons synthétiser les désordres observés :

Un comportement inquiétant est observé en rive gauche du barrage ou une piézométrie élevée est mesurée.

Le risque de glissement du versant gauche est présent et il sera encore plus important en cas de vidange de barrage.

La cote de retenue normale est stabilisée à la cote 99 m NGA, suite à l'apparition de ces anomalies.

Il n'y a pas d'élément confirmant la période de retour choisie pour le calcul d'évacuateur de crue durant les études précédentes, par ailleurs une révision des données et normes de calculs de l'étude hydrologique du projet sont à calculer et à réviser.

Dans le chapitre qui suit nous allons nous approfondir d'une façon détaillée dans l'étude de confortement du barrage Kramis.

CHAPITRE III

CHAPITRE III

DIAGNOSTICS ET PROPOSITIONS DES TRAVAUX DE CONFORTEMENT DU BARRAGE KRAMIS

Introduction

Le présent chapitre présente un diagnostic qui résume la connaissance actuelle des différentes données naturelles de l'aménagement, et l'état de ses équipements, pour le confortement du barrage Kramis.

Il comprendra les volets suivants :

- ❖ Révision de la capacité d'évacuation de crues à la lumière d'une révision de données naturelles.
- ❖ Etanchéité du barrage en rive gauche.
- ❖ Défaillance des équipements électromécaniques.
- ❖ Proposition des travaux de confortement.

III.1. CAPACITE D'EVACUATION DES CRUES

III.1.1. Réévaluation de l'hydrologie

III.1.1.1. Bassin versant

Le bassin versant ou bassin d'alimentation au droit d'une section de mesure, est définie comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ces affluents en amont de cette section. Chaque bassin versant est séparé des autres bassins par une ligne de partage des eaux.

- Le bassin versant du Kramis se trouve dans la région des vallées côtières.
- Les pentes des principaux affluents et de l'oued principal varient de 10 à 90 m/Km.
- A la date de réalisation de l'APD 1995, le taux de boisement était de 3%. (ENHYD, 1995)

III.1.1.1.1. Caractéristiques géométriques

a- Surface et périmètre

En se basant sur la délimitation du bassin versant à l'aide d'un système d'information Géographique (Arc-Gis 10.4), on obtient :

- Une superficie drainée de 303,96 Km²
- Un périmètre de bassin vaut de 90 Km

b- Les caractéristiques de forme

- L'indice de compacité K_g :

$$K_g = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}} \dots \dots \dots (III.1)$$

Avec,

K_g : Indice de compacité de Gravélius,

A : Surface du bassin versant [km²],

P : Périmètre du bassin [km].

$K_g = 1.45$

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

- Coefficient d'allongement :

Ce coefficient est déterminé selon la formule :

$$K_p = \frac{L^2}{S} \dots\dots\dots (III.2)$$

L : Longueur du talweg principal, égal à 12.35 Km

$K_p = 0.50$

- Rectangle équivalent :

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

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P = 2 (L_r + l_r) \text{ et } S = l_r \cdot L_r$$

La longueur L et la largeur l en km sont donnée par la résolution de p et s :

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

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

On trouve alors :

$$L_r = 36.49 \text{ Km} \quad ; \quad l_r = 8.75 \text{ Km}$$

$$S_r = 319.29 \text{ Km}^2 \quad ; \quad P_r = 90.48 \text{ Km}$$

III.1.1.1.2. Hypsométrie du bassin versant

a- Répartition et courbe hypsométrique :

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée.

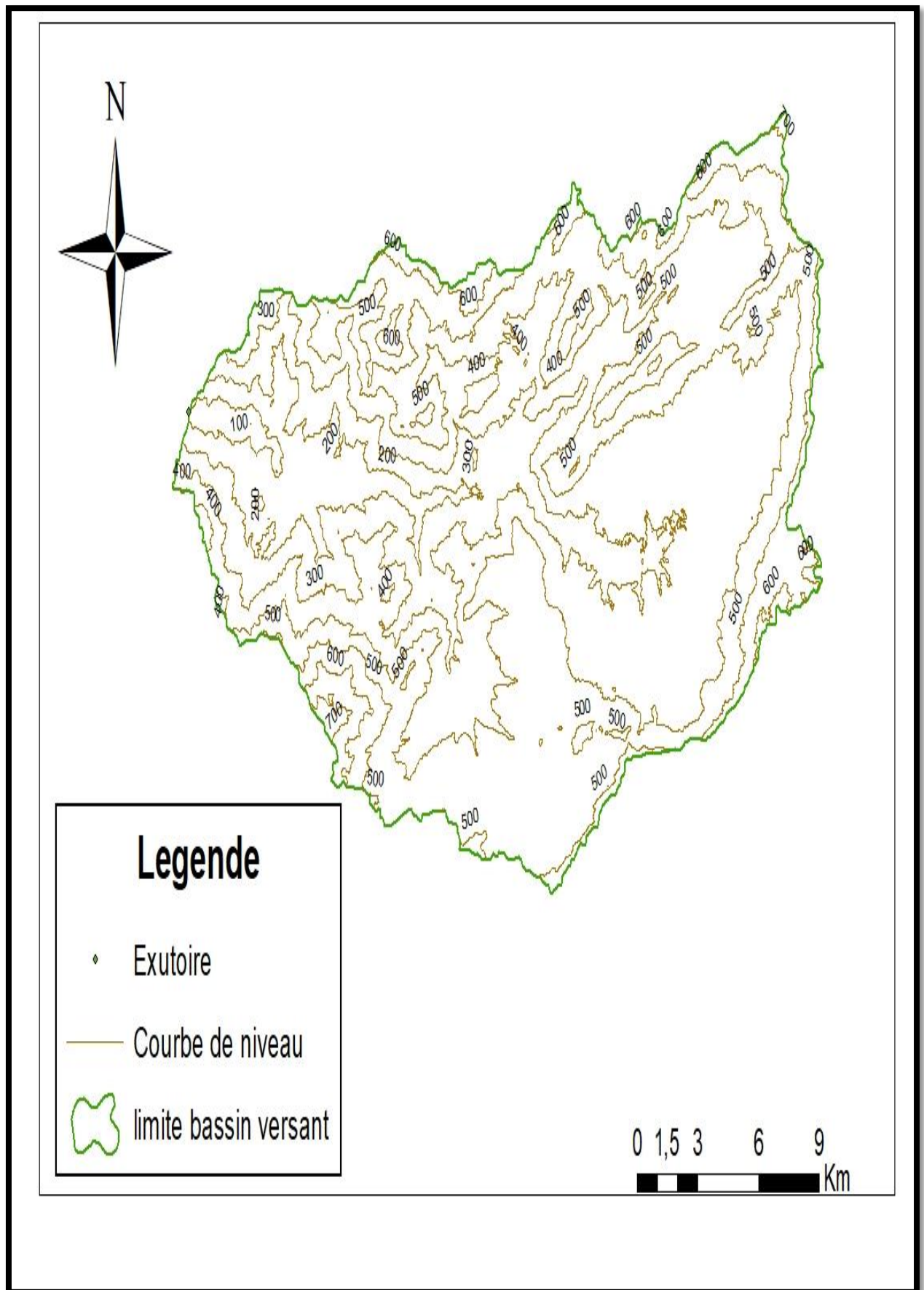


Figure III. 1 : Répartition des courbes de niveau dans le bassin versant

- La répartition des surfaces ainsi que leur pourcentage par rapport aux intervalles des altitudes est résumée par le tableau III.1.

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

Les altitudes (m)		Si (km ²)	Si (%)	Si cumulé %
72	100	10,109876	3,33	3,33
100	200	26,273389	8,64	11,97
200	300	80,978694	26,64	38,61
300	400	49,064779	16,14	54,75
400	500	49,566894	16,31	71,06
500	600	64,656787	21,27	92,33
600	628	17,196012	5,66	97,99
628	700	6,074204	2	99,99
700	800	0,021394	0,01	100

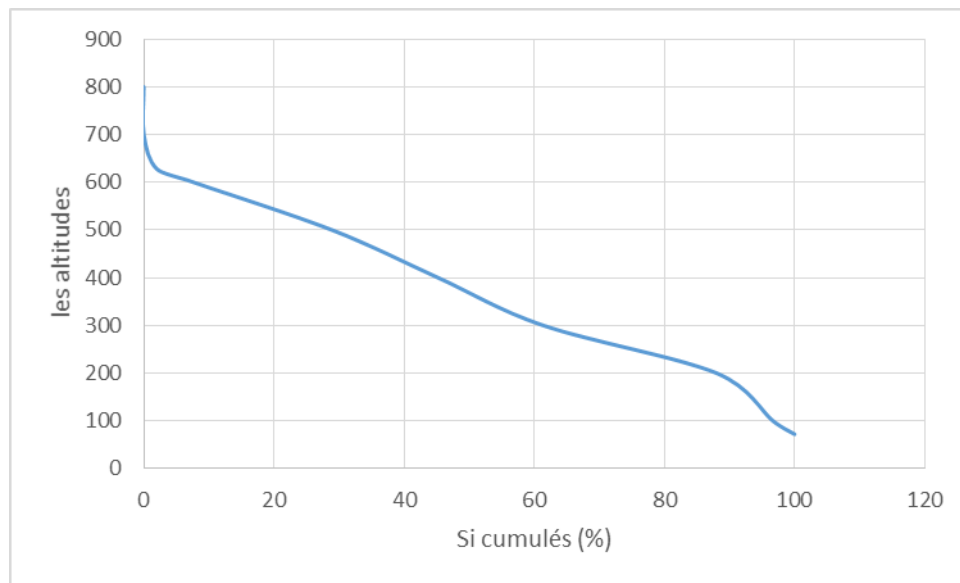


Figure III. 2: Courbe hypsométrique du bassin versant

b- Détermination des altitudes caractéristiques :

- L'altitude maximale $H_{max} = 700$ m
- L'altitude minimale $H_{min} = 72$ m
- L'altitude médiane $H_{50\%} = 368$ m
- L'altitude à 95% de la surface $H_{95\%} = 120$ m
- L'altitude à 5% de la surface $H_{5\%} = 666$ m
- L'altitude moyenne par la formule suivante $H_{moy} = 378$ m

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

• **Indice de la pente globale :**

Il est défini comme étant le rapport entre l'altitude comprise 5 % et 95% de la longueur du rectangle équivalent.

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \dots\dots\dots(III.6)$$

Avec :

D : dénivelée entre h5% et h95% (m)

L : longueur du rectangle équivalent (km)

H5% et h95 sont respectivement les altitudes correspondantes à s5% et s95%

$I_g = 14.96 \text{ m/Km}$ donc $I_g = 1.5 \%$

Tableau III. 2: Classification du relief (Touibia, 2004)

R1	Relief très faible	$I_g < 0.002$
R2	Relief faible	$0.002 < I_g < 0.005$
R3	Relief assez faible	$0.005 < I_g < 0.01$
R4	Relief modéré	$0.01 < I_g < 0.02$
R5	Relief assez fort	$0.02 < I_g < 0.05$
R6	Relief fort	$0.05 < I_g < 0.1$
R7	Relief très fort	$0.05 < I_g$

D'après le tableau III.2 et la valeur de la pente globale trouvée, le relief de notre bassin versant appartient à la classe R4 qui représente un relief modéré.

III.1.1.1.3. Caractéristiques hydrographiques du bassin versant

Réseau hydrographique :

a- Densité de drainage :

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \dots\dots\dots(III.7)$$

Avec :

$\sum L_i$: longueur de tous les cours d'eau d'ordre i en (km)

S : surface du bassin versant en km^2

On obtient :

$D_d = 0.84 \text{ Km/Km}^2$, la densité de drainage est importante, cela est expliqué par la répartition de chevelure hydrographique.

Bassin versant de Barrage Kramis

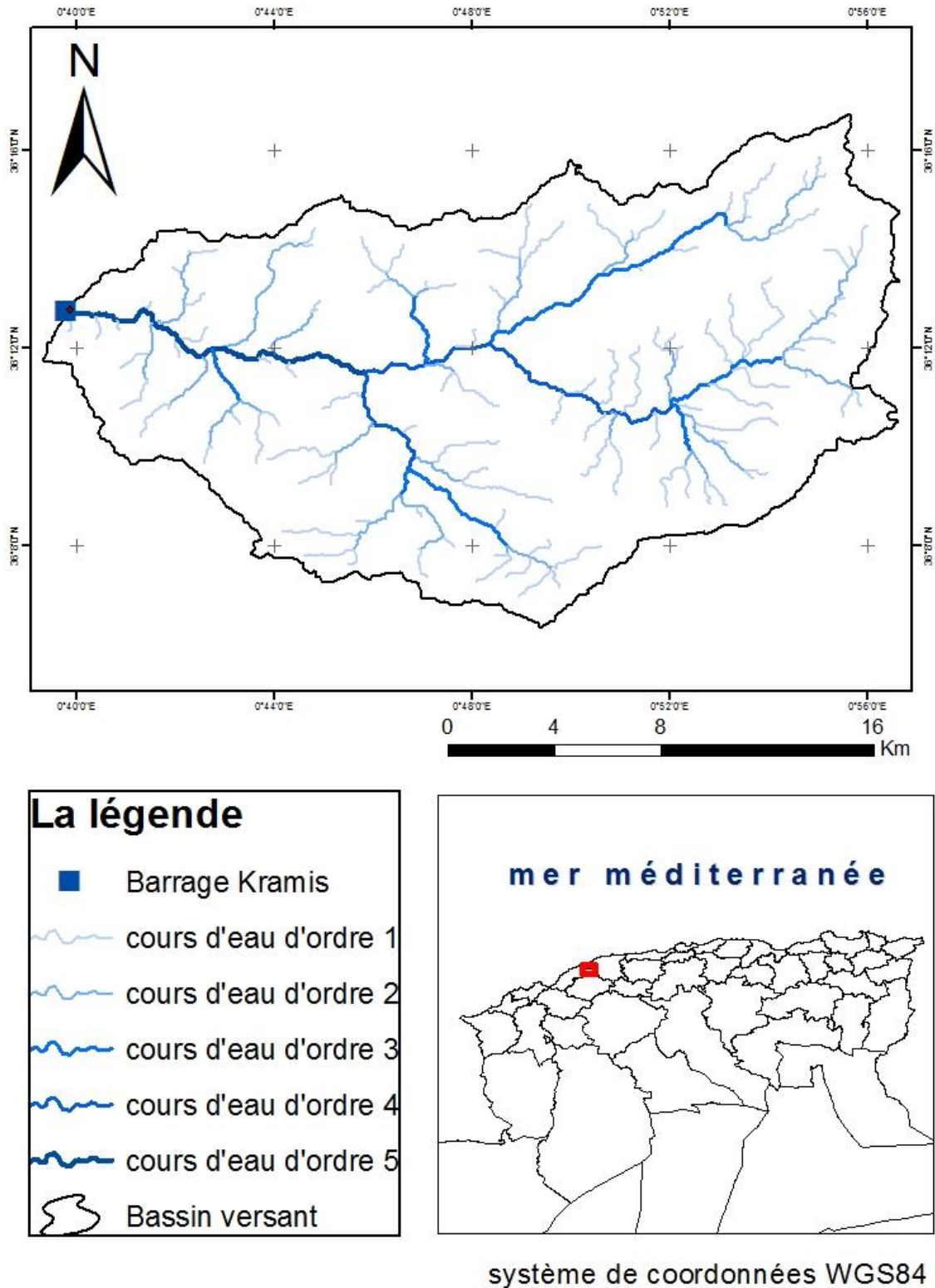


Figure III. 3: Représentation du réseau hydrographique du bassin versant et classification de Schum 1957

b- Densité du talweg élémentaire :

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots (III.8)$$

Avec :

N_1 : Nombre de talweg d'ordre 1, égale à 193 talwegs

S : Surface du bassin versant (Km²)

Nous obtenons $N_1 = 0.63$

Temps de concentration :

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

a- Formule de Giandotti :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (III.9)$$

Avec :

S : Surface du bassin versant en (Km²)

L : Longueur du cours d'eau principal (Km) égale à 12.35 Km

H_{moy} : Altitude moyenne en (m), égale à 378 m

H_{min} : Altitude minimale en (m), égale à 72 m

A.N :

$T_c = 6,31$ h

b- Formule de California :

$$T_c = \left(\frac{0.87 \times L_{cp}^3}{H_{max} - H_{min}} \right)^{0.386} \dots\dots\dots (III.10)$$

Avec :

H_{max} : Altitude maximale du bassin versant en (m)

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

A.N :

$T_c = 1,45$ h

c- Formule de Ventura :

$$T_c = 0.1272 \sqrt{\frac{S}{I_m}} \dots\dots\dots(III.11)$$

Avec :

I_m : Pente moyenne du bassin versant égale à 0.02 m/m

$T_c = 15.68$ h

d- Formule de Passini :

$$T_c = 64.8 \frac{\sqrt[3]{SL_{cp}}}{\sqrt{100I_{cp}}} \dots\dots\dots(III.12)$$

Avec :

I_{cp} : Pente du cours d'eau principal égale à 4.3%

$T_c = 48.57$ h

Tableau III. 3: Tableau récapitulatif du temps de concentration

Formule	Giondotti	California	Ventura	Passini
T_c (heure)	6.31	1.45	15.68	48.57

- Vu la superficie du notre bassin versant et la longueur du cours d'eau principale, Nous optons à prendre un temps de concentration égale à 15.68 h trouvé par la formule de Ventura.

Vitesse de ruissèlement :

$$V_r = \frac{L_{cp}}{T_c} \dots\dots\dots(III.13)$$

Avec :

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

T_c : Temps de concentration en (heure).

$V_r = 2,39$ km/h

Tableau III. 4: Récapitulatif des caractéristiques hydro-morpho-métriques du bassin versant

Désignation		Symbole	Unité	Valeur
Superficie		S	Km ²	303.96
Périmètre		P	Km	90
Longueur du Talweg principal		L _{cp}	Km	12.35
Indice de compacité		K _g	/	1.45
Coefficient d'allongement		K _p	/	0.50
Rectangle équivalent	Longueur	L _r	Km	36.49
	Largeur	l _r		8.75
Altitudes	Maximale	M _{max}	m	700
	Médiane	M _{50%}		368
	Moyenne	M _{moy}		378
	Minimale	M _{min}		72
Indice de pente globale		I _g	m/km	14.96
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	0.84
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	2.39

III.1.1.1.4. Caractéristiques climatiques du bassin versant

Le climat du bassin versant est méditerranéen qui se caractérise par un hiver humide et pluvieux et d'un été sec.

Tableau III. 5: Valeurs moyennes de température de l'air (*DRE_ Mostaganem*)

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Déc
Température Maximale (°C)	16,2	17,1	19,3	20,7	23,9	27,6	30,8	31,9	28,3	24,3	19,7	17,2
Température Minimale (°C)	5,9	5,9	7,7	9,3	13,0	16,5	19,1	20,3	17,7	14,1	9,8	7,3
Température Moyenne (°C)	10,8	11,3	13,6	15,2	18,6	22,1	24,8	25,8	22,8	19,0	14,6	12,0

Tableau III. 6: Les paramètres climatologiques

Valeur caractéristique	Unité	Moyenne	Maximale	Minimale
Humidité	%	68.7	89.7	42.3
Evaporation	Mm/an	1633	1894	1365.9

La direction et la vitesse des vents qui prédominent est de l'ouest vers l'est et respectivement de 28.2% et 17.5%. La vitesse moyenne du vent est de 1÷ 4.5 m/s.

III.1.1.2. Etude des précipitations

Nous optons pour la station KHADRA (02 01 02), comme étant une station de base pour les calculs de notre vu qu'elle possède le plus grand nombre d'observations durant les années de fonctionnement, ainsi proche de l'exutoire, dont son altitude est la plus proche à l'altitude moyenne de bassin versant par rapport aux autres stations pluviométriques existant aux alentours du bassin en question.

Tableau III. 7: Informations sur la station KHADRA (ANRH, 2018)

Station	code	source	Coordonnées			Années de service	Nombre d'années
			X	Y	Z		
KHADRA	02 01 02	A.N.R.H	308.7	330.47	150	1967	46

III.1.1.2.1. Homogénéisations des données

La méthode de la médiane

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

Soit la série de précipitations annuelle à vérifier pour 46 ans d'observations (N=46) (cf. annexe A)

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

$$M=356.45$$

$$Ns = 22$$

$$Ts = 5$$

Avec :

M : La médiane ;

Ns : Nombre total des séries de (+) ou de (-) ;

Ts : La taille de la plus grande série de (+) ou de (-).

Condition de test de MOOD :

$$Ns > 0.5 (N+1-\mu_{1-\alpha/2}\sqrt{N+1}) \dots\dots\dots(III.14)$$

$$Ts < 3.3 (\log N+1) \dots\dots\dots (III.15)$$

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

Pour un seuil de signification de 95% on a $\mu_{1-\alpha/2}=1.96$.

Application Numérique :

$$Ns = 22 \Rightarrow Ns > 16.78$$

$$Ts = 05 \Rightarrow Ts < 8.79$$

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

III.1.1.2.2. Ajustement des précipitations maximales journalières

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

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

- Les caractéristiques de la série des pluies maximales journalière sont représentées dans le tableau III.8.
- La série des pluies maximales journalière est représentée dans l’annexe A.

Tableau III. 8: caractéristiques statistiques de la série de pluie utilisée.

caractéristiques	Formules de calcul	Valeurs
La somme des P _{max j} en (mm)	$\sum_i^{46} Xi$	2261,1
La moyenne des P _{max j} en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_i^{46} Xi}{46}$	49.20
L’écart type « σx »	$\sigma^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (xi - \bar{x})^2$	33.30
Coefficient de variation « Cv »	$Cv = \frac{\sigma}{\bar{x}}$	0.677
L’exposant climatique	B=0.47	

L’exposant climatique pour la région de Mostaganem est de 0.47

III.1.1.2.3. Choix de la loi de l’ajustement

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

Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelle consistance une méthode d’estimation est la plus efficace pour une loi donnée » (Touibia, 2004). Pour notre cas nous utiliserons la loi de GUMBEL, la loi de GALTON (log normal) et la loi Normale.

Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

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

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots (III.16)$$

Avec :

$$Y = A(x-x_0)$$

1/a : pente de la droite de GUMBEL

y : variable réduite de GUMBEL

x : précipitations maximales journalières en (mm)

x₀ : Coordonné à l'origine en (mm)

On peut écrire $y = -\ln[-\ln(F(x))]$

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

$$F(x) = \frac{m-0.5}{m} \dots\dots\dots (III.17)$$

Avec :

m : Rang de la valeur de précipitation après classement par ordre croissant

n : Nombre total d'observation dans la série (n=46)

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

- 1/a : Pente de droite de Gumbel = 25.9458
- X₀ : Coordonné à l'origine en (mm) = 34.178

Tableau III. 9: Ajustement de la série de pluie maximale journalière à la loi GUMBEL

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000	0.9999	273	37.5	200-347
1000	0.9990	213	28.4	158-269
200	0.9950	172	22.0	128-215
100	0.9900	154	19.3	116-191
50	0.9800	135	16.5	103-168
20	0.9500	111	12.9	85.9-137
10	0.9000	92.6	10.2	72.5-113

Avec :

q : Probabilité empirique

XT : Valeur à la période T

Graphique issu de cet ajustement sur papier GUMBEL représenté par la figure III.4.

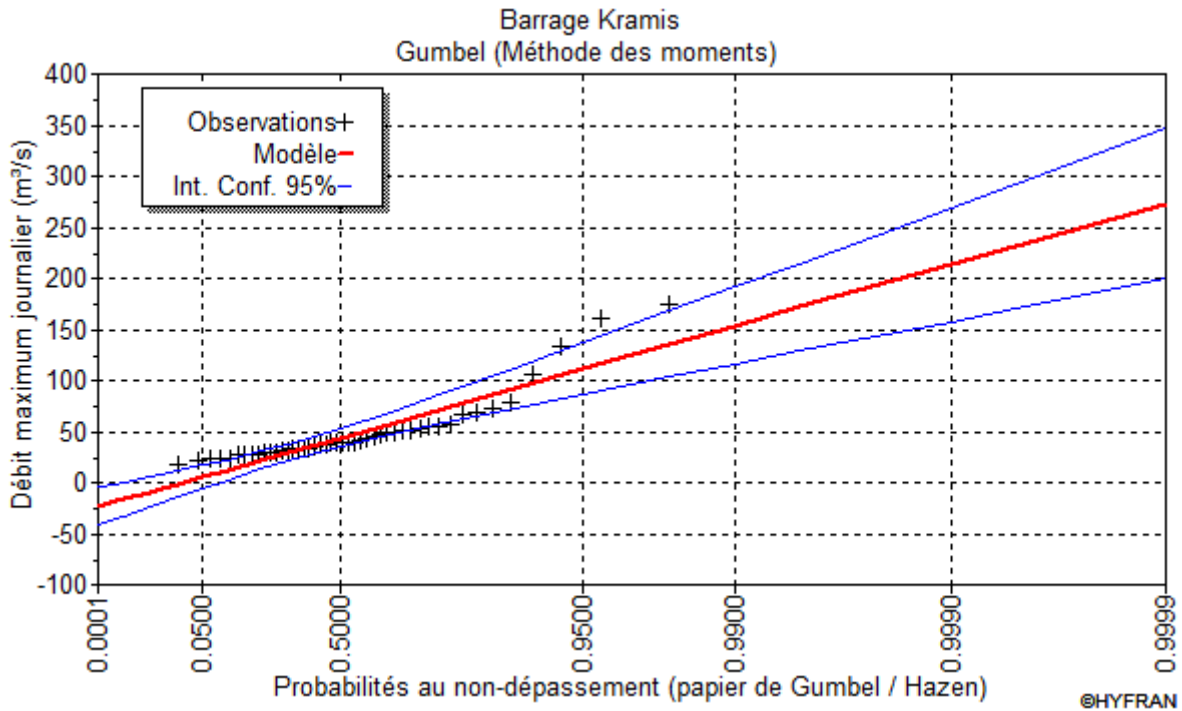


Figure III. 4: Ajustement à la loi de Gumbel

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

L’ajustement de la série se fait de la même manière comme précédant seulement, on change la loi dont on ajuste avec le papier à tracé, on travaille avec la loi log normal faite sur papier log normal.

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

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots (III.18)$$

$$u = \frac{\ln X - \overline{\ln x}}{\sigma_{\ln x}} \dots\dots\dots (III.19)$$

Avec :

u : variable réduite de Gauss.

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

$$\ln x = \sigma_{\ln x} u + \overline{\ln x} \dots\dots\dots (III.20)$$

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

$$u = 3.74944$$

$$\sigma = 0.500683$$

Tableau III. 10: Ajustement de la série de pluie maximale journalière à la loi Galton

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10 000	0.9999	274	57.4	161-386
1000	0.9990	200	35.8	130-270
200	0.9950	154	23.9	108-201
100	0.9900	136	19.5	98.0-175
50	0.9800	119	15.6	88.3-149
20	0.9500	96.9	11.0	75.2-118
10	0.9000	80.7	8.08	64.9-96.6

q : Probabilité empirique

XT : Valeur à la période T

Le graphique de l'ajustement par la loi log normal (Galton) est représenté dans la figure III.5.

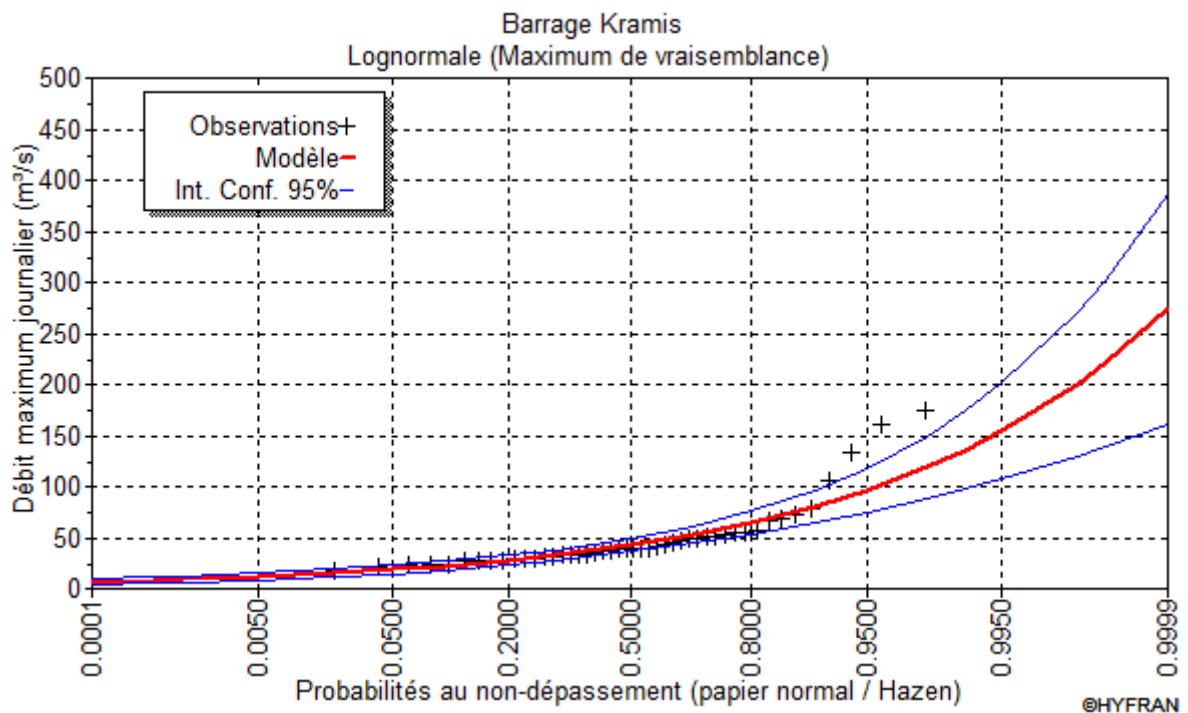


Figure III. 5: Ajustement à la loi de Galton

Ajustement de la série pluviométrique à la loi Normale

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

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots(III.21)$$

$$u = \frac{x-\bar{x}}{\sigma} \dots\dots\dots(III.22)$$

- u : variable réduite de Gauss
- La relation : $x = \sigma u + \bar{x}$ est l'équation de la droite d'Henry sur papier normal.
- Les paramètres d'ajustement à la loi normale sont donnés ci-dessous :

$$u = 49.1543 \qquad \qquad \qquad \sigma = 33.2768$$

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

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000	0.9999	173	13.9	146-200
1000	0.9990	152	11.9	129-175
200	0.9950	135	10.3	115-155
100	0.9900	127	9.52	108-145
50	0.9800	118	8.72	100-135
20	0.9500	104	7.57	89.1-119
10	0.9000	91.8	6.65	78.8-105

- q : Probabilité empirique
- XT : Valeur à la période T

Graphique de l'ajustement à la loi normale est représenté par la figure III.6.

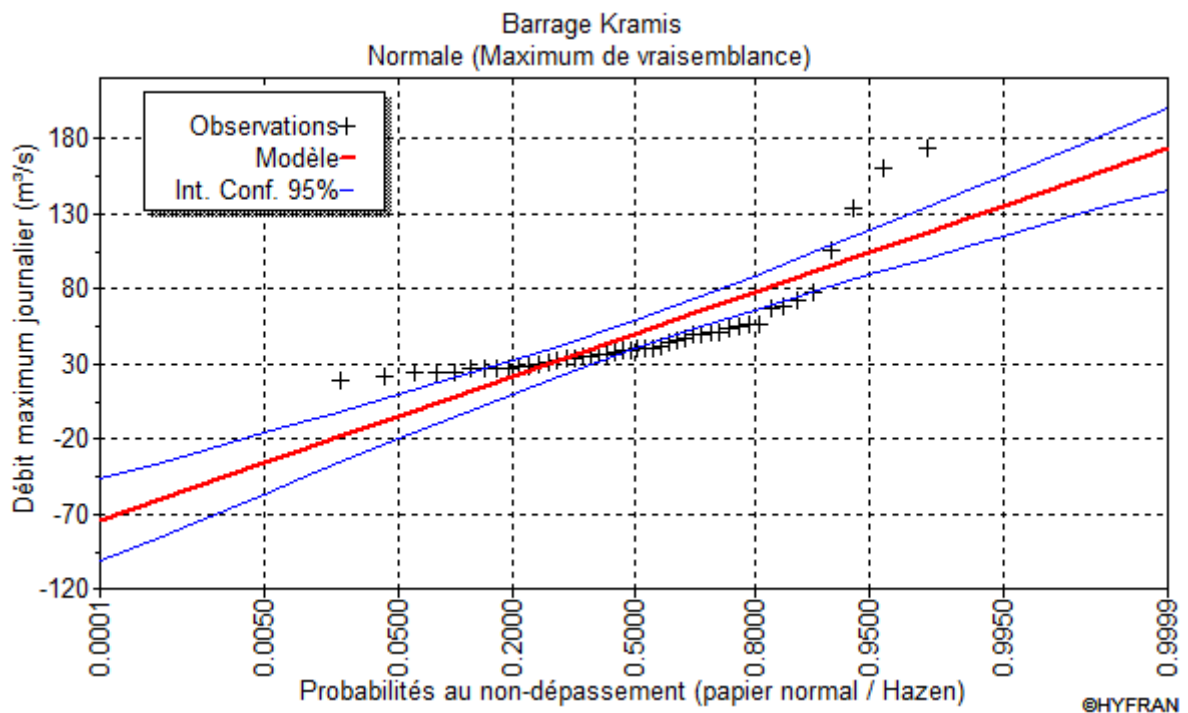


Figure III. 6: Ajustement à la loi Normale

III.1.1.2.4. Test de validité de l’ajustement

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

Le test khi carré X^2 assure cette tâche, et les résultats sont obtenus à l’aide d’un outil informatique de calcul probabiliste.

Le tableau III.12 résume les résultats du test Khi carré pour chaque loi.

Tableau III. 12: résultats du test d’adéquation

lois	X^2_{cal}	$X^2_{thé}$
Gumbel	25.61	12.5916
Log normale	8.78	12.5916
Normale	31.48	12.5916

$$X^2 = \sum \frac{(X-Y)^2}{Y} \dots\dots\dots(III.23)$$

X : Valeur observée.

Y : valeur théorique.

La valeur théorique de Khi carré est tirée à partir de la table de Khi carré pour une probabilité de 5% au non dépassement. (Cf. Annexe A)

- Nous remarquons que la série de pluies maximales journalières ne possède pas un ajustement adéquat avec la loi Gumbel et la loi Normale. En outre, elle possède un ajustement adéquat avec la loi Log Normale.

En conséquence la loi Log Normale sera exploitée pour l’extrapolation des pluies annuelles pour des fréquences rares.

Tableau III. 13: Comparaison des caractéristiques de la loi et de l’échantillon.

Galton (Log Normale)	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l’échantillon
Minimum	0	18.5
Maximum	0	174
Moyenne	48.2	49.2
Ecart type	25.7	33.3
Coefficient de variation Cv	0.534	0.677
Coefficient d’asymétrie Cs	1.75	2.47
Coefficient d’aplatissement Ck	8.92	8.14

Comparaison avec l'APD :

Tableau III. 14: Comparaison avec l'étude d'avant-projet détaillé (APD)

Période de retour	Résultats de calcul	
	APD	Calcul
T 10	99	80.7
T 20	113	96.9
T 100	145	136
T 1000	192	200
T 10 000	241	274

III.1.1.2.5. Pluies de courtes durées et leurs intensités à différentes fréquences

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

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

Avec :

$P_{ct}\%$: Pluie d'une courte durée (t) pour une fréquence voulue (mm)

$P_{\max j}$: Pluie maximale journalière pour une même fréquence (mm)

t : Durée de la pluie

b : Exposant climatique pour notre région b=0.47 (donnée A.N.R.H)

L'intensité de pluie est donnée par la formule :

$$I = \frac{P_{ct}}{t} \dots\dots\dots(III.25)$$

Les résultats de calculs sont représentés dans le tableau III.15.

Tableau III. 15: Pluies maximales fréquentielles

Période	10 000	1000	100	50	20	10
Fréquence (%)	0.01	0.1	1	2	5	10
$P_{j \max}$ (mm)	274	200	136	119	96.9	80.7

CHAPITRE III : DIAGNOSTICS ET PROPOSITIONS DES TRAVAUX DE CONFORTEMENT

Tableau III. 16: Pluie de courtes durées et l'intensité de différentes fréquences

période	10000		1000		100		50		20		10	
fréquence	0,01		0,1		1		2		5		10	
Pj max (mm)	274		200		136		119		96,9		80,7	
temps	Pmax t	I	Pmax t	I	Pmax t	I	Pmax t	I	Pmax t	I	Pmax t	I
0,5	44,418837	88,837674	32,422509	64,845017	22,047306	44,094612	19,291393	38,582785	15,708705	31,417411	13,082482	26,164964
1	61,524951	61,524951	44,908724	44,908724	30,537932	30,537932	26,720691	26,720691	21,758277	21,758277	18,12067	18,12067
2	85,218793	42,609396	62,203498	31,101749	42,298379	21,149189	37,011081	18,505541	30,137595	15,068797	25,099112	12,549556
3	103,1094	34,369801	75,262337	25,087446	51,178389	17,059463	44,781091	14,92703	36,464602	12,154867	30,368353	10,122784
4	118,03736	29,509339	86,158654	21,539664	58,587885	14,646971	51,264399	12,8161	41,743868	10,435967	34,765017	8,6912543
5	131,08928	26,217856	95,685607	19,137121	65,066212	13,013242	56,932936	11,386587	46,359676	9,2719353	38,609142	7,7218284
6	142,81781	23,802968	104,24658	17,374429	70,887672	11,814612	62,026713	10,337785	50,507466	8,417911	42,063493	7,0105822
7	153,54913	21,93559	112,07966	16,011379	76,214166	10,887738	66,687396	9,5267708	54,302594	7,7575134	45,224141	6,4605916
8	163,49466	20,436833	119,33917	14,917396	81,150634	10,143829	71,006805	8,8758506	57,819827	7,2274784	48,153354	6,0191693
9	172,8006	19,200067	126,13183	14,014648	85,769643	9,5299604	75,048438	8,3387153	61,110871	6,7900968	50,894193	5,6549103
10	181,573	18,1573	132,53504	13,253504	90,123827	9,0123827	78,858349	7,8858349	64,213227	6,4213227	53,477888	5,3477888
11	189,89164	17,262876	138,60704	12,60064	94,252784	8,5684349	82,471186	7,4973805	67,155109	6,1050099	55,927939	5,0843581
12	197,8183	16,484858	144,39292	12,032743	98,187185	8,1822654	85,913787	7,1594823	69,95837	5,8298641	58,262543	4,8552119
13	205,40199	15,800153	149,92846	11,532959	101,95135	7,8424119	89,207435	6,8621104	72,64034	5,5877185	60,496135	4,6535488
14	212,68235	15,191597	155,24259	11,088757	105,56496	7,5403545	92,369343	6,5978102	75,215036	5,3725026	62,640386	4,4743133
15	219,69196	14,646131	160,3591	10,690607	109,04419	7,2696124	95,413663	6,3609109	77,693983	5,1795989	64,704896	4,3136597
16	226,458	14,153625	165,29781	10,331113	112,40251	7,025157	98,352198	6,1470124	80,08679	5,0054244	66,697667	4,1686042
17	233,00341	13,706083	170,07548	10,00444	115,65133	6,8030192	101,19491	5,9526418	82,40157	4,8471512	68,625456	4,0367915
18	239,34775	13,297097	174,70639	9,7059105	118,80035	6,6000192	103,9503	5,7750168	84,645246	4,7025137	70,494028	3,9163349
19	245,5079	12,921468	179,20285	9,4317288	121,85794	6,4135756	106,62569	5,6118786	86,823779	4,5696726	72,308349	3,8057026
20	251,49849	12,574924	183,57554	9,1787769	124,83137	6,2415683	109,22745	5,4613723	88,942348	4,4471174	74,07273	3,7036365
21	257,33233	12,25392	187,83382	8,9444674	127,72699	6,0822378	111,76112	5,3219581	91,005484	4,3335945	75,790945	3,6090926
22	263,02071	11,955487	191,98592	8,7266326	130,55042	5,9341102	114,23162	5,1923464	93,017177	4,2280535	77,466317	3,5211962

CHAPITRE III : DIAGNOSTICS ET PROPOSITIONS DES TRAVAUX DE CONFORTEMENT

23	268,57363	11,677114	196,03914	8,523441	133,30662	5,7959399	116,64329	5,0714474	94,980965	4,1296072	79,101794	3,4392084
24	274	11,416667	200	8,3333333	136	5,6666667	119	4,9583333	96,9	4,0375	80,7	3,3625

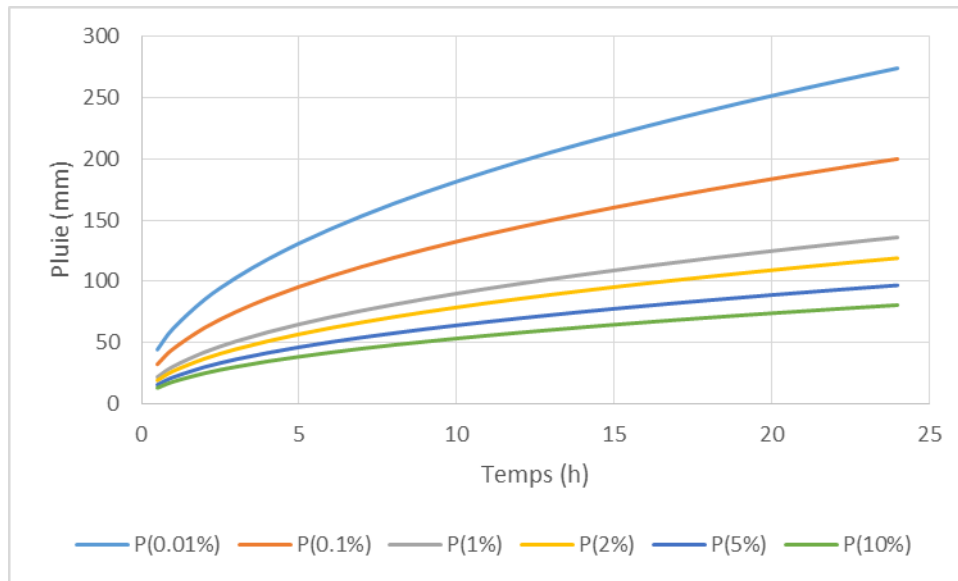


Figure III. 7: Courbe des pluies de courte durée

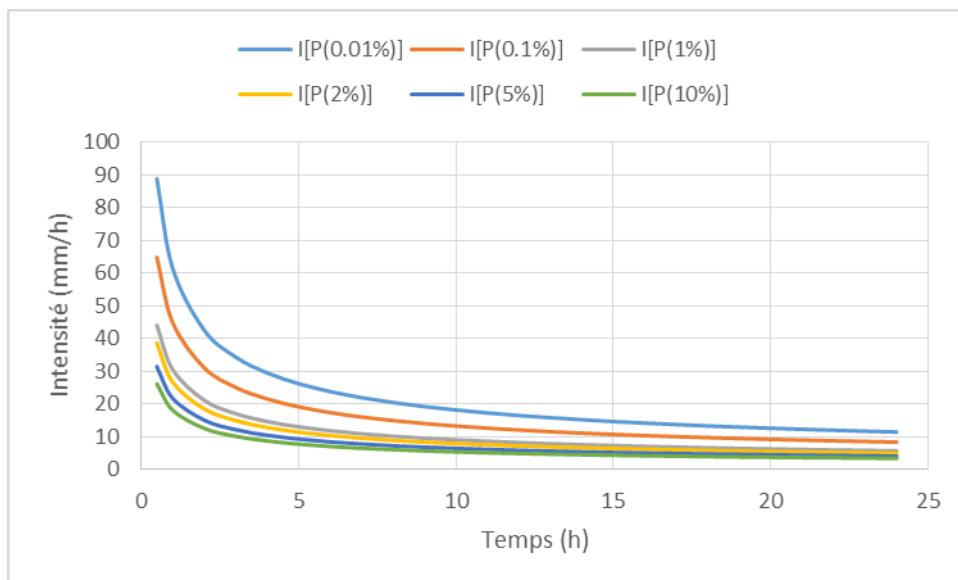


Figure III. 8: Courbe des intensités fréquentielles

III.1.1.2.6. Apports du bassin versant

Il n'existe pas de station hydrométrique sur l'oued Kramis permettant d'évaluer directement les apports au site du barrage.

L'apport annuel moyen dans la retenue a été évalué à 30,6 Mm³ (ANBT) ; « rapport de situation du barrage ».

III.1.1.2.7. Capacité de la retenue et volume mort

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

Il n'y'a pas de levés bathymétriques au niveau de la retenue de Kramis pour vérifier son état d'envasement. Du fait de l'âge récent de l'ouvrage (14 ans) et de la réalisation durant les travaux de retenues collinaires qui visaient à retenir les sédiments, on peut estimer que la perte de capacité est à ce jour assez faible. Au regard de l'apport solide moyen retenu dans les différentes études (0,25 Hm³/an), soit 12 Hm³ en 50 ans.

(Source : Rapport situation du barrage, ANBT).

- La capacité utile est de 33.38 Hm³.
- La capacité totale de la retenue est 45,38 Mm³.

Les courbes HSV sont rappelées dans le tableau III.17.

Tableau III. 17: les coordonnées des courbes Hauteurs-Capacité-Surface (*INCO.Mag*) (Monographie provisoire du barrage)

Cote (m)	Volume (Hm ³)	Surface (Ha)
70	0,4	6,22
75	1,3	21
80	2,9	42
85	5,8	69,2
90	10,5	117,4
95	17,6	155,4
100	26,7	202,9
105	37,9	243,3
110	51,3	293,8
115	67,3	346,6
120	86,1	401,8
125	107,9	471,8
130	133,5	539,4

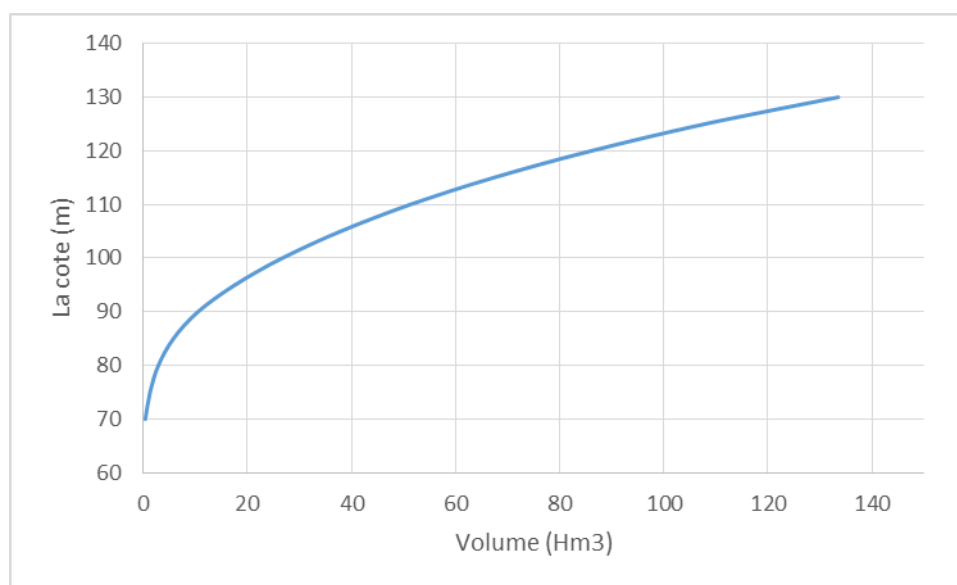


Figure III. 9: Courbe caractéristique capacité-hauteur de la cuvette

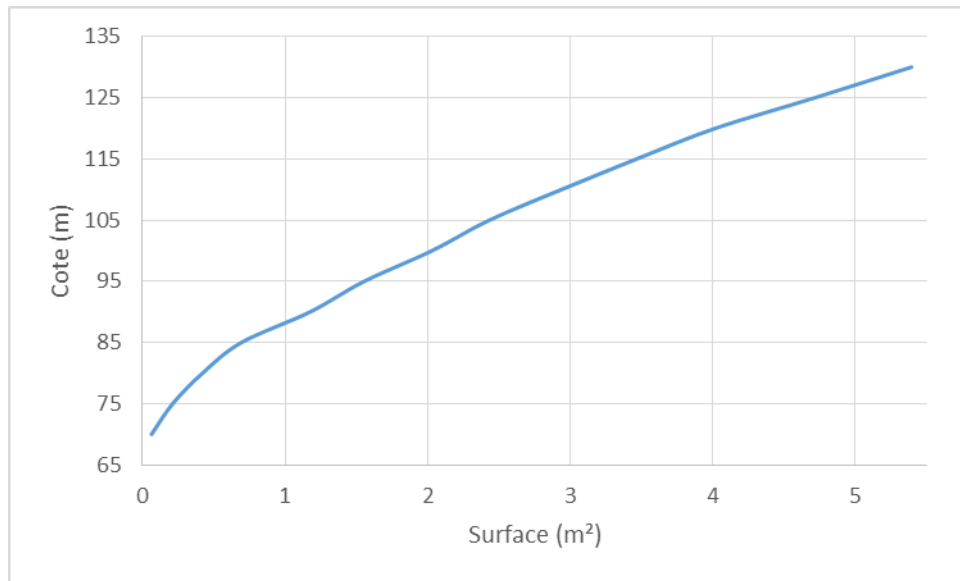


Figure III. 10: Courbe caractéristique capacité-hauteur de la cuvette

III.1.1.3. Etude des crues

Dans l'étude hydrologique réalisée par E.N.HYD les débits de pointe suivants ont été retenus :

- $Q_{1\ 000} = 990\text{ m}^3/\text{s}$,
- $Q_{10\ 000} = 1\ 383\text{ m}^3/\text{s}$.

L'hydrologie des crues a par la suite été réévaluée durant les études d'exécution, les débits de pointe et de laminage suivants ayant été considérés :

$Q_{p-1\ 000} = 1\ 124\text{ m}^3/\text{s}$ et $Q_{i-1\ 000} = 843\text{ m}^3/\text{s}$ avec un niveau d'eau dans la retenue est approximativement égale à 110,5 m NGA,

$Q_{p-10\ 000} = 1\ 549\text{ m}^3/\text{s}$ et $Q_{i-10\ 000} = 1\ 249\text{ m}^3/\text{s}$ avec un niveau d'eau dans la retenue est approximativement égal à 111,1 m NGA.

Les courbes du laminage sont les suivantes :

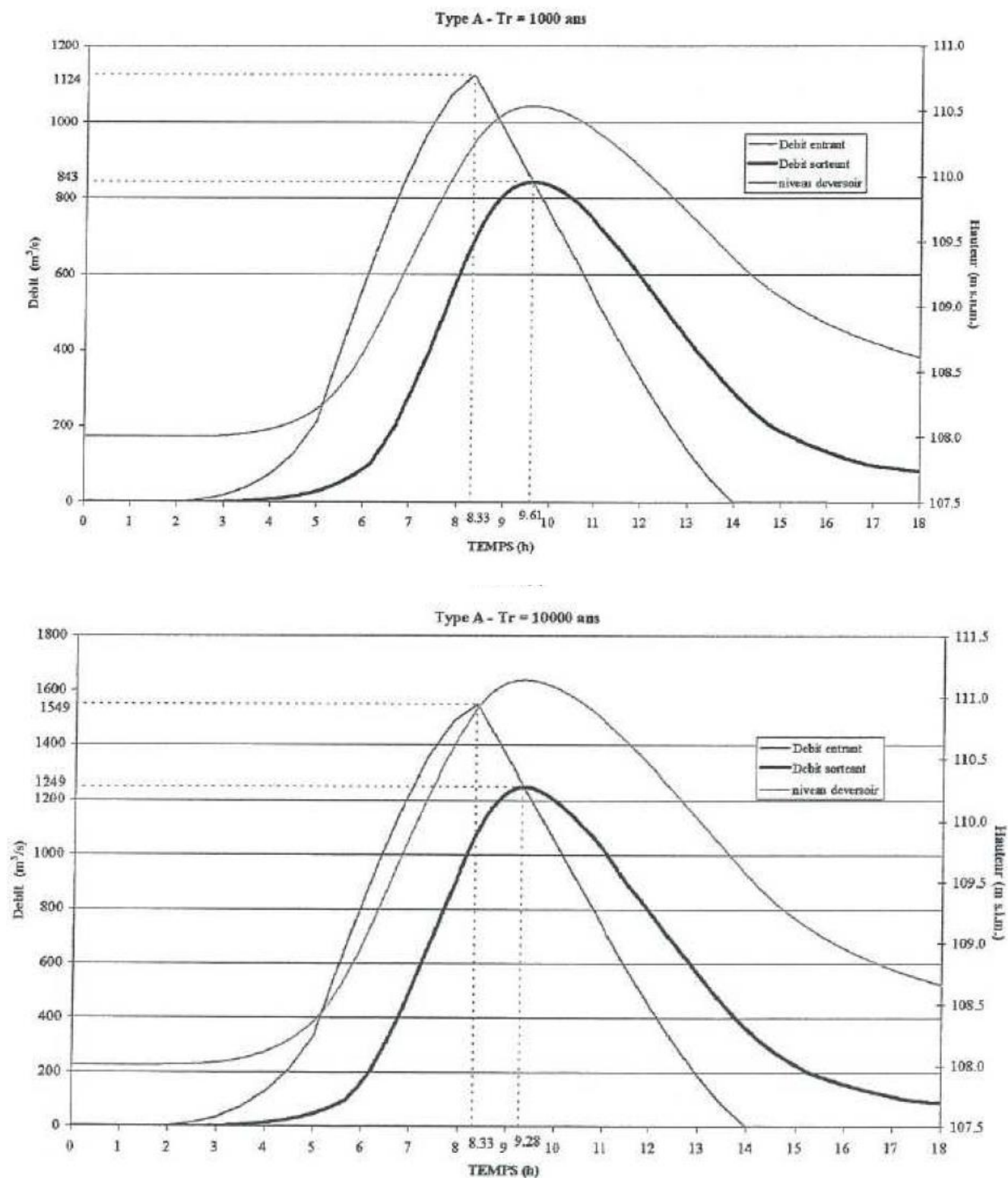


Figure III. 11: Hydrogrammes des crues (INCO.Mag)

A noter qu'il n'y a pas d'élément confirmant la période de retour retenue pour le calcul d'évacuation des crues. Il semblerait toutefois que la crue de période de retour 1 000 ans ait été considérée comme la crue de projet. En revanche le calcul de laminage présenté ci-dessus met en évidence que la cote dite des PHE (111,1 m NGA) est atteinte pour la crue décennale.

III.1.1.3.1. Révision de l'étude des crues

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

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

- **Méthodes statistiques** : consistent à ajuster les séries de données des débits maximaux observés par les lois usuelles (GUMBEL-Log Normale ou Pearson III) et d'estimer les débits pour des fréquences données. Cette méthode requiert l'existence de stations hydrométriques.
- **Méthodes pseudo-déterminante** : des méthodes récentes élaborées à partir de modèles pluies-débits déterministes dont les paramètres sont tirés d'averses observées sur plusieurs évènements pluvieux.
- **Méthodes analogiques** : ces méthodes qui utilisent les propriétés statistiques des sites jaugés, qu'on applique sur le site non-jaugé par analogie de quelques paramètres importants comme le rapport des surfaces et des précipitations.
- **Méthodes empiriques** : utilisent des paramètres hydrologiques propres aux bassins versants et aux précipitations, plusieurs relations sont à comparer pour donner une bonne estimation des crues pour notre cas :

a- Formule de Mallet-Gauthier :

Le débit de crue est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max P\%} = 2k \log(1 + A \times P_{\text{moy}}) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log S} \dots \dots \dots \text{(III.26)}$$

Avec :

K : Constante topographique varie entre 1 et 3 ; on prend k=1

A : Constante topographique égale à 20

P_{moy} : Précipitation moyenne interannuelle égale à 357.36 mm

T : Période de retour en années

S : Surface du bassin versant (303.96 Km²)

Q_{max P%} : Débit maximum pour différentes périodes de retour en (m³/s)

L : Longueur du talweg principal (37.5 Km)

Tableau III. 18: résultats des débits maximaux pour différentes périodes de retour données selon la formule de Mallet-Gauthier.

T (ans)	10	20	50	100	1000	10 000
Q _{maxP%} (m ³ /s)	1057,80	1286,16	1536,81	1702,07	2162,20	2540,32

b- Formule de Possenti :

$$Q_{maxP\%} = \frac{\mu \times S \times P_{maxP\%}}{L} \dots\dots\dots(III.27)$$

Avec :

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

S : Superficie du bassin versant (Km²)

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

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

Tableau III. 19: Résultats des débits maximums des crues pour différentes périodes de retour données par Possenti

T (ans)	10	20	50	100	1000	10 000
$Q_{maxP\%}$ (m ³ /s)	1489,65	1788,69	2196,63	2510,44	3691,82	5057,80

c- Formule de Sokolovski :

$$Q_{maxP\%} = \frac{0.28(P_{tc} - H_0)\alpha.F.S}{T_m} \dots\dots\dots(III.28)$$

Avec :

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

T_m : Temps de concentration égale à 15.68 h

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

H_0 : Perte d'eau initiale

S : Superficie du bassin versant (Km²)

α : Coefficient de ruissellement de la crue pour une période de retour donnée

Tableau III. 20: Les valeurs des débits maximums des crues pour différentes période de retour données par Sokolovski

T (ans)	10	20	50	100	1000	10 000
P_{tc}	66.07	72.33	97.42	111.34	163.74	224.32
α	0.5	0.55	0.6	0.7	0.8	0.9
Débit max (m ³ /s)	169.58	208.96	326.01	443.81	780.26	1232.91

Tableau III. 21: Récapitulatif des valeurs des débits maximaux de crues pour différentes périodes de retour, données par différentes méthodes

Méthodes	Périodes de retour en année					
	10	20	50	100	1000	10 000
Formule de Mallet-Gauthier	1057,80	1286,16	1536,81	1702,07	2162,20	2540,32
Formule de Possenti	1489,65	1788,69	2196,63	2510,44	3691,82	5057,80
Formule de Sokolovski	169.58	208.96	326.01	443.81	780.26	1232.91

Remarque :

Les résultats issus de la formule de Sokolovsky sont très faibles relativement à l’ampleur de notre barrage et nous risquons d’être dans un cas de sous-dimensionnement

Nous pouvons remarquer également que la formule Mallet-Gauthier donne des valeurs dont l’estimation des débits de crue est plus au moins représentative à l’échelle du notre barrage. Du point de vue sécurité et économie nous optons à prendre les résultats donnés par cette formule.

Tableau III. 22: Les valeurs du débit maximal de crue pour différentes fréquences.

T (ans)	10	20	50	100	1000	10 000
$Q_{maxP\%}$ (m^3/s)	1057,80	1286,16	1536,81	1702,07	2162,20	2540,32

III.1.1.3.2. Hydrogramme de Crue

C’est une courbe représente l’évolution des débits en fonction du temps pendant la crue, elle permet d’estimer quelques caractéristiques relatives à la crue telle que, la forme, le volume, le temps de montée et temps de base ; pour le tracé de l’hydrogramme, on utilise la méthode de Sokolovsky. (Touibia, 2004)

Construction de l’hydrogramme de crue par la méthode de Sokolovsky :

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

Pour la montée de la crue :

$$Q_m = Q_{max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^x \dots\dots\dots(III.29)$$

Pour la décrue :

$$Q_d = Q_{max} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^x \dots\dots\dots(III.30)$$

Avec :

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

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

t_m : Temps de la montée de crue (h) ; $t_m = t_c = 15.68$ h

t_d : Temps de la décrue (h) ; $t_d = \gamma t_m = 31.36$ h

γ : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue ; $\gamma = 2$ (Tableau III.23)

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

X,y : Puissance des courbes ; x=2 ; y=3

Tableau III. 23 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue γ

Description du cours d'eau	Valeur de γ
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2.0 à 2.5
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales.	3.0 à 4.0
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4.0 à 7.0

Les hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour sont donnés par le tableau III.24.

Tableau III. 24: Les valeurs des débits constituant l'hydrogramme de crue.

t	$Q_{max10\%}$	$Q_{max5\%}$	$Q_{max2\%}$	$Q_{max1\%}$	$Q_{max0,1\%}$	$Q_{max0,01\%}$
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	4,30	5,23	6,25	6,92	8,79	10,33
2	17,21	20,92	25,00	27,69	35,18	41,33
3	38,72	47,08	56,26	62,31	79,15	92,99
4	68,84	83,70	100,01	110,77	140,71	165,32
5	107,56	130,78	156,27	173,07	219,86	258,31
6	154,89	188,32	225,02	249,22	316,60	371,96
7	210,82	256,33	306,28	339,22	430,92	506,28
8	275,35	334,80	400,04	443,06	562,84	661,27
9	348,49	423,73	506,31	560,75	712,34	836,91
10	430,24	523,12	625,07	692,29	879,44	1033,23
11	520,59	632,98	756,33	837,67	1064,12	1250,21
12	619,55	753,30	900,10	996,89	1266,39	1487,85
13	727,11	884,08	1056,37	1169,96	1486,25	1746,16
14	843,27	1025,32	1225,14	1356,88	1723,69	2025,13
15	968,04	1177,02	1406,41	1557,64	1978,73	2324,76
15,68	1057,80	1286,16	1536,81	1702,07	2162,20	2540,32

CHAPITRE III : DIAGNOSTICS ET PROPOSITIONS DES TRAVAUX DE CONFORTEMENT

t	Q_{max10%}	Q_{max5%}	Q_{max2%}	Q_{max1%}	Q_{max0,1%}	Q_{max0,01%}
16	1025,75	1247,19	1490,24	1650,50	2096,68	2463,35
17	929,77	1130,49	1350,80	1496,06	1900,50	2232,85
18	839,97	1021,31	1220,34	1351,57	1716,95	2017,21
19	756,15	919,39	1098,57	1216,70	1545,62	1815,91
20	678,10	824,49	985,17	1091,11	1386,08	1628,47
21	605,62	736,36	879,86	974,48	1237,91	1454,40
22	538,49	654,74	782,34	866,47	1100,70	1293,19
23	476,52	579,39	692,30	766,75	974,03	1144,36
24	419,49	510,05	609,45	674,99	857,46	1007,41
25	367,21	446,48	533,49	590,86	750,59	881,85
26	319,46	388,42	464,12	514,03	652,99	767,18
27	276,04	335,63	401,04	444,16	564,24	662,91
28	236,74	287,85	343,95	380,93	483,91	568,54
29	201,37	244,84	292,55	324,01	411,60	483,58
30	169,70	206,34	246,55	273,06	346,88	407,54
31	141,54	172,10	205,64	227,75	289,32	339,92
32	116,69	141,88	169,53	187,76	238,51	280,22
33	94,92	115,42	137,91	152,74	194,03	227,96
34	76,05	92,47	110,49	122,37	155,45	182,64
35	59,86	72,79	86,97	96,32	122,36	143,76
36	46,15	56,11	67,05	74,26	94,34	110,83
37	34,71	42,21	50,43	55,85	70,95	83,36
38	25,34	30,81	36,81	40,77	51,79	60,85
39	17,83	21,67	25,90	28,68	36,44	42,81
40	11,97	14,55	17,39	19,26	24,46	28,74
41	7,56	9,19	10,98	12,16	15,45	18,15
42	4,39	5,34	6,38	7,07	8,98	10,55
43	2,26	2,75	3,29	3,64	4,62	5,43
44	0,96	1,17	1,40	1,55	1,97	2,31
45	0,29	0,35	0,42	0,47	0,60	0,70
46	0,04	0,05	0,06	0,06	0,08	0,09
47	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
47,04	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

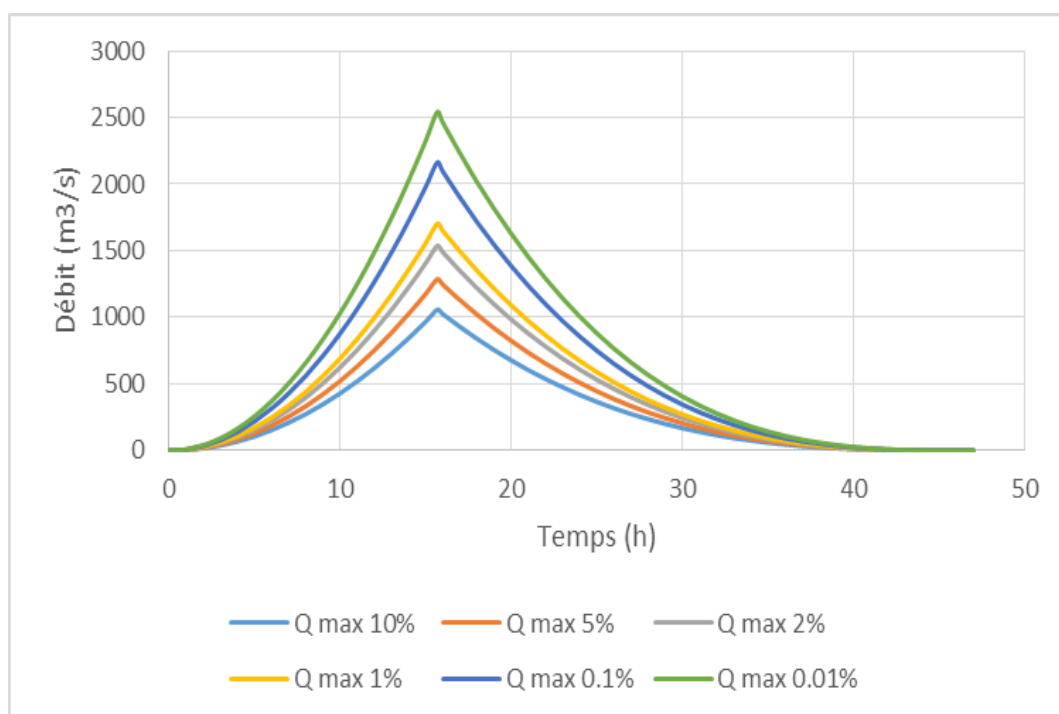


Figure III. 12: Hydrogramme de crue pour différentes périodes de retour

Résultats des études existantes :

Tableau III. 25: Rappelle les débits de crues maximales obtenues dans les études précédentes

Période de retour	Résultats de calculs	
	Etude d'APD ENHYD 1995	Calcul Hydrologique révisé
	Q _p (m ³ /s)	Q _p (m ³ /s)
10	305	1057.80
20	404	1286.16
100	630	1702.07
1000	990	2162.20
10 000	1 383	2540.32

III.1.1.4. Conclusion

L'hydrologie du bassin versant du barrage de Kramis a été réévaluée comme le montre le tableau III.25.

Il est usuel désormais de dimensionner l'ouvrage en considérant à la crue qui correspond à la crue de projet et pour laquelle la cote de la retenue ne doit pas dépasser la cote des plus hautes eaux.

En considérant les « Recommandations pour le dimensionnement des évacuateurs de crues des barrages » établies par le Comité Français des Barrages Réservoirs, la crue exceptionnelle du barrage de Kramis est la crue décennale (barrage meuble / classe A).

III.1.2. Evacuateur de Crue

L'évacuateur est un ouvrage à seuil libre déversant type Creager. Les éléments connus sont :

- Cote des plus hautes eaux (111,10 m NGA),
- Débit transitant dans l'évacuateur à cette cote égal à 1 249 m³/s, débit décennal laminé (avec une cote de retenue initiale égale à 108 m NGA et un débit de pointe égal à 1 549 m³/s).

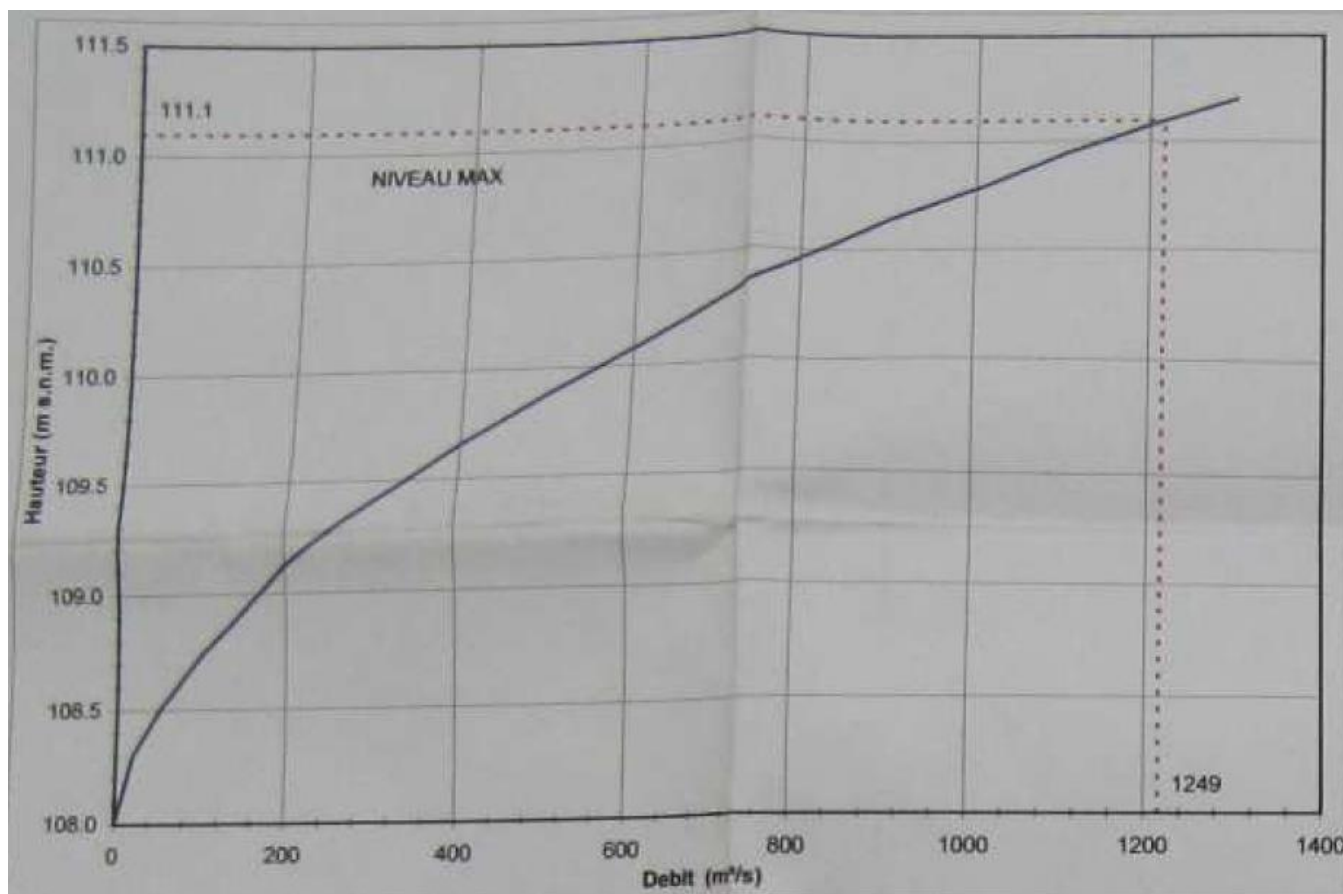


Figure III. 13: Débitance de l'évacuateur de crues actuelles ((ANBT) Rapport de situation du barrage)

La capacité de l'évacuateur est insuffisante pour faire passer la crue décennale (crue de projet).

III.2. ETANCHEITE DU BARRAGE EN RIVE GAUCHE

Aucun voile au large n'a été réalisé en rive gauche du barrage. Bien que les niveaux d'eau élevés constatés en rive gauche du barrage soient très certainement dus à une alimentation par une nappe de versant non drainée, l'étanchéité du barrage y compris en rive doit être effective. De plus, l'augmentation du niveau de la retenue à des cotes que le barrage n'a pas encore connues (exploitation limitée à 99m NGA), pourra modifier son comportement.

III.3. EQUIPEMENT ELECTROMECHANIQUES

La conduite $\phi 2600$ de vidange de fond (et prise d'irrigation) se divise en 3 conduites :

- Une conduite $\phi 1500$ pour la vidange de fond (vanne plate à glissement + vanne Johnson),
- Une conduite $\phi 1500$ de chasse (vanne wagon),
- Une conduite $\phi 1000$ pour la prise d'eau d'irrigation (vanne papillon).

La vanne Johnson n'a jamais fonctionné depuis sa mise en place lors de la construction du barrage. Selon le rapport de diagnostic des équipements (ISL, 2015), la vanne n'a jamais été réceptionnée et aucun essai de fonctionnement n'a été réalisé. La vidange de fond se fait grâce à la vanne wagon de chasse.

Concernant les conduites et la vanne Johnson, de nombreuses zones de corrosion sont observées. Les éléments de visserie non peints sont corrodés. La peinture bleue recouvrant les organes de vantellerie n'adhère pas au métal et se décolle par plaque, signe d'une mauvaise application.

Les équipements sont dans un état correct et fonctionnel et présentent des signes d'usure normale (début de corrosion, début de dégradation des bétons).

III.4. PROPOSITIONS DE TRAVAUX DE CONFORTEMENT DU BARRAGE

La réévaluation de l'hydrologie a mis en évidence que l'évacuateur de crues ne permettait pas d'évacuer la crue exceptionnelle (du projet), en effet, son seuil déversant à une capacité insuffisante.

Nous optons à proposer des variantes afin de permettre le passage de la crue du projet :

- Réaliser une échancrure dans le seuil permettant le passage de la crue exceptionnelle sans surverse, tout en maintenant une cote de retenue proche de celle initiale (un arasement calé à 105 m NGA)
- Augmenter la capacité du seuil actuel par la réalisation de déversoir type Pk Weir sur toute la largeur du seuil.
- Sinon, maintien de l'ouvrage en l'état (cote d'exploitation à 99 m NGA)

L'étanchéité du barrage n'est pas avérée en rive gauche. De plus le drainage est peu fonctionnel. Un voile d'injection est donc à réaliser le long de l'ouvrage, y compris au large en rive gauche. Ponctuellement, des injections supplémentaires seront nécessaires.

Le dispositif d'auscultation est fonctionnel, un nettoyage et entretien sont à prévoir.

Remplacement de la vanne de Johnson.

Conclusion

L'évacuateur de crues actuel est insuffisant pour évacuer la crue de projet, réévaluée dans le présent chapitre ; des travaux visant à augmenter sa capacité sont donc nécessaires.

Au regard des zones où le niveau piézométrique est élevé, celles où le voile d'injection est absent (rive gauche) et compte tenu de l'incertitude sur le comportement du barrage lors de l'augmentation du niveau d'eau, la réalisation d'un rideau d'injection sur le linéaire de l'ouvrage est nécessaire.

L'exploitation du barrage se fait correctement malgré les défauts observés sur certaines vannes. Les travaux viseraient alors à ne remplacer que la vanne Johnson défectueuse.

CHAPITRE IV

CHAPITRE IV :

ETUDE DE CONFORTEMENT DU BARRAGE KRAMIS

Introduction

Dans les chapitres précédents nous avons pu conclure sur l'état du barrage et ses équipements et nous avons proposé des solutions de confortement.

Le présent chapitre correspond à la réalisation du confortement du barrage Kramis. Il concerne le diagnostic. Il comprendra les points suivants :

- ❖ Choix de la cote du niveau normale de la retenue (NNR)
- ❖ Une synthèse des investigations géotechniques ;
- ❖ Dimensionnement de l'évacuateur des crues ;
- ❖ Confortement de la rive gauche ;
- ❖ Rénovation de l'équipement hydromécanique ;
- ❖ Une mise en sécurité du barrage.

IV.1 CHOIX DE LA COTE DU NIVEAU NORMALE DE RETENUE (NNR)

Le choix de la cote du NNR dépend essentiellement de trois considérations :

- ✓ L'évaluation de la ressource ;
- ✓ L'évaluation des besoins ;
- ✓ L'ampleur des travaux correspondant.

IV.1.1 Evaluation de la ressource

La ressource a été évaluée à plusieurs reprises :

Tableau IV. 1: Récapitulatif de l'évaluation de ressource de retenue du barrage Kramis

Source d'étude	Volume estimé (Hm ³)
Etude hydrologique APD (ENHYD, 1995)	49.4
Rapport d'expertise (ISL, 2001)	18.9
Monographie (Incomag, 2006)	30.6
Données d'exploitation 2006-2013	18.7

Nous remarquons que ces résultats sont très variable ; nous optons à retenir des apports égales à 19 hm³, sur la base des données d'exploitation, qui sont les plus récentes, et les plus fiables.

IV.1.1.1 Interprétation

La cote de retenue normale d'origine est 108 m NGA. A cette cote, le volume total est de 45 hm³. Le volume utile est de 33 hm³ compte-tenu d'un volume d'envasement en 50 ans estimé à 12 hm³.

Comparant aux apports récemment évalués, à savoir 19 hm³ au lieu de 30 hm³, un dimensionnement approprié de la retenue se situerait dans la gamme 28,5 hm³ – 38 hm³ (la capacité totale de la retenue correspond à 1,5 ou 2 fois les apports). Nous concluons que la cote de retenue normale 108 m NGA est trop forte.

IV.1.2 Evaluation des besoins

Les besoins sont quantifiés par la monographie : 17 hm³/an en 2020 et 37 hm³/an en 2030. Les besoins 2030 sont supérieurs aux apports annuels, et ne peuvent pas être satisfaits par la seule retenue de Kramis.

IV.1.2.1 Interprétation

A la cote 99 m NGA, la capacité de la retenue est égale à 24.65 hm³ (courbe capacité-hauteur). C'est insuffisant par rapport aux besoins.

A la cote 105 m NGA, la capacité de la retenue est de 38.61 hm³. Correspond à la partie haute de la fourchette recherchée.

IV.1.3 Ampleur des travaux

Les travaux à entreprendre diffèrent selon le choix de la cote de RN :

- A la cote 99 m NGA (cote d'exploitation actuelle), il n'y a pas besoin d'intervention sur l'évacuateur de crues.
- A la cote 105 m NGA, les travaux sur l'évacuateur de crues peuvent être simplifiés, en réalisant une simple échancrure dans le seuil.
- Au-delà de la cote 105 m NGA, et jusqu'à 108 m NGA, les travaux complets doivent être envisagés : PKweir sur le seuil de l'évacuateur, et confortement complet du barrage.

IV.1.4 Cote retenue

Nous remarquons que la cote 105 m NGA présente le double avantage de :

- ✓ Etre bien calibrée par rapport à la ressource et aux besoins ;
- ✓ Permettre des travaux plus allégés par rapport à la cote 108 m NGA.

En conclusion, nous optons de retenir une Cote d'exploitation (Retenue Normale) de 105 m NGA.

IV.2 SYNTHESE GEOTECHNIQUE

Dans le cadre de l'étude d'expertise pour le confortement du barrage Kramis, une campagne de reconnaissances géotechniques a été réalisée par un bureau d'étude Français en juillet 2015.

Tableau IV. 2: Récapitulatif des travaux reconnaissances géotechniques réalisées (ANBT, 2015)

Localisation	Type de reconnaissance	Nom	Profondeur	Equipé en piézomètre	Essai Lefranc	Observations
Rive gauche	Sondage carotté	SC1	50 m	X	Tous les 3 m	Prélèvement d'échantillons intacts
Rive gauche	Sondage carotté	SC2	60 m	X	Tous les 3 m	Prélèvement d'échantillons intacts
Rive gauche	Sondage carotté	SC3	50 m	X	-	Prélèvement d'échantillons intacts

Localisation	Type de reconnaissance	Nom	Profondeur	Equipé en piézomètre	Essai Lefranc	Observations
Recharge aval à l'aval de puits 2	Sondage carotté	SC4	23 m	X	Tous les 3 m	Prélèvement d'échantillons intacts
Remblai rive gauche	Sondage carotté	SC5	40 m	x	Tous les 3 m	Prélèvement d'échantillons intacts
Recharge aval rive gauche	Puits à la pelle mécanique	P 3	5 m	-	-	Prélèvement d'échantillons remaniés et intacts
Recharge aval rive gauche	Puits à la pelle mécanique	P4	5 m	-	-	Prélèvement d'échantillons remaniés
Recharge aval rive gauche	Puits à la pelle mécanique	P5	5 m	-	-	Prélèvement d'échantillons remaniés
Recharge aval rive droite	Puits à la pelle mécanique	P6	5 m	-	-	Prélèvement d'échantillons remaniés
Recharge aval rive droite	Puits à la pelle mécanique	P7	5 m	-	-	Prélèvement d'échantillons remaniés et intacts
Recharge aval rive droite	Puits à la pelle mécanique	P8	5 m	-	-	Prélèvement d'échantillons remaniés
Recharge aval rive droite	Puits à la pelle mécanique	P9	5 m	-	-	Prélèvement d'échantillons remaniés

IV.2.1 Description du sondage rive gauche

Trois sondages carottés ont été réalisés sur le versant rive gauche du barrage, mettant en évidence la présence (interprétations des carottes par un géologue) :

- D'argile marneuse en surface, jusqu'à une profondeur pouvant atteindre 5 m (SC3) au droit des sondages,



Figure IV. 1: Sondage carottés SC3 (0 à 4 m), (ANBT, 2015)

- Des argilites et/ou marnes parfois remaniées (sur les premiers mètres notamment) et/ou parfois tectonisées et/ou parfois indurées (SC1 notamment).



Figure IV. 2: Sondage carottés SC2 (25 à 29m), (ANBT, 2015)

L'interprétation des carottes a permis également de mettre en évidence qu'au droit des 3 sondages réalisés aucune surface particulière pouvant correspondre à une surface éventuelle de glissement du versant n'a été observée.

IV.2.2 Synthèse des reconnaissances géotechnique

Tableau IV. 3: Synthèse des reconnaissances géotechniques (ANBT, 2015)

Zone	Observations	Caractéristiques retenues
Barrage	Recharge hétérogène qui est peu drainante avec des matériaux fins	$\phi=25^\circ / C=10\text{kPa}$
Fondation en vallée	Couche alluvionnaire de plusieurs mètres surmontant le substratum	Fondation superficielle $C=20\text{ kPa} / \phi=22^\circ$ Fondation profonde $C=40\text{ kPa} / \phi= 22^\circ$
Rive gauche	Couche superficielle d'argile marneuse (quelques mètres) surmontant des marnes plus ou moins remaniées	$C= 0\text{ kPa} / \phi= 22^\circ$
Rive droite	Remblai de confortement constitué de matériaux argileux sur plusieurs mètres.	$C= 10\text{ kPa} / \phi= 22^\circ$

IV.3 DIMENSIONNEMENT DE L'EVACUATEUR DE CRUE

IV.3.1 Evacuation des crues

Actuellement, l'évacuation des crues sur le barrage de Kramis se fait par un déversoir latéral de 103 m de long, dont le seuil est fixé à la cote 108 m NGA. Un coursier conduit ensuite l'eau jusqu'au pied du barrage pour rejoindre le lit de la rivière à l'aval.

Les crues de différentes périodes de retour ont été définies dans le chapitre précédent (chapitre III). Nous retiendrons comme crue de projet la crue décamillénale.

L'évacuateur de crues actuel est insuffisant pour évacuer la crue de projet qui a été réévaluée dans le chapitre précédent.

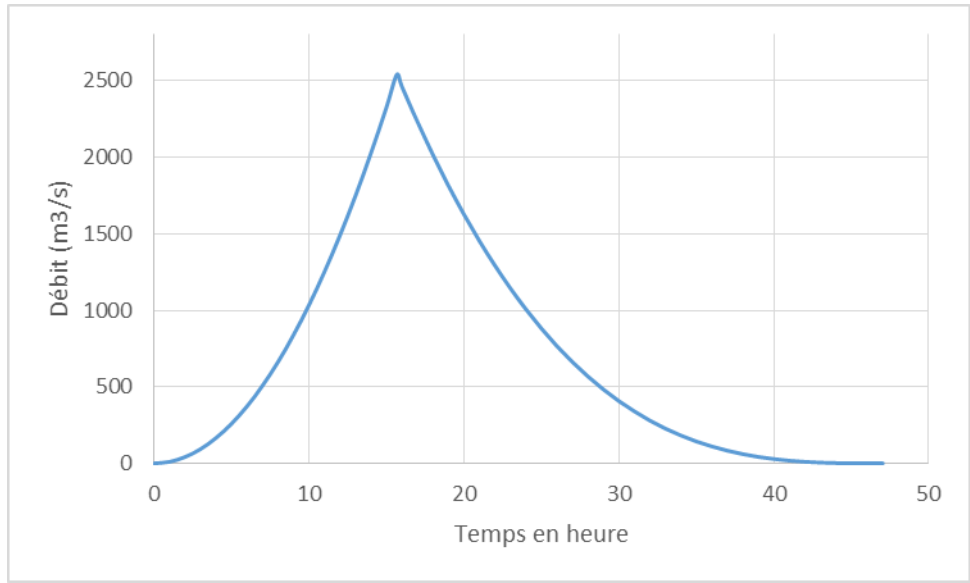


Figure IV. 3: Hydrogramme de crue 10 000 ans

IV.3.2 Dimensionnement d'une échancrure dans le seuil actuel de l'évacuateur de crue

Pour améliorer la capacité d'évacuation de l'évacuateur, nous optons à réaliser une échancrure dans le seuil actuel.

Nous proposons deux variantes :

- **Variante N°01** : Une échancrure à la cote 105 m NGA sur 51,5 m de longueur (la moitié du linéaire de l'évacuateur) ;
- **Variante N°02** : Une échancrure à la cote 105 m NGA sur 103 m de longueur (la totalité du linéaire de l'évacuateur).

IV.3.2.1 Laminage des crues

Les calculs de laminage seront réalisés pour les deux échancrures en supposant une cote normale de la retenue égale à (105 m NGA).

Il faut conserver une revanche en crête pour la crue de projet (décamillénale) donc nous optons à dimensionner l'ouvrage pour que la cote des plus hautes eaux soit inférieure à la cote de crête.

IV.3.2.1.1 Méthode de Muskingum

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

$$I - O = \frac{dS}{dt} \dots\dots\dots (VI.01)$$

CHAPITRE IV : ETUDE DE CONFORTEMENT DU BARRAGE KRAMIS

avec ,

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

Pour un temps $\Delta t = t_2 - t_1$; le volume d'eau à emmagasiner est :

$$\Delta S = S_2 - S_1 = \left(\frac{I_1 + I_2}{2}\right) \Delta t - \left(\frac{O_1 + O_2}{2}\right) \Delta t \Leftrightarrow$$

$$\frac{2S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + \frac{2S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1 \dots \dots \dots (VI.2)$$

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

$$H_{d \max} = \left[\frac{I_{\max}}{m.B.\sqrt{2g}} \right]^{2/3} \dots \dots \dots (VI.03)$$

Avec :

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

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

$$H_1 = \left[\frac{O_1}{m.B.\sqrt{2g}} \right]^{2/3} \dots \dots \dots (VI.04)$$

$$S_1 = H_1 \times A_1 \dots \dots \dots (VI.05)$$

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

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

$$O_i = m.B.\sqrt{2g}.H_i^{3/2} \dots \dots \dots (VI.06)$$

- Nous calculons le volume de sortie :

$$\frac{2S_i}{\Delta t} + O_i \dots \dots \dots (VI.07)$$

- Nous traçons la courbe caractéristique du réservoir :

$$\frac{2S_i}{\Delta t} + O_i = f(O_i) \dots \dots \dots (VI.8)$$

CHAPITRE IV : ETUDE DE CONFORTEMENT DU BARRAGE KRAMIS

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

Tableau IV. 4: Représente les valeurs du débit entrant

t(h)	Q0,01%	t(h)	Q0,01%	t(h)	Q0,01%
0	0	17	2232,85	35	143,76
1	10,33	18	2017,21	36	110,83
2	41,33	19	1815,91	37	83,36
3	92,99	20	1628,47	38	60,85
4	165,32	21	1454,40	39	42,81
5	258,31	22	1293,19	40	28,74
6	371,96	23	1144,36	41	18,15
7	506,28	24	1007,41	42	10,55
8	661,27	25	881,85	43	5,43
9	836,91	26	767,18	44	2,31
10	1033,23	27	662,91	45	0,70
11	1250,21	28	568,54	46	0,09
12	1487,85	29	483,58	47	0
13	1746,16	30	407,54		
14	2025,13	31	339,92		
15	2324,76	32	280,22		
15,68	2540,32	33	227,96		
16	2463,35	34	182,64		

Tableau IV. 5: Représente les côtes, les volumes et les surfaces correspondantes

cote (m)	volume (m ³)	Surface (m ²)
105	37900000	2433000
110	51300000	2938000
115	67300000	3466000

La courbe hauteur-surface est ajustée par l'équation linéaire indiquée dans la Figure IV.4, avec un coefficient de corrélation 0,9998 à partir de la côte normale de la retenue jusqu'à la côte 115 m.

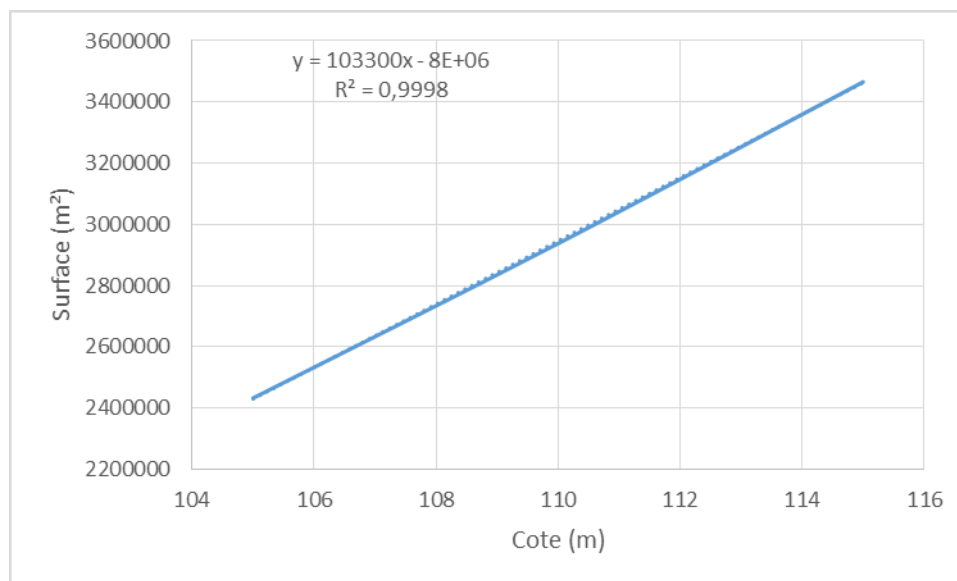


Figure IV. 4: Ajustement de la courbe Hauteur-Surface

IV.3.2.1.1 Variante N°01

Nous appliquons la méthode pour une largeur de 51.5 m.

$$O = 108,52 \times H^{(3/2)} \dots\dots\dots (VI.09)$$

Détermination de la courbe caractéristique de la cuvette :

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

Tableau IV. 6: Caractéristiques de la retenue pour b=51.5 m

Cote (m)	H _d (m)	surface (m ²)	S (m ³)	O (m ³ /s)	2S/Δt+ O (m ³ /s)
105	0	2846500	0	0,00	0,00
105,5	0,5	2898150	1449075	39,52	844,56
106	1	2949800	2949800	111,78	1750,55
106,5	1,5	3001450	4502175	205,35	2706,56
107	2	3053100	6106200	316,15	3708,49
107,5	2,5	3104750	7761875	441,84	4753,99
108	3	3156400	9469200	580,81	5841,48
108,5	3,5	3208050	11228175	731,91	6969,78
109	4	3259700	13038800	894,22	8137,99
109,5	4,5	3311350	14901075	1067,02	9345,39
110	5	3363000	16815000	1249,71	10591,37
110,5	5,5	3414650	18780575	1441,77	11875,43
111	6	3466300	20797800	1642,78	13197,11
111,5	6,5	3517950	22866675	1852,35	14556,06
112	7	3569600	24987200	2070,14	15951,92
112,5	7,5	3621250	27159375	2295,86	17384,40
113	8	3672900	29383200	2529,23	18853,23

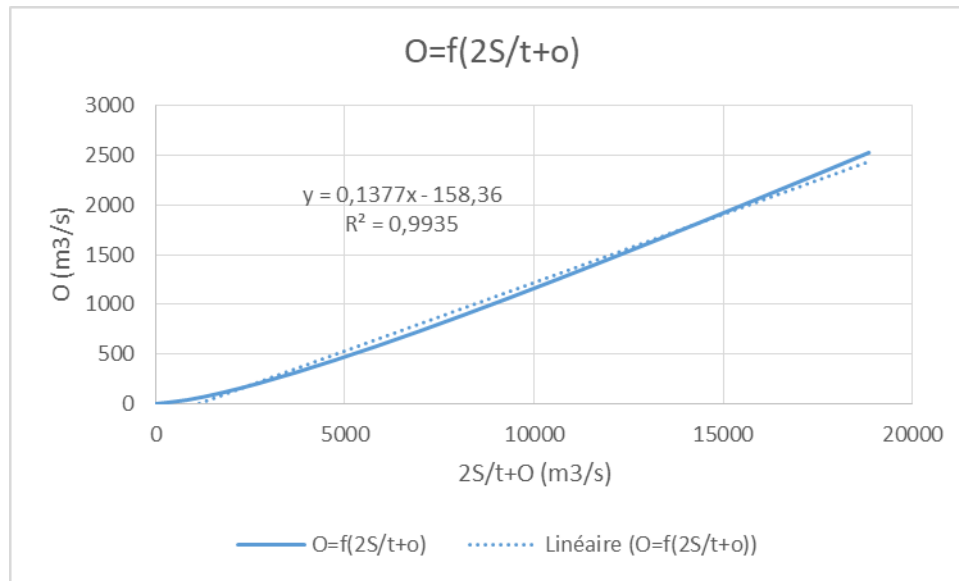


Figure IV. 5: Courbe caractéristique de la cuvette B= 51.5 m

Tableau IV. 7: Résultat des débits laminés pour une largeur de déversoir de 51.5 m

t (h)	I (m³/s)	I ₁ +I ₂ (m³/s)	$\left(\frac{2S}{\Delta t} + O\right)$ (m³/s)	$\left(\frac{2S}{\Delta t} + O\right) - 2O$ (m³/s)	O (m³/s)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	10,33	10,33	844,56	765,52	39,52
2	41,33	51,66	775,85	686,48	44,69
3	92,99	134,32	738,15	653,60	42,27
4	165,32	258,31	787,92	697,01	45,46
5	258,31	423,62	955,31	842,97	56,17
6	371,96	630,27	1266,59	1114,41	76,09
7	506,28	878,24	1744,68	1531,30	106,69
8	661,27	1167,55	2409,54	2111,06	149,24
9	836,91	1498,18	3278,61	2868,88	204,86
10	1033,23	1870,14	4367,06	3818,02	274,52
11	1250,21	2283,43	5688,16	4970,02	359,07
12	1487,85	2738,06	7253,45	6334,95	459,25
13	1746,16	3234,00	9073,00	7921,60	575,70
14	2025,13	3771,28	11155,60	9737,62	708,99
15	2324,76	4349,89	13508,91	11789,70	859,60
16	2463,35	4788,11	16139,60	14083,67	1027,96
17	2232,85	4696,20	18871,78	16466,13	1202,82
18	2017,21	4250,06	21162,33	18463,49	1349,42
19	1815,91	3833,12	22713,54	19816,15	1448,70
20	1628,47	3444,38	23649,26	20632,10	1508,58
21	1454,40	3082,87	24076,48	21004,63	1535,93
22	1293,19	2747,59	24087,50	21014,24	1536,63
23	1144,36	2437,56	23761,83	20730,25	1515,79

CHAPITRE IV : ETUDE DE CONFORTEMENT DU BARRAGE KRAMIS

t (h)	I (m ³ /s)	I ₁ +I ₂ (m ³ /s)	$\left(\frac{2S}{\Delta t} + O\right)$ (m ³ /s)	$\left(\frac{2S}{\Delta t} + O\right) - 2O$ (m ³ /s)	O (m ³ /s)
24	1007,41	2151,78	23167,81	20212,27	1477,77
25	881,85	1889,26	22364,04	19511,38	1426,33
26	767,18	1649,03	21400,65	18671,30	1364,67
27	662,91	1430,09	20320,33	17729,27	1295,53
28	568,54	1231,45	19159,36	16716,90	1221,23
29	483,58	1052,12	17948,35	15660,90	1143,72
30	407,54	891,12	16713,02	14583,69	1064,66
31	339,92	747,46	15474,81	13503,97	985,42
32	280,22	620,14	14251,43	12437,19	907,12
33	227,96	508,18	13057,33	11395,93	830,70
34	182,64	410,60	11904,11	10390,32	756,89
35	143,76	326,40	10800,92	9428,34	686,29
36	110,83	254,59	9754,74	8516,07	619,33
37	83,36	194,19	8770,67	7657,96	556,35
38	60,85	144,21	7852,15	6857,02	497,57
39	42,81	103,66	7001,23	6115,01	443,11
40	28,74	71,55	6218,67	5432,62	393,03
41	18,15	46,89	5504,16	4809,57	347,30
42	10,55	28,69	4856,46	4244,77	305,84
43	5,43	15,98	4273,47	3736,40	268,53
44	2,31	7,75	3752,38	3282,01	235,18
45	0,70	3,01	3289,76	2878,61	205,58
46	0,09	0,79	2881,62	2522,71	179,45
47	0,00	0,09	2523,50	2210,43	156,53

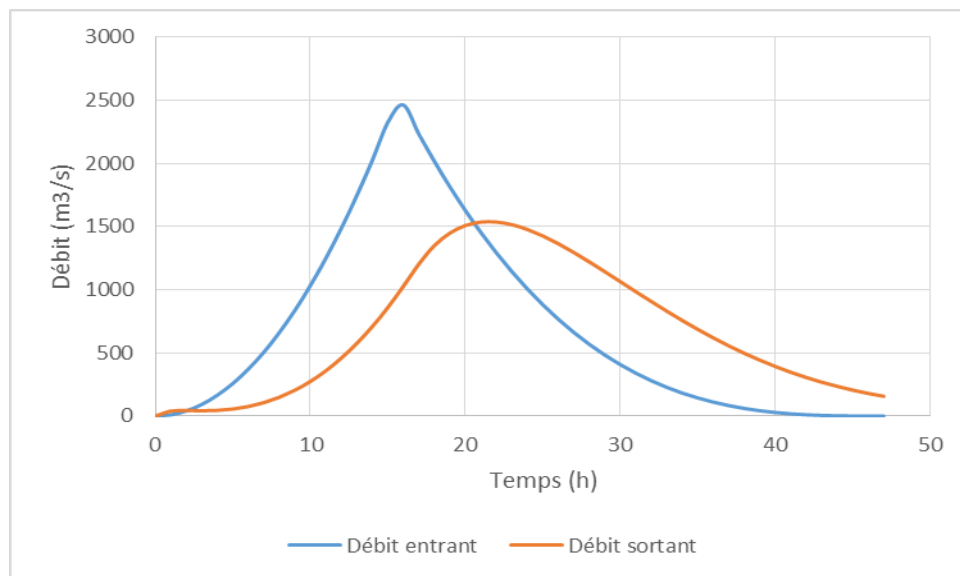


Figure IV. 6: Laminage des crues pour une largeur de déversoir de 51.5 m

CHAPITRE IV : ETUDE DE CONFORTEMENT DU BARRAGE KRAMIS

Résultats et interprétation :

Tableau IV. 8: Récapitulatif de laminage pour $b = 51.5$ m

Débit de crue 10 000 ans $Q_{10\,000}$ (m^3/s)	2540,32
Débit laminé $Q_{laminé}$ (m^3/s)	1536,63
Hauteur maximale déversé (m)	8,02
Cote PHE (m)	113,02

➤ Avec l'échancrure de 51,5 m de longueur, la cote atteinte est supérieure à la cote de la crête (112.1 m).

IV.3.2.1.1.2 Variante N°02

Nous appliquons la méthode pour une largeur de 103 m.

Tableau IV. 9: Caractéristiques de la retenue pour $b = 103$ m

Cote (m)	H_a (m)	surface (m^2)	S (m^3)	O (m^3/s)	$2S/\Delta t + O$ (m^3/s)
105	0	2846500	0	0,00	0,00
105,5	0,5	2898150	1449075	79,04	884,08
106	1	2949800	2949800	223,55	1862,33
106,5	1,5	3001450	4502175	410,70	2911,90
107	2	3053100	6106200	632,31	4024,64
107,5	2,5	3104750	7761875	883,68	5195,83
108	3	3156400	9469200	1161,62	6422,29
108,5	3,5	3208050	11228175	1463,81	7701,69
109	4	3259700	13038800	1788,43	9032,21
109,5	4,5	3311350	14901075	2134,04	10412,41
110	5	3363000	16815000	2499,41	11841,08
110,5	5,5	3414650	18780575	2883,55	13317,20
111	6	3466300	20797800	3285,56	14839,90
111,5	6,5	3517950	22866675	3704,70	16408,41
112	7	3569600	24987200	4140,28	18022,06
112,5	7,5	3621250	27159375	4591,71	19680,25
113	8	3672900	29383200	5058,45	21382,45

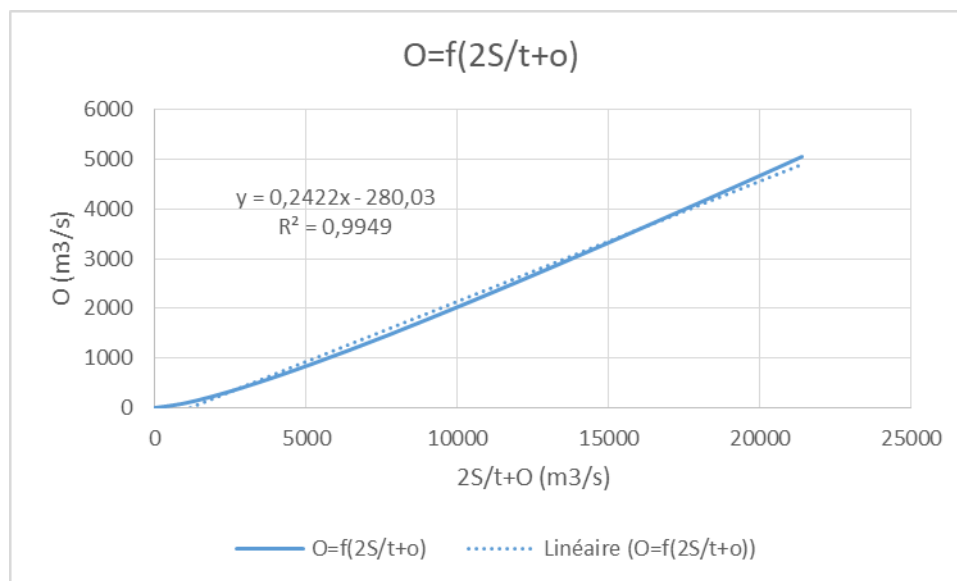


Figure IV. 7: Courbe caractéristique de la cuvette B= 103 m

Tableau IV. 10: Résultat des débits laminés pour une largeur de déversoir de 103 m

t (h)	I (m³/s)	I ₁ +I ₂ (m³/s)	$\left(\frac{2S}{\Delta t} + O\right)$ (m³/s)	$\left(\frac{2S}{\Delta t} + O\right) - 2O$ (m³/s)	O (m³/s)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	10,33	10,33	884,08	726,00	79,04
2	41,33	51,66	736,34	577,83	79,25
3	92,99	134,32	629,49	496,74	66,38
4	165,32	258,31	631,06	497,93	66,57
5	258,31	423,62	756,24	592,94	81,65
6	371,96	630,27	1016,56	790,53	113,02
7	506,28	878,24	1420,79	1097,34	161,73
8	661,27	1167,55	1975,58	1518,42	228,58
9	836,91	1498,18	2685,97	2057,61	314,18
10	1033,23	1870,14	3555,79	2717,80	418,99
11	1250,21	2283,43	4587,94	3501,20	543,37
12	1487,85	2738,06	5784,64	4409,49	687,57
13	1746,16	3234,00	7147,55	5443,94	851,80
14	2025,13	3771,28	8677,95	6605,52	1036,22
15	2324,76	4349,89	10376,80	7894,95	1240,93
16	2463,35	4788,11	12244,84	9312,79	1466,03
17	2232,85	4696,20	14100,90	10721,53	1689,68
18	2017,21	4250,06	15417,73	11721,01	1848,36
19	1815,91	3833,12	15971,07	12141,00	1915,04
20	1628,47	3444,38	15974,11	12143,31	1915,40
21	1454,40	3082,87	15587,69	11850,01	1868,84
22	1293,19	2747,59	14932,88	11353,01	1789,93
23	1144,36	2437,56	14100,60	10721,31	1689,65

CHAPITRE IV : ETUDE DE CONFORTEMENT DU BARRAGE KRAMIS

t (h)	I (m ³ /s)	I ₁ +I ₂ (m ³ /s)	$(\frac{2S}{\Delta t} + O)$ (m ³ /s)	$(\frac{2S}{\Delta t} + O) - 2O$ (m ³ /s)	O (m ³ /s)
24	1007,41	2151,78	13158,87	10006,53	1576,17
25	881,85	1889,26	12158,31	9247,11	1455,60
26	767,18	1649,03	11136,38	8471,46	1332,46
27	662,91	1430,09	10120,49	7700,41	1210,04
28	568,54	1231,45	9130,50	6949,00	1090,75
29	483,58	1052,12	8180,45	6227,92	976,27
30	407,54	891,12	7280,04	5544,50	867,77
31	339,92	747,46	6435,62	4903,59	766,02
32	280,22	620,14	5651,05	4308,10	671,47
33	227,96	508,18	4928,24	3759,49	584,38
34	182,64	410,60	4267,67	3258,12	504,78
35	143,76	326,40	3668,72	2803,51	432,60
36	110,83	254,59	3129,91	2394,56	367,68
37	83,36	194,19	2649,15	2029,66	309,75
38	60,85	144,21	2223,85	1706,86	258,50
39	42,81	103,66	1851,07	1423,92	213,58
40	28,74	71,55	1527,58	1178,39	174,60
41	18,15	46,89	1249,93	967,65	141,14
42	10,55	28,69	1014,54	788,99	112,78
43	5,43	15,98	817,69	639,58	89,05
44	2,31	7,75	655,56	516,52	69,52
45	0,70	3,01	524,27	416,87	53,70
46	0,09	0,79	419,89	337,65	41,12
47	0,00	0,09	338,44	275,83	31,30

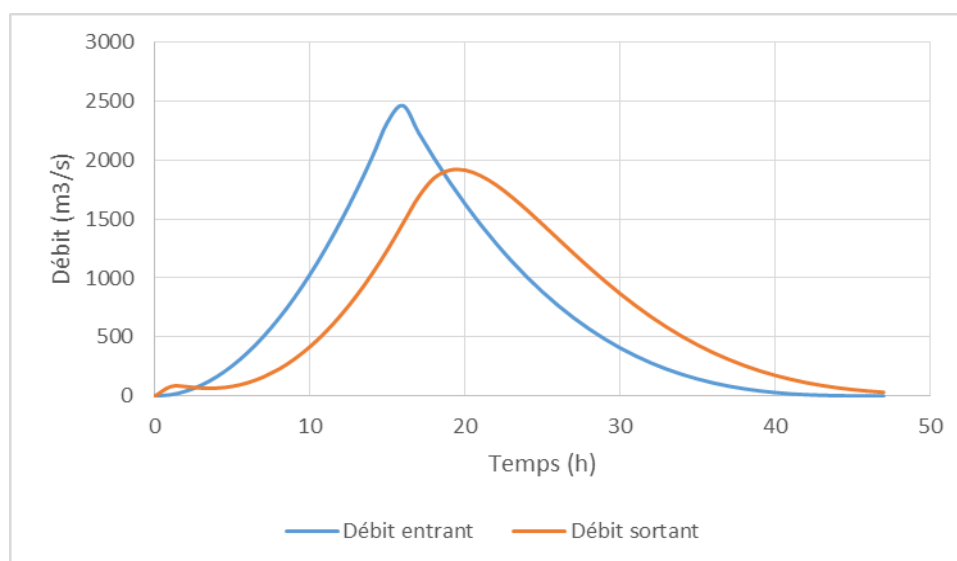


Figure IV. 8: Laminage des crues pour une largeur de déversoir de 103 m

Résultats et interprétation

Tableau IV. 11: Récapitulatif de laminage pour $b = 103$ m

Débit de crue 10 000 ans $Q_{10\,000}$ (m^3/s)	2540.32
Débit laminé $Q_{laminé}$ (m^3/s)	1915.30
Hauteur maximale déversé	6.6
Cote PHE	111.6

➤ La cote maximale atteinte est inférieure à la cote de la crête. Cette échancrure permet d'évacuer la crue 10 000 ans.

IV.3.2.2 Echancrure retenue

En se basant sur les résultats obtenus du laminage des crues, nous optons à choisir la deuxième variante (réaliser une échancrure de 103 m). Donc un arasement complet sur tout le linéaire du seuil à la cote 105 m NGA est préconisé pour permettre l'évacuation de la crue de projet (crue décennale).

Nous retenons une cote PHE égale à 112m.

IV.3.3 Calcul du ferrailage de l'évacuateur de crue

IV.3.3.1 Hypothèses de calculs

Une épaisseur d'enrobage de 5 cm est retenue.

Les structures étant en contact avec l'eau, elles sont dimensionnées en supposant une fissuration préjudiciable.

IV.3.3.2 Caractéristiques des matériaux

a. Le béton :

Tableau IV. 12: Caractéristiques supposées du béton du seuil

Classe de la résistance	T_c [Mpa]	F_t [Mpa]	E_i [Gpa]	E_v [Gpa]
C 25/30	25	2,1	32,16	10,81

avec ,

f_c : résistance caractéristique à la compression, sur éprouvette normalisée, à 28 jours ;

f_t : résistance caractéristique à la traction, sur éprouvette normalisée, à 28 jours ;

E_i : module de Young instantané ;

E_v : module de Young différé.

Les contraintes calculées dans le béton seront limitées à :

- $0,85 f_c / \theta \gamma_b$ pour les états limites ultimes ;
- $0,60 f_c$ pour les états limites de service caractéristiques.

avec ,

$\gamma_b = 1,5$ à l'ELU fondamental et $1,15$ à l'ELU accidentel.

b. L'acier :

- TOR Fe E 40A, limite élastique : $f_e = 400$ MPa
- Module d'élasticité : $E_s = 200\,000$ MPa

La loi de comportement des aciers HA est la loi bilinéaire, à branche horizontale, définie par le BAEL § A.2.2.2 :

- Module de Young E_s / γ_s ;
- Plateau la contrainte f_e / γ_s .

avec,

$\gamma_s = 1,15$ à l'ELU fondamental et $1,00$ à l'ELU accidentel.

IV.3.3.3 Les actions

Les actions appliquées sur l'ouvrage sont les suivantes :

- ✓ Poids propre (béton)
- ✓ La poussée du remblai sur le voile
- ✓ La poussée hydrostatique
- ✓ Les actions sismiques :
 - La force d'inertie sismique sur le voile en lui-même
 - La poussée dynamique des terres
 - La poussée dynamique de l'eau.

❖ Le poids propre G

Béton : 25 KN/m^3

❖ La poussée du remblai G_t

$$G_t = \gamma_r \times K_a \times H_r \dots\dots\dots(\text{IV.10})$$

❖ La poussée hydrostatique

$$E_{ws} = \gamma_w \times H_w \dots\dots\dots(\text{IV.11})$$

La poussée hydrostatique est calculée en fonction du niveau d'eau.

❖ Actions sismiques

Principe :

Nous considérons deux séismes de références :

- Un séisme d'exploitation, **SBE** d'accélération maximale au rocher de 0.19 g .
- Un séisme de dimensionnement, **SMD** d'accélération maximale au rocher de 0.32 g

Nous considérons l'ouvrage fondé sur rocher donc une classe de sol A au sens de l'EN 1998-1 par suite $S = 1.0$

Conformément au 7.3.2 de l'EN 1998-5, la réponse de l'ouvrage au séisme est évaluée par une analyse pseudo-statique.

Les valeurs des coefficients sismiques horizontaux et verticaux sont pris conformes au 7.3.2.2(4) de l'EN 1998-5

Tableau IV. 13: Les valeurs des coefficients sismiques horizontaux et verticaux

	SBE	SMD
a_g(m/s²)	1,86	3,14
α=a_g/g	0,19	0,32
S	1	1
r	1	1
K_h	0,19	0,32
K_v	0,10	0,16

Le niveau d'eau dans le remblai est pris égal à la cote RN.

G_a: excitation des éléments en béton sous l'action du séisme

Nous notons G_a la force sismique d'inertie agissant sur les éléments verticaux.

$$G_a = G \times K_h \dots \dots \dots (IV.12)$$

P_a: poussée du terrain sous l'action du séisme (statique et dynamique)

Pour le voile la poussée des terres est calculée avec l'hypothèse d'un état au repos du sol (E.9 de l'EN 1998-5). L'effort dynamique dû à l'augmentation de la poussée des terres est pris égal à :

$$\Delta P_d = \alpha \times S \times \gamma \times H^2 \dots \dots \dots (IV.13)$$

L'effort total de la poussée des terres (statique + dynamique) est :

$$P_a = G_t + \Delta P_d \dots \dots \dots (IV.14)$$

Le point d'application est pris à mi-hauteur.

E_{wd}: poussée d'eau sous l'action du séisme

La poussée hydrodynamique est calculée selon E.7 de l'EN 1998-5.

$$E_{wd} = \frac{7}{12} \times K_h \times \gamma_w H'^2 \dots \dots \dots (IV.15)$$

Conformément à 7.3.2.3 (12) de l'EN 1998-5, le point d'application est pris à une profondeur égale à 60% de l'épaisseur de terrain saturé.

✚ La représentation schématique des cas de charge est donnée en annexe.

IV.3.3.4 Combinaison d'actions

Les combinaisons d'actions considérées sont les suivantes :

- ELU accidentel (séisme en SMD) :

$$G + E_{wsRN} + G_a + P_a + E_{wd} \dots \dots \dots (IV.16)$$

- ELU fondamental (situation PHE, situation RN)

$$1.35 \times (G + G_t + E_{wsPHE}) \dots \dots \dots (IV.17)$$

$$1.35 \times (G + G_t + E_{wsRN}) \dots \dots \dots (IV.18)$$

- ELS caractéristique (situation PHE, situation RN, situation SBE)

$$1 \times (G + G_t + E_{wsPHE}) \dots\dots\dots (IV.19)$$

$$1. \times (G + G_t + E_{wsRN}) \dots\dots\dots (IV.20)$$

$$G + G_a + E_{wsRN} + P_a + E_{wd} \dots\dots\dots (IV.21)$$

IV.3.3.5 Ferrailage minimaux

En référence aux articles A.4.2 (conditions de non-fragilité) et B.5.3 (effet de variations dimensionnelles dans le sens vertical) du BAEL les ferrailages minimaux sont présentés ci-dessous.

Tableau IV. 14: Ferrailages minimaux dans le seuil

Epaisseur [m]	béton	Acier	Résistance à la traction du béton Mpa	A _{s min non-fragilité en flexion simple cm²/ml}
Voile 1,80	B25	Tor Fe E 40A	2,1	20,98
Voile 2,70	B25	Tor Fe E 40A	2,1	31,85

La résistance à la traction du béton à j jours, notée f_{ij} et exprimées en MPa est définie conventionnellement par la relation :

$$\begin{aligned}
 f_{ij} &= 0,6 + 0,06. f_{cj} & \text{Si} & f_{c28} < 60\text{MPa} \\
 f_{ij} &= 0,275.f_{cj}^{2/3} & \text{Si} & 60 < f_{c28} < 80\text{MPa}
 \end{aligned}
 \dots\dots\dots (VI.22)$$

IV.3.3.6 Calcul du ferrailage

Le calcul de ferrailage est conduit aux BAEL 91 révisée 99. (BAEL, 1999)

Les calculs sont réalisés pour trois sections type du voile constituant le seuil arasé :

- A l’encastrement du voile, zone qui ne fait pas l’objet d’arasement (cote 96,5 m NGA) ;
- Au changement d’épaisseur, au droit de l’arasement du seuil (cote 100,50 m NGA) ;
- A la cote 101,55 m NGA, correspondant au seuil à réaliser.

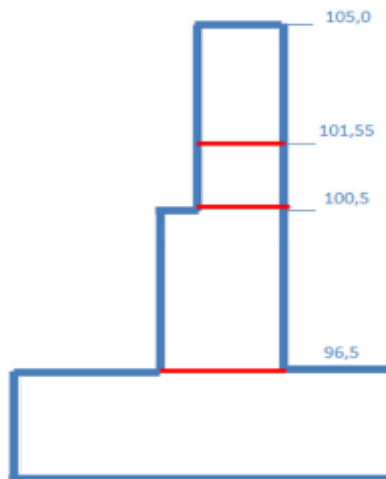


Figure IV. 9: Représentation des sections type du voile constituant le seuil arasé

CHAPITRE IV : ETUDE DE CONFORTEMENT DU BARRAGE KRAMIS

Ces calculs sont synthétisés dans le tableau général suivant :

Tableau IV. 15: Résultats de calculs des moments

Cote de calcul (m)	96,5	100,5	101,55
Moment ELU accidentel (SMD)	2630,80	367,6	183,2
Moment ELU fondamental (PHE)	4499,10	1160,91	657,77
Moment ELU fondamental (RN)	1573,03	207,14	92,95
Moment ELS (PHE)	3332,67	859,77	487,12
Moment ELS (RN)	1165,21	153,45	68,86
Moment ELS (SBE)	2021	280,40	136,60

Tableau IV. 16: Résultats des calculs de ferrailage du voile arasé

Cote de calcul (m)	96,5	100,5	101,55
As ELU accidentel (SMD) (cm ² /ml)	19,6	2,73	0,64
As ELU fondamental (cm ² /ml)	43,24	15,69	7,94
As ELU fondamental (cm ² /ml)	60,34	21,75	10,99
σ_b ELS (MPa)	4,9	3,6	2,7
Ferrailage adopté	2xHA25 e=20 +HA25 e=40	HA25 e=20 +HA20 e=20	HA25 e=20

Les calculs réalisés ci-dessus précisent les sections d'acier minimales à respecter au droit des 3 sections types du voile :

- A l'encastrement du voile (cote 96,5 m NGA) : le ferrailage en place est : 2xHA25 e=20 + HA25 e=40 soit 61,35 cm²/ml. Le dimensionnement est applicable cotes 96,5 m NGA à 100,50 m NGA.
- Au changement d'épaisseur (cote 100,50 m NGA) : le ferrailage à mettre en place est : HA25 e=20 + HA20 e=20 soit 40,25 cm²/ml. Le dimensionnement est applicable cotes 100,50 m NGA à 101,55 m NGA.
- A la cote 101,55 m NGA : le ferrailage à mettre en place est HA25 e=20 cm²/ml. Le dimensionnement est applicable cote 101,55 m NGA jusqu'au sommet du seuil.

Ainsi, la section d'acier en place entre les cotes 96,5 m NGA et 100,5 m NGA et les sections d'acier proposées à partir de la cote 100,5 m NGA permettent de reprendre les efforts pour chacune des situations (RN, PHE et séismes SBE et SMD).

IV.3.3.7 Ancrage dans le seuil existant

Les nouvelles barres à mettre en place sont à ancrer dans le béton existant. La longueur de scellement est de 44ϕ pour un béton C25.

IV.3.4 Installation des piézomètres

Nous proposons de mettre en œuvre des piézomètres ouverts le long des bajoyers de l'évacuateur afin de vérifier le caractère drainant des matériaux de remblai pour une cote de retenue supérieure à ce que le barrage a déjà connu.

IV.4 CONFORTEMENT DE LA RIVE GAUCHE

La rive gauche est constituée d'une fondation de marnes remaniées. En surface, une couche de colluvions aux caractéristiques mécaniques médiocres est présente.

La proposition de confortement pour améliorer la stabilité du versant rive gauche consiste à réaliser des tranchées drainantes pour diminuer le niveau de la nappe de versant dans le terrain naturel en partie basse du versant rive gauche. Le drainage est ainsi prévu jusqu'à la cote de la crête du barrage.

Le confortement consiste à réaliser un décapage sur 2m, les matériaux seront remplacés par des matériaux drainants type Rip-Rap. Des tranchées drainantes sont ensuite réalisées plus profondément de 3m tous les 10m sur l'emprise du barrage en rive gauche. Le drainage du versant est prévu approximativement jusqu'à la cote de la crête du barrage, c'est-à-dire à la cote 112,5 m NGA.

Les tranchées de 3m doivent être tapissées d'un géotextile afin d'éviter l'entraînement de matériaux fins du versant, puis comblées par un matériau drainant. Entre les tranchées, une couche d'enrochements moyens doit être mise en place en surface pour apporter stabilité et drainage en surface.

IV.5 RENOVATION DES EQUIPEMENTS HYDROMECHANIQUES

La vanne « Johnson » défectueuse nécessite d'être remplacée par une vanne plus efficace et fonctionnelle pour la vidange du fond.

La disposition actuelle des principaux équipements de vidange dans la chambre aval est donnée par la figure IV.10 :

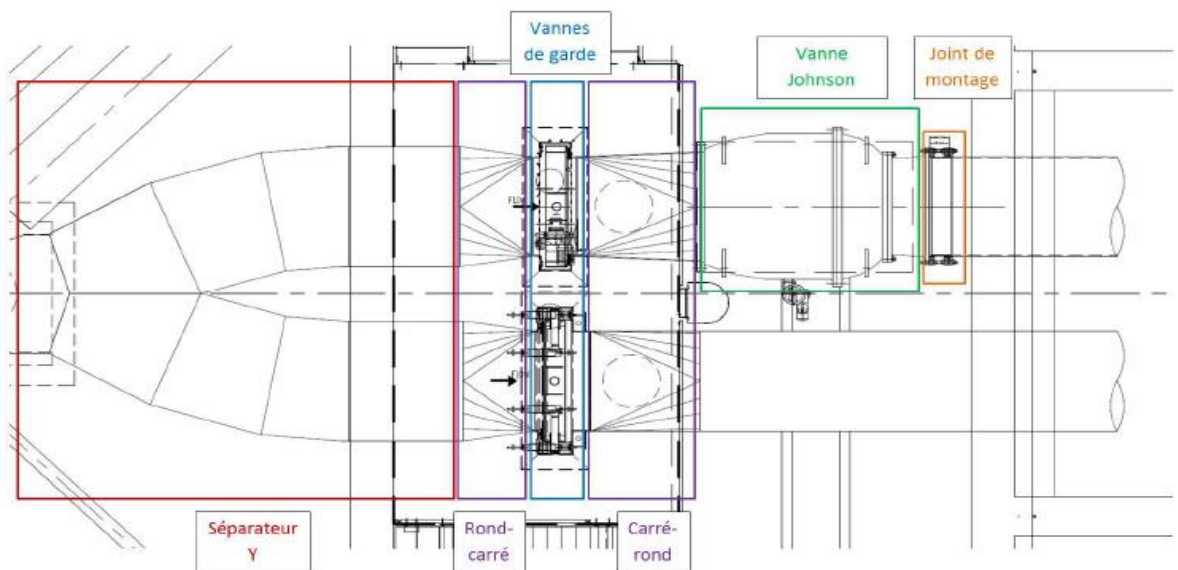


Figure IV. 10: Disposition actuelle de la chambre aval (ANBT, 2015)

Le divergent en « Y », les transitions rond/carré ou carré/rond ainsi que les 2 vannes de garde sont tous scellés dans un massif de béton. En aval de ce massif, sont disponibles :

- 1 bride de raccordement sur le conduit de vidange (conduit équipé de la vanne Johnson),
- 1 bride et un joint de démontage (non représenté sur la vue ci-dessus) sur le conduit de chasse.

IV.5.1 Technologie Van-Johnson

La figure IV.11 est la coupe d'une vanne annulaire de marque VAG, encore appelée vanne ogive, comme celle en place dans la chambre aval du barrage de Kramis :

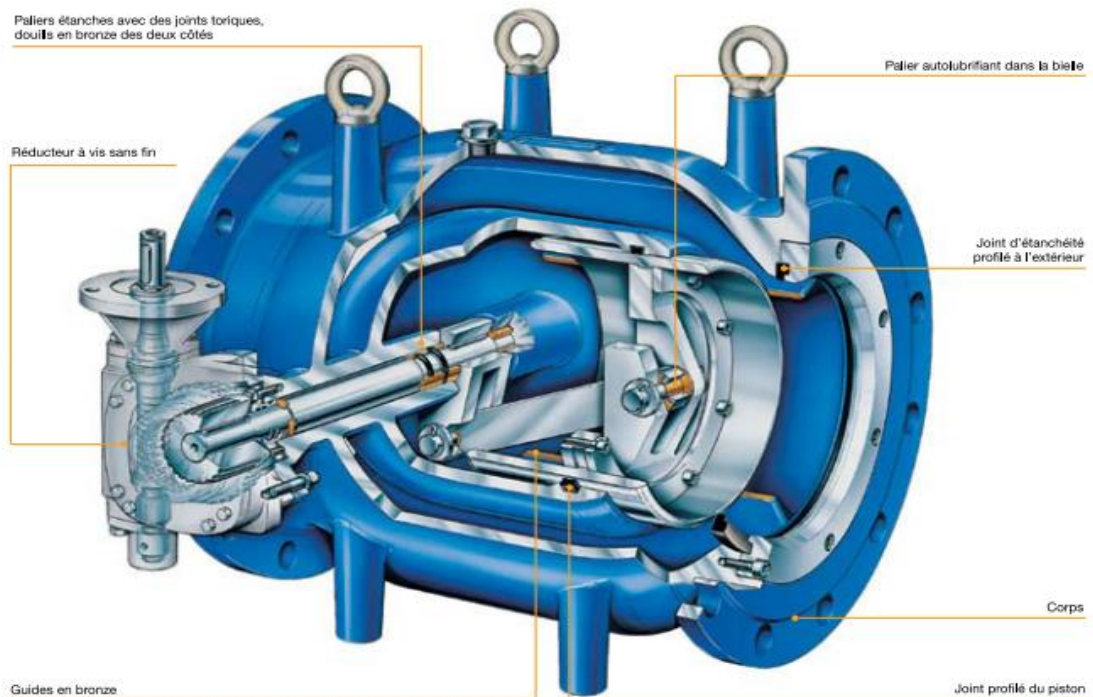


Figure IV. 11: Vue partiel d'une vanne annulaire (VAG, 2014) ,

L'ensemble des pièces fixes est de couleur bleue et le mécanisme d'entraînement ainsi que la partie mobile sont de couleur grise ; on distingue le joint d'étanchéité au niveau du diamètre intérieur de la bride de droite.

Ci-dessous, nous trouvons la coupe de cette même vanne chez le constructeur HPL ; les constructions sont assez proches.

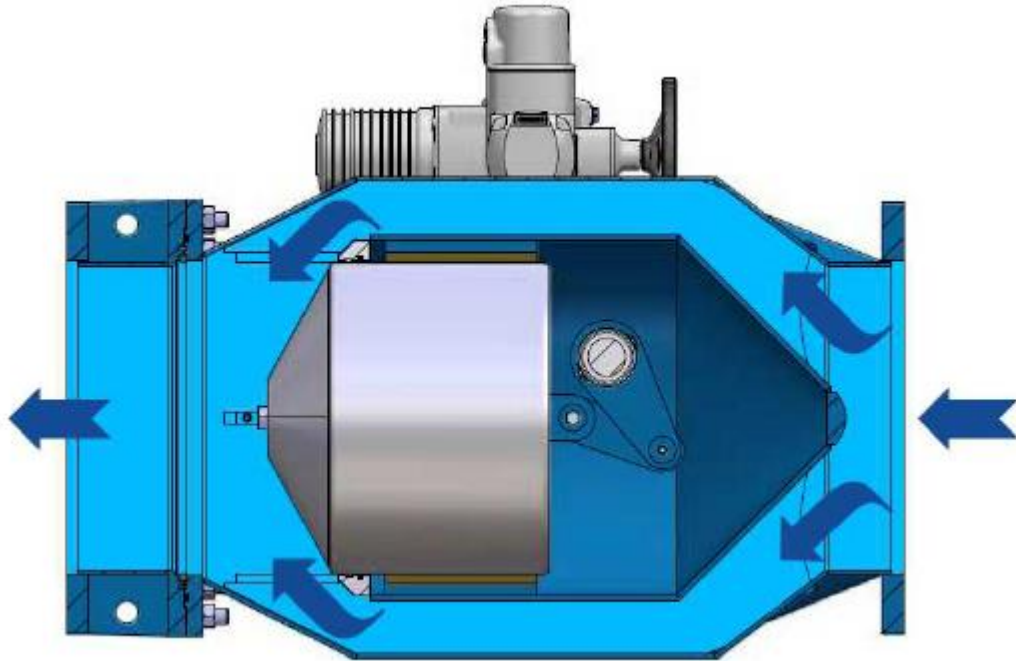


Figure IV. 12: Coupe d'une vanne annulaire (HPL)

La figure IV.12 présente le passage du flux d'eau dans la vanne annulaire de la droite vers la gauche ; ce flux contourne la partie centrale fixe où les vitesses s'accroissent puis arrive sur la section de contrôle commandée par le déplacement de la pièce cylindrique de couleur grise.

Les dysfonctionnements de la vanne actuelle peuvent venir de plusieurs origines :

- Un mauvais guidage de la partie mobile ;
- Point dur dans le guidage ;
- Un mauvais réglage des jeux de fonctionnement de la partie mobile sur ces glissières ;
- Point dur dans le mécanisme d'entraînement de la partie centrale ;
- Un mauvais réglage du bras d'entraînement de la partie mobile.

✚ Il est important de mentionner que la nature exacte du dysfonctionnement actuel de cette vanne n'est pas connue.

IV.5.2 Technologie jet-creux

Nous optons à remplacer cette vanne par une vanne de type jet creux. Ces organes sont des vannes à section circulaire permettant une excellente régulation et sectionnement pour de grandes charges d'eau. Le principe de réglage est différent de celui de la vanne annulaire et le flux d'eau est moins contraint.

La construction est plus simple bien qu'ayant quelques similitudes au niveau du guidage en translation avec la vanne annulaire.

Le gros avantage est que les organes de manœuvre de la partie mobile sont complètement externes dans le cas d'une construction sans capot étanche.

De plus, il convient de préciser que le comportement de ces vannes est pratiquement linéaire en fonction de l'ouverture comme le montre un exemple d'abaque ci-dessous :

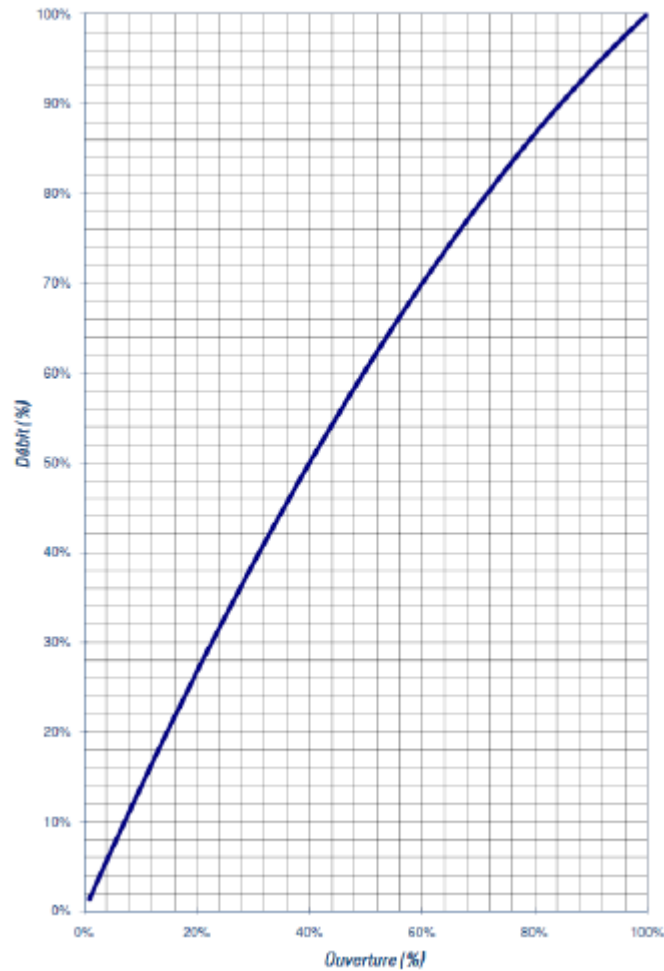


Figure IV. 13: Courbe ouverture/débit d'une vanne à jet creux (HPL)

Ce type de vanne est fréquemment utilisé sur les vidanges et les conduites forcées des barrages.

De plus, la vanne à jet creux s'installe en extrémité de conduite et permet d'évacuer l'eau sous pression en évitant les problèmes de cavitation grâce au jet conique. Un exemple de vanne à jet creux est illustré dans la figure IV.14 :



Figure IV. 14: Vanne à jet creux (VAG, 2014)

Enfin, de point de vue environnemental, ce type de vanne permet une meilleure oxygénation de l'eau grâce à la création d'un cône de dispersion.

Cette solution consiste à remplacer la vanne Johnson par une vanne dont la conception est proche de celle existante à l'amont : vanne wagon sous carter (vanne jet-creux). Cette solution présente donc l'avantage de limiter les modifications sur le génie civil.

IV.5.3 Description de la vanne jet-creux

La vanne jet creux comporte :

- Un corps fixe composé d'une virole cylindrique avec bride de raccordement amont et reliée par des nervures à un fond conique aval. Ce corps comportera des surfaces de guidages ;
- Un obturateur composé d'une virole intérieurement en acier inoxydable et comportant des nervures de raidissement. Des patins assureront le coulissement de l'obturateur sur le corps ci-avant ;
- Des joints d'étanchéité amont et aval prenant appui sur des surfaces en acier inoxydable.

Les organes de manœuvre de l'obturateur mobile, généralement au nombre de 2, (vérins et commande manuelle) sont situés à l'intérieur du local.

Afin d'éviter les infiltrations à travers celui-ci, on opte pour une vanne à jet creux sous capot étanche illustrée par la figure IV.15:

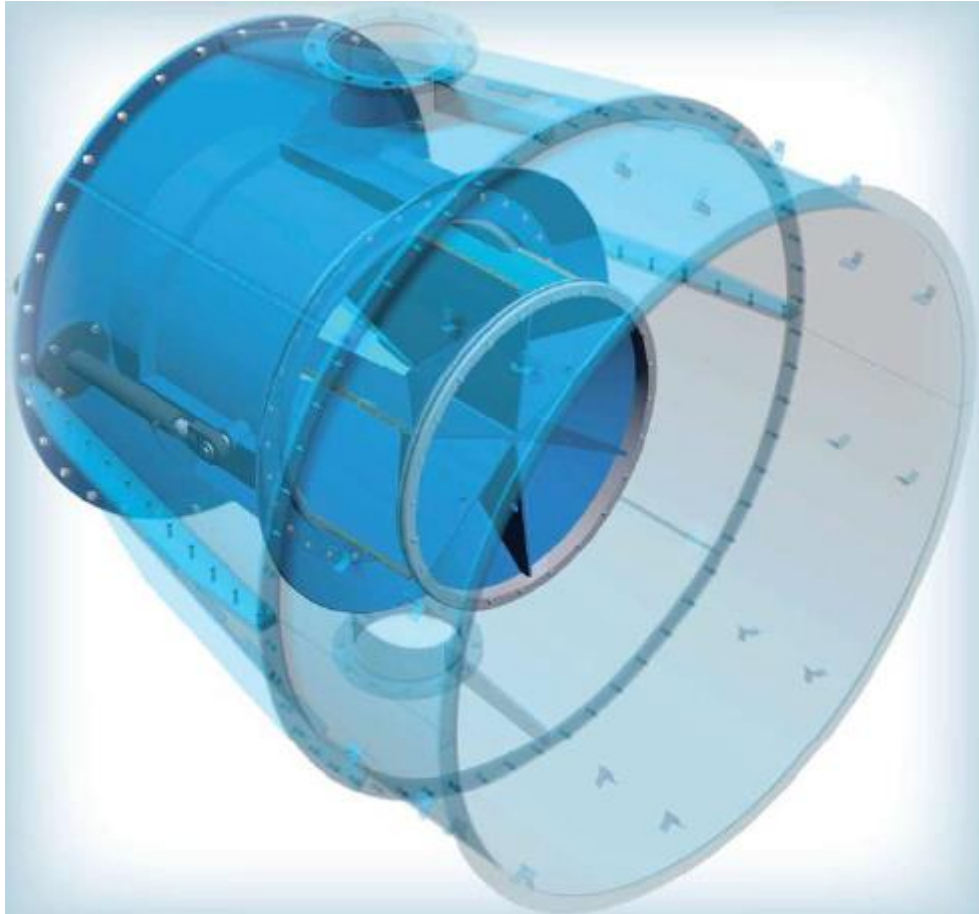


Figure IV. 15: Vanne à jet sous capot étanche (HPL)

Les vérins peuvent être à énergie électrique (servomoteurs) ou hydraulique. Dans le cas du barrage de Kramis, afin de limiter le nombre d'équipements et être homogène avec ceux déjà en place, on opte pour des vérins électriques. Ils permettent également de se passer d'une centrale hydraulique nécessitant de la place (implantation hors d'eau notamment), de l'entretien et de la maintenance.

IV.5.4 Dimensionnement

La vanne jet creux doit pouvoir transiter un débit au moins équivalent à celui transiter par la vanne « Johnson ».

Les courbes des débits pour les vannes à jet creux à capot étanche sont données dans la figure IV.16.

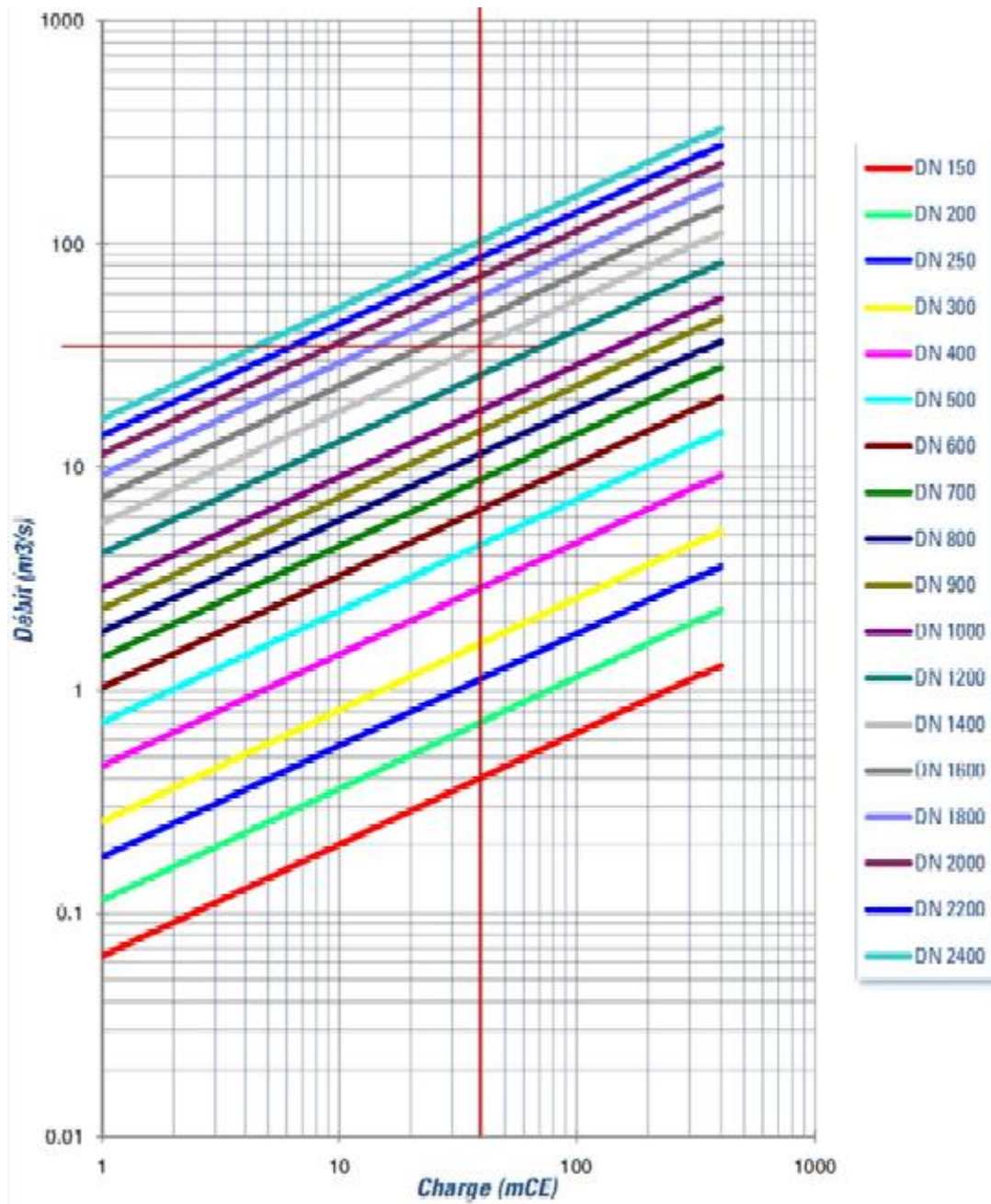


Figure IV. 16: Débit de transit par une vanne à jet creux à capot étanche (HPL)

Pour une charge d'environ 39,4 m CE, le débit transiter par une vanne à jet creux à capot étanche de diamètre nominal 1400 mm est de 35 m³/s, ce qui est supérieur à la capacité actuelle de la vanne « Johnson ».

IV.5.5 Contrôle et commande de la nouvelle vanne

Les lois d'ouverture et de débits n'étant pas identiques entre l'ancienne vanne et la nouvelle vanne, la programmation de l'automate doit être modifiée.

L'énergie pour la manœuvre des actionneurs de la vanne à jet creux est approximativement la même que pour la vanne « Johnson » (servomoteurs électriques). En général, la puissance nécessaire est assez faible (moins de 10kW) car les vitesses de déplacement sont très faibles bien que les efforts soient importants.

IV.6 MISE EN SECURITE DU BARRAGE

Nous améliorons la sécurité du barrage en réalisant de nouveaux rideaux d'injections et de drainage.

IV.6.1 Traitement de la fondation

Le traitement des fondations est nécessaire pour :

- Améliorer l'étanchéité de la fondation dans le noyau étanche du barrage par réalisation d'un rideau d'injection depuis la galerie,
- Améliorer le drainage de la fondation sur la partie aval du barrage par réalisation d'un rideau de drainage depuis la galerie à l'aval du rideau d'injection.

IV.6.2 Caractéristiques du rideau d'injection

IV.6.2.1 Caractéristiques des injections

L'objectif des injections est d'étancher le terrain de fondation pour réduire les sous pressions dans la fondation du barrage. Cette nouvelle proposition va compléter le rideau d'injections déjà réalisé lors de la réalisation des travaux.

Les injections seront réalisées depuis la galerie qui coure sur une grande partie du linéaire ainsi que sur la crête en rives. La profondeur maximale des injections est d'environ 30 m sur l'ensemble de l'ouvrage à travers les horizons alluvionnaires jusqu'à atteindre le substratum marneux faiblement perméable.

IV.6.2.2 Méthode d'injection

Parmi les méthodes d'injection nous citons la méthode GIN (Grouting Intensity Number). C'est une méthode récente qui a été développée par Lombardi et Deere. (G. Lombardi, 1993) (Lombardi, 1996)

L'idée de base de cette méthode consiste à réduire les pressions d'injection en fonction des volumes de coulis absorbés. Elle est caractérisée par :

- La mise au point d'un coulis stable à haute densité (rapport E/C inférieur à 1) et à résistance élevée, fluidifié par l'adjonction d'un super plastifiant,
- L'utilisation d'un coulis unique pour toutes les étapes de l'injection dans le but de garantir la qualité du résultat et de simplifier les procédures,
- Le contrôle en temps réel des valeurs instantanées de la pression et du débit d'injection et leur représentation graphique à l'intention de l'opérateur pour lui permettre de suivre le processus et d'intervenir rapidement,
- La limite d'injection définie par trois paramètres : la pression maximum, le volume maximum et l'intensité limite qui n'est autre que le produit des valeurs momentanées des deux variables à débit nul.

Les avantages de cette méthode sont :

- ✓ Simplification des procédures avec l'usage d'un seul coulis et réduction des pertes de coulis non-utilisé ;
- ✓ Réduction du risque de l'ouverture excessive des discontinuités en évitant la combinaison de pressions et de volumes d'injections élevés ;
- ✓ Uniformisation approximative de la distance atteinte par le coulis dans chaque passe, indépendamment de la qualité de la masse rocheuse, ce qui conduit à un résultat mieux prévisible ;

- ✓ Obtention d'une série de données qui permet de juger des progrès de l'injection aussi bien que les résultats obtenus ;
- ✓ Elle est apte à compenser les hétérogénéités des conditions naturelles.

La méthode GIN est caractérisée par une courbe enveloppe qui présente la pression d'injection (en MPa) en fonction du volume total injecté (l/m). Cette courbe est à adapter selon les matériaux rencontrés et/ou les profondeurs injectées.

IV.6.3 Réalisation de drainage

L'objectif du rideau de drainage est de rabattre les sous pressions dans la fondation. Pour cela un rideau de drainage incliné peut être réalisé dans la galerie, à l'aval du rideau d'injection à la même fréquence que les drains réalisés durant les travaux (aujourd'hui transformés en piézomètres fermés-tube fermé et équipé d'un manomètre-).

Pour réaliser les drains, nous proposons d'utiliser la méthode de forage de type destructif avec des pressions d'injection faibles. Nous devons de plus faire attention concernant la rigueur dans l'équipement des drains afin d'éviter tout risque d'entraînement des fines dans la fondation.

Les drains d'origine, actuellement équipés de manomètre peuvent être maintenus afin de permettre le suivi des pressions interstitielles en fondation du barrage.

Conclusion

A la lumière des chapitres précédents et afin de pallier aux désordres constatés sur l'ouvrage de Kramis des solutions ont été étudiées et détaillées dans le présent chapitre.

- Une identification de la nouvelle cote de retenue normale a été menée en considérant, les ressources disponibles, les besoins et un objectif de limitation des coûts de travaux dans l'évacuateur de crues.

- L'évacuateur calé à 105 m NGA avec détermination de la largeur déversante optimale : le laminage de crue a montré qu'un arasement sur toute la largeur de l'évacuateur était nécessaire pour ne pas augmenter de façon importante la cote des plus hautes eaux.

- Afin d'optimiser le volume de la recharge aval et limiter le risque d'érosion de la digue et de la fondation, des injections et un drainage complémentaires seront réalisés dans la galerie.

- La vanne Johnson endommagée a été remplacée par une vanne jet-cieux plus efficace et fonctionnelle.

En plus de ces solutions d'autres travaux sont à prévoir :

- Des travaux de maintenance et d'entretiens des appareils électromécaniques.
- Nettoyage des piézomètres.
- Implantation de piézomètres supplémentaires sur la rive gauche.
- Il y'a des défauts de scellement et/ou d'alignement des pièces fixes des vannes de la prise d'eau. Il est donc nécessaire de prévoir la reprise de cette zone par démolition des pièces existantes, repiquage, ancrage des nouvelles pièces fixes et mise en œuvre d'un béton de scellement haute performance.

CHAPITRE V

CHAPITRE V :

ORGANISATION ET ORDONNANCEMENT DES TRAVAUX DE CHANTIER

Introduction

La conception judicieuse du projet de confortement ne suffit pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage. Le soin apporté à l'exécution du projet et les moyens qui y sont consacrés ont aussi une importance capitale pour la réussite du projet. Il est donc nécessaire de s'assurer que le chantier est confié à un exécutant compétent et expérimenté et que celui-ci dispose effectivement de tous les moyens nécessaires pour réaliser le projet dans de bonnes conditions.

Un chantier est défini par une installation permanente dans un lieu généralement ouvert, il dure le temps de la construction de l'ouvrage.

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions possibles d'un travail pour abaisser les coûts de productions en favorisant à l'homme et à la machine un contexte favorable de façon à accroître la productivité. Pour cela il faut :

- Comprendre afin de prévoir, d'organiser, de préparer avant d'agir ;
- Bien exécuter, ordonner et coordonner le programme d'action des travaux;
- Contrôler pour savoir si nos prévisions étaient valables et que nous pouvons les exécuter pour les prochains chantiers.

L'étude relative à l'organisation d'un chantier, quelle que soit son importance est une technique utile et bien précise tendant à assurer l'exécution des travaux dans les meilleurs délais avec le moindre coût.

Donc en vue de la bonne organisation d'un travail, on cherche à le rendre plus économique, de bonne qualité et les délais les plus brefs possibles.

V.1 ORGANISATION TECHNIQUE ET DONNEES PREPARATOIRES

L'ensemble des opérations essentielles dans l'organisation technique qui consiste à la préparation des documents qui donnent droit à l'organisme l'exécution des travaux de construction, cette opération passe par les étapes suivantes :

- Etablir l'ordre chronologique et la cadence des travaux selon la disponibilité des moyens.
- Déterminer les conditions d'approvisionnement du chantier en matériaux de construction.

V.2 TRAVAUX PREPARATOIRES ET INSTALLATION DE L'ENTREPRISE

Pour avoir une installation convenable du chantier, on doit se disposer d'un terrain vaste et spacieux pour ménager les différentes aires de stockages de matériaux, des pistes de

CHAPITRE V : PRINCIPE D'ORGANISATION ET ORDONNANCEMENT DES TRAVAUX DE CHANTIER

circulation d'engins, les locaux, les postes fixes de travail. On distingue les installations suivantes dans un chantier :

V.2.1 Installations destinées aux personnels

Dans tout chantier de génie civil on trouve pratiquement les mêmes installations destinées aux personnels qui sont : les dortoirs, les réfectoires, les vestiaires, les sanitaires, infirmerie et les bureaux en nombre suffisant.

La base de vie doit au minimum être équipée en : eau potable, assainissement, électricité, et téléphonie.

Les circulations piétonnes doivent être matérialisées, celle-ci doivent permettre durant toute la phase de construction les circulations suivante :

- Base de vie – zone de travail ;
- Base de vie – lieux de stationnement des véhicules de personnels ;
- Zone de travail – centrale à béton ;
- Zone de travail – lieux de stockage de matériaux ;
- Et l'ensemble de cheminements qui seront réalisées par les ouvriers.

V.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux

Le matériau de construction doit être stocké et protégé des facteurs climatiques et des intempéries. Pour les ciments nous utilisons soit des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types existants. Les aciers sont stockés dans des 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 Installations destinées pour la préfabrication

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes...etc.

V.3 TRAVAUX DE REALISATION

V.3.1 Arasement du seuil de l'évacuateur de crue

Les travaux consistent à :

- Scier le béton armé le long des murs du seuil de l'évacuateur existant jusqu'à une cote avoisinant 100,5 m NGA au droit du redan du seuil ;

CHAPITRE V : PRINCIPE D'ORGANISATION ET ORDONNANCEMENT DES TRAVAUX DE CHANTIER

- Démolir soigneusement le béton armé du seuil jusqu'à cette cote et scier les aciers présents ;
- Sceller des aciers dans le mur restant afin de liaisonner le nouveau seuil déversant et éventuellement des ancrages contre les murs latéraux ;
- Réaliser le nouveau seuil déversant en béton armé calé à la cote 105 m NGA sur la base du seuil initial avec un profil proche du seuil type Creager.

V.3.2 Injection et drainage

L'ensemble des travaux se fera soit depuis la crête du barrage (injections) parfaitement accessible, soit à l'intérieur de la galerie (drains et injections). Lors des travaux dans la galerie les moyens de forages et d'injections seront adaptés à l'exiguïté du site.

L'attention sera également apportée dans la galerie, en fond de vallée, compte tenu de la présence d'un puisard de récupération des eaux canalisées de la galerie qui limitera la capacité de circulation et la surcharge autorisée.

Enfin, les travaux d'injection en crête devront être adaptés afin d'éviter le « claquage » des matériaux en place (remblai du barrage et/ou alluvions et/ou marnes). Pour cela, un remblai préalable sera réalisé surmontant un géotextile anti-poinçonnement.

V.3.3 Travaux de décapage

Le décapage est une méthode consistant à éliminer la couche superficielle du sol, celle qui est principalement constituée de matières végétales, sans entamer le substrat qui est la couche interne du sol.

V.3.4 Travaux secondaires

Ces travaux ont pour but d'exploiter tous les ouvrages dans les meilleures conditions possibles.

V.4 MOYENS DES TRAVAUX DE CHANTIER

Concernant les moyens en personnels, l'entreprise devra indiquer nommément la personne responsable du chantier et son intérimaire, avec précision des titres et compétences et spécifier leurs rôles et leurs tâches, cela est applicable aussi pour toute personne qui travaille dans le chantier.

V.4.1 Moyens humains

On doit s'assurer que le personnel employé soit compétant et à la hauteur pour la réalisation des études et des travaux de construction, à savoir le personnel nécessaire pour réaliser les travaux :

- Conducteur des travaux ;
- Contre maitre ;
- Chauffeurs pour les engins et camions ;
- Ouvriers ;
- Ferrailleurs ;
- Soudeurs ;
- Coffreurs.

CHAPITRE V : PRINCIPE D'ORGANISATION ET ORDONNANCEMENT DES TRAVAUX DE CHANTIER

V.4.2 Moyens matériels

Pour l'ensemble de matériels l'entrepreneur doit mentionner la marque, le type, puissance, rendement et nombre d'engins affectés au chantier ainsi que leur mode d'intervention suivant le phasage des travaux.

a. Matériels de terrassement

Le matériel de terrassement comprend les engins de terrassement pour la réalisation des fouilles d'assise du barrage, l'extraction, et le transport de matériaux de construction, le bétonnage et la finition. On fait appel aux engins suivant : bulldozer, chargeur, camion benne, pelle hydraulique, décapeuse, camion-citerne, Grue à portique, camion malaxeur...

b. Matériel de bétonnage

Les bétonnières sont les plus souvent utilisées pour la fabrication du béton.

Le matériel lié au bétonnage doit également comprendre les dispositifs de coffrage et les engins nécessaires à la vibration du béton (aiguille vibrante) ainsi qu'à son nettoyage (jet d'eau sous-pression) et à son repiquage (perforateur), en vue du traitement des reprises de bétonnage.

c. Matériel spécifique

Ce sont les matériels non-somatiquement mis en œuvre sur les chantiers et dépendant à un problème technique particulier.

V.5 PLANIFICATION

Le rôle de la planification est de permettre de chercher la meilleure façon d'exploitation des moyens humains et matériels en assurant une succession correcte des travaux dans les délais programmés avec le moindre cout possible.

C'est une méthode consiste en :

- Installation des postes de travail ;
- Observations instantanées ;
- Analyse des tâches ;
- Chronométrage ;
- Définition des objectifs et des attributions ;
- Simplification des méthodes ;
- Stabilisation des postes de travail.

V.5.1 Attribution des durées de chaque opération

Pour attribuer le temps à une opération, il faut tenir compte du nombre de ressources humaines et matériels disponibles face à la dimension et la grandeur de projet, en appliquant la formule suivante :

$$T = \frac{Q.N}{n} \dots\dots\dots V.1$$

CHAPITRE V : PRINCIPE D'ORGANISATION ET ORDONNANCEMENT DES TRAVAUX DE CHANTIER

Avec :

Q : Quantité de travail.

N : Rendement

n : Nombre d'équipes

Il existe deux types de plan de travail

❖ Plan de travail au plus tôt

Pour ce cas les opérations commencent en leur date au plus tôt. L'entreprise opte pour ce planning lorsqu'elle est bien fournie de moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

❖ Plan de travail au plus tard

Toutes les opérations commencent au plus tard, les tâches ne sont pas retardées. L'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est limitée de moyens.

V.5.2 Symboles des différentes opérations

Les différentes opérations et leurs symboles sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau V. 1: Symboles des opérations

Désignation des Travaux	Opérations	Durée (jours)
Installation de chantier et accès	A	90
Mise en sec de la retenue	B	200
Arasement du seuil de l'évacuateur de crue	C	20
Réalisation de nouveau évacuateur	D	60
Création de remblai pour injection	E	10
Plots d'essai pour les injections	F	20
Réalisation des injections depuis la crête	G	20
Réalisation des injections depuis la galerie rive gauche	H	60
Réalisation des injections depuis la galerie rive droite	I	60
Forage drainant depuis la galerie	J	40
Travaux de finition et rénovation des équipements	K	60
Remise en eau pour une cote inférieure à 99mNGA	L	320
Remise en eau pour une cote supérieure à 99mNGA	M	180

CHAPITRE V : PRINCIPE D'ORGANISATION ET ORDONNANCEMENT DES TRAVAUX DE CHANTIER

V.5.3 Techniques de planification

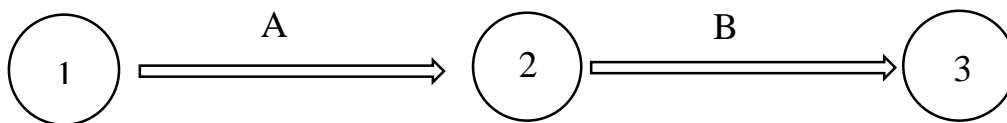
En pratique il existe trois principales méthodes de planification à savoir :

- Méthode basée sur le réseau ou méthode de chemin critique C.P.M ;
- Méthode basée sur le tableau ;
- Méthode basée sur le graphique (diagramme de Gantt) ou méthode des barres.

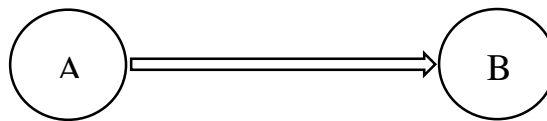
V.5.3.1 Méthode basée sur le réseau

Le réseau est la représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer les relations entre les différentes opérations (ordre d'exécution) pour atteindre l'objectif de la planification selon deux réseaux :

- a) **Réseau à flèches** : l'opération est représentée par une flèche et la liaison entre deux opérations par un nœud.



- b) **Réseau à nœud** : l'opération est représentée par un nœud est la succession des opérations par des flèches.



Cette méthode consiste à faire un calcul allé et retour en utilisant les paramètres de la grille suivante :

Tableau V. 2: Les paramètres du réseau à nœud

DCP	TR
DFP	DCCP
DFPP	MT

Avec :

- DCP : Date de commencement au plus tôt ; TR Temps de réalisation de l'opération
 DFP : Date de finition au plus tôt ; DCCP Date de commencement au plus tard
 DFPP : Date de finition au plus tard ; MT Marge totale

Et :

$$DFP = DCP + TR$$

$$DCCP_i = DFPP_i - TR$$

$$DFP_i = DCP_{i+1}$$

CHAPITRE V : PRINCIPE D'ORGANISATION ET ORDONNANCEMENT DES TRAVAUX DE CHANTIER

❖ Chemin critique (C.C) :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTP) reliant les opérations ayant la marge totale nulle par une double flèche sur le réseau. Pour retrouver le chemin critique, il suffit de vérifier la double condition suivante :

- $MT=0$;
- $\sum TR_{cc} = DTP$

- Pour le projet de confortement du barrage Kramis, on trouve une durée totale de 980 jours. Le calcul était fait par la méthode de réseau à nœud illustré dans la figure V.1

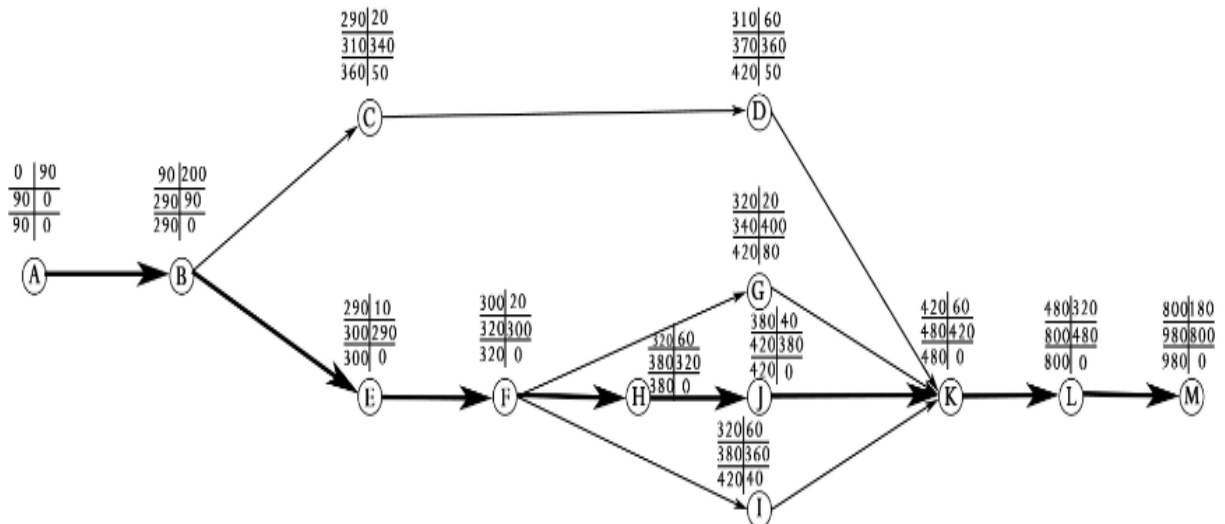


Figure V. 1: Réseau à nœud pour la réalisation des travaux de confortement du barrage Kramis

V.5.3.2 Planification avec la méthode du tableau

Cette méthode s'applique à la base du réseau à flèche donné en (Cf. Annexe C).

Les résultats de calcul par cette méthode sont représentés dans le tableau V.3:

CHAPITRE V : PRINCIPE D'ORGANISATION ET ORDONNANCEMENT DES TRAVAUS DE CHANTIER

Tableau V. 3: Chemin critique par la méthode du tableau

Opération	Tr	D.P		D.P.P		MT
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
1-2	90	0	90	0	90	0
2-3	200	90	290	90	290	0
3-4	20	290	310	340	360	50
3-5	10	290	300	290	300	0
5-6	20	300	320	300	320	0
6-7	20	320	340	400	420	80
6-8	60	320	380	320	380	0
6-9	60	320	380	360	420	40
4-10	60	310	370	360	420	50
7-10	0	340	340	420	420	80
8-10	40	380	420	380	420	0
9-10	0	380	380	420	420	40
10-11	60	420	480	420	480	0
11-12	320	480	800	480	800	0
12-13	180	800	980	800	980	0

D'après le tableau V.3 la durée de réalisation est de 980 jours.

V.5.3.3 Planification avec la méthode de GANTT

La représentation du planning des travaux par le diagramme de GANTT permet le mieux visualiser les taches composant le projet, dans un calendrier sur lequel la lecture est plus facile par rapport à celle du réseau ou du tableau.

Le mécanisme de calcul est le même, en se basant sur le réseau à flèche.

Nous avons effectué le diagramme par le logiciel MS Project. Les résultats sont présentés sur la planche n°05.

V.6 SUIVI DES TRAVAUX

V.6.1 Méthode des courbes S

Courbes en S, c'est l'appellation simple de, pilotage du projet par la valeur acquise, une méthode assez efficace pour suivre l'état d'avancement du projet et ce qui a été fait.

Le rythme de réalisation d'un projet suit généralement trois phases :

- Progressif ;
- Accélééré ;
- Progressif.

V.6.2 Objectif

La méthode des courbes en S est utilisée pour le suivi d'avancement cout et délais des projets.

CHAPITRE V : PRINCIPE D'ORGANISATION ET ORDONNANCEMENT DES TRAVAUX DE CHANTIER

V.6.3 Graphique

Le graphique de la méthode des courbes en S, se compose de trois courbes :

- Cout Budgété du Travail Planifié (CBTP) ;
- Cout Budgété du Travail effectué (CBTE) ;
- Cout Réel du Travail Effectué (CRTE).

V.6.4 Interprétation

Si les trois courbes sont superposées, donc le travail réalisé de point de vue cout et délai est conforme au planning.

Les écarts :

- L'écart temps= Ecart entre les courbes CBTP et CBTE sur l'axe des abscisses. (retard, en avance).
- L'écart cout= Ecart entre les courbes CBTE et CRTE sur l'axe des ordonnées. (gain, déficit).

V.7 CONTROLE DU CHANTIER

L'organisation, la conduite et la surveillance du chantier de construction relèvent de la responsabilité et la compétence exclusives de l'entrepreneur.

L'intervention du maître d'œuvre sur le chantier consiste en un contrôle général des travaux. Cette mission comprend les éléments suivant :

- Organisation et direction des réunions de chantier. Diffusion et rédaction des comptes rendus de ces réunions.
- Information systématique de maître de l'ouvrage sur l'état d'avancement des travaux.
- Contrôle de la conformité de l'exécution des travaux aux prescriptions des pièces contractuelles, en matière de qualité, délai et cout.

V.8 CONTRAINTES PENDANT LES TRAVAUX

La phase de construction est l'objet de nombreuses contraintes qui pèsent sur le concepteur de tout projet de réaménagement ou de réhabilitation des évacuateurs de crues d'un ouvrage. Elles sont issues de fait que l'ouvrage est en exploitation.

Cette sujétion est l'origine des difficultés rencontrées pour :

- Minimiser l'influence des travaux sur l'exploitation de l'ouvrage (arrêt d'exploitation, programme de remplissage de la retenue),
- Assurer le passage des crues sans incidence sur la sécurité du barrage et du chantier,
- Minimiser les incidences sur la structure du barrage,
- Se satisfaire des conditions d'accès, parfois très difficiles, dans une topographie très mouvementée, ne laissant que des possibilités exiguës pour les plates-formes d'installation et de chantier,
- Tenir compte, dans la mesure du possible, des incidences sur l'environnement extérieur comme le réseau routier, les utilisations pour les loisirs de la retenue et toutes les contraintes d'environnement.

Conclusion

A travers ce présent chapitre, on peut conclure que le projet de confortement du barrage Kramis a été planifié selon les normes et règles de travail. Selon les prévisions et mises en points, la durée totale du projet est de 980 jours.

CHAPITRE VI

CHAPITRE VI : CONSIGNES DE SECURITE A LA REALISATION DES TRAVAUX DU CHANTIER

CHAPITRE VI :

CONSIGNES DE SECURITE A LA REALISATION DES TRAVAUX DU CHANTIER

Introduction

La protection du travail comprend tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs.

Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent prendre naissance à tous moments, c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour promouvoir contre ces derniers.

L'objet sera, donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents de chantier. Pour cela, il existe un bon nombre de dispositifs, de consignes et de règlements dits « de sécurité » dictés par différents organismes intéressés par la sécurité du travail, notamment le Bureau International du Travail (BIT).

Ces règlements doivent être strictement appliqués. Ils contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et dégagent la responsabilité des dirigeants du chantier qui pourraient être tenus comme responsables dans le cas où des dispositions n'auraient pas été prises dans l'application des règles de sécurité sur le chantier.

VI.1 ACCIDENT DU TRAVAIL

Selon le Code de la Sécurité Sociale : "Est considéré comme accident du travail quelle qu'en soit la cause, l'accident survenu par le fait ou à l'occasion du travail à toute personne salariée ou travaillant à quelque titre que ce soit pour un ou plusieurs employeurs ou chefs d'entreprise." On distingue :

- Accident du travail avec arrêt.
- Accident du travail avec incapacité permanente.

Pour que l'accident du travail soit reconnu, le salarié doit justifier des deux conditions suivantes :

- Il a été victime d'un fait accidentel dans le cadre de son activité professionnelle,
- Le fait accidentel a entraîné l'apparition soudaine d'une lésion.

Le fait à l'origine de l'accident du travail doit être soudain (ce qui le distingue de l'apparition de la maladie professionnelle). Il peut provenir d'un événement ou d'une série d'événements, qui doivent être datés de manière certaine. Ce fait doit intervenir du fait ou à l'occasion du travail, ce qui implique que le salarié doit être placé sous l'autorité de l'employeur lorsque le fait accidentel se produit.

L'accident est présumé d'origine professionnelle dès lors qu'il se produit dans les locaux de l'entreprise, même pendant un temps de pause. Toutefois, la qualification d'accident du travail peut être écartée si le fait accidentel est la conséquence de faits non professionnels (par exemple, un suicide sur le lieu de travail en raison de problèmes personnels).

CHAPITRE VI : CONSIGNES DE SECURITE A LA REALISATION DES TRAVAUX DU CHANTIER

VI.1.1 Causes des accidents du travail

L'accident du travail n'est jamais le fait d'un hasard ou de la fatalité. Les enquêtes effectuées après les accidents font toujours apparaitre une multitude de causes s'ajoutant les unes aux autres pour provoquer et aggraver l'accident.

Ces causes sont la somme de différents éléments ou facteur classés en deux catégories distinctes :

- Facteur matériel ;
- Facteur humain.

VI.1.1.1 Facteurs matériels

Il concerne les conditions dangereuses susceptibles d'évoluer au cours de travail. Les causes d'accidents d'origine matérielle proviennent soit :

- De la profession en général et du poste de travail en particulier
- De la nature et de la forme des matériaux mis en œuvre.
- Des outils et machines utilisés : implantation, entretien...
- De l'exécution du travail : difficultés particulières.
- Du lieu du travail : éclairage, conditions climatiques...
- Des conditions d'hygiène et de sécurité : Ventilation, protection...

VI.1.1.2 Facteurs Humains

Par Opposition aux conditions dangereuses techniquement et pratiquement décelables. Les actions dangereuses dans le travail sont imputables au facteur humain et nécessitent Parfois l'intervention des psychologues avertis.

Certain actions dangereuses sont des réactions psychique difficilement prévisibles. Car chaque être humain est un cas particulier qui réagit différemment les circonstances selon son humeur personnelle.

VI.1.2 Les conditions dangereuses dans un chantier

Les conditions dangereuses sur le chantier sont :

- Installation non protégée ou male protégée ;
- Outillages, engins et équipements en mauvais état ;
- Matière défectueuse, stockage irrationnel ;
- Protection individuelle inexistante ;
- Défauts dans la construction ;
- Eclairage défectueux ;
- Facteur d'ambiance impropre ;
- Conditions climatiques défavorables.

CHAPITRE VI : CONSIGNES DE SECURITE A LA REALISATION DES TRAVAUX DU CHANTIER

VI.1.3 Les actions dangereuses dans un chantier

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables ;
- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement ;
- Agir sans prévenir ou sans autorisation ;
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle ;
- Imprudence Durant le travail.

VI.2 MOYENS DE PREVENTION ET DE PROTECTION

Dans l'entreprise comme dans la vie, c'est bien connu, « il vaut mieux prévenir que guérir ». Risques professionnels et accidents de travail sont lourds de conséquences pour l'employeur, les employés et le travail.

VI.2.1 Démarches de prévention

La démarche de prévention des risques liés aux machines doit respecter les principes généraux de prévention tels que définis dans le Code du travail:

- Éviter les risques ;
- Évaluer les risques qui ne peuvent être évités ;
- Combattre le risque à la source ;
- Adapter le travail à l'homme ;
- Tenir compte de l'évolution de la technique ;
- Remplacer ce qui est dangereux par ce qui est moins dangereux ;
- Planifier la prévention ;
- Prendre des mesures de protection collective en leur donnant la priorité sur les mesures de protection individuelle ;
- Donner des instructions appropriées aux travailleurs.

À ce titre, cette démarche de prévention s'attache en priorité, lors de la conception, à supprimer ou réduire le risque à la source : de préférence les technologies et produits les moins dangereux doivent être choisis (prévention intrinsèque). Lorsque le risque ne peut être éliminé, des protecteurs et/ou des dispositifs de protection collectifs doivent être mis en place. Si des risques résiduels subsistent, les utilisateurs doivent en être informés et les équipements de protection individuelle (EPI) appropriés doivent être utilisés. D'autres mesures de prévention sont également à mettre en œuvre par les employeurs, notamment en exploitant le contenu des notices d'instructions : mise en place d'une organisation du travail adaptée, rédaction de consignes d'utilisation, choix des équipements de protection individuelle, mise au point de procédures pour sécuriser les opérations telles que les réglages et la maintenance, information et formation des personnels.

VI.2.2 Evaluation des risques

- Dans les fouilles de tranchées, même de faible profondeur, les risques d'éboulement peuvent provoquer l'effondrement de l'engin au bas du talus ;
- En terrain très accidenté, les engins risquent de se renverser ;
- Le danger de collision avec d'autres engins de chantier dans la même zone de travail est possible ;

CHAPITRE VI : CONSIGNES DE SECURITE A LA REALISATION DES TRAVAUX DU CHANTIER

- L'exposition quotidienne du conducteur aux vibrations transmises à l'ensemble du corps, le bruit permanent du moteur et des manœuvres de l'engin sont préjudiciables à sa santé, hors protection individuelle ;
- Le déplacement des engins sur chantier peut générer des risques de heurts avec les travailleurs à pied ou le public ;
- Projection de corps étrangers dans les yeux du fait d'un environnement particulièrement poussiéreux ;
- Travail aux intempéries (chaleur, froid, vent, givre, pluie).

VI.2.3 Protection collective

VI.2.3.1 Ergonomie de l'engin

- Poste de conduite ergonomique avec siège adapté ;
- Entretien régulier de l'engin : les engins de terrassement doivent faire l'objet de vérifications annuelles consignées sur le registre de sécurité.

VI.2.3.2 Sécurité du chantier

- Entretien des pistes de circulation ;
- Signalisation temporaire et balisage du chantier ;
- Plan de circulation du chantier (engins, véhicules légers, piétons) : définition des zones d'évolution nécessaires à l'utilisation en sécurité de l'engin, règles de priorités, vitesses autorisées, limitation des charges ;
- Consignes de sécurité propres au chantier précisées aux conducteurs ;
- Adéquation de l'engin à son usage.

VI.2.3.3 Réglementations routières

Les engins doivent être acheminés sur le chantier à l'aide de porte-engins. Sur la remorque l'engin doit être immobilisé par des cales et arrimés par des câbles, et les équipements (godets ou lames) doivent être abaissés. Tout déplacement exige une reconnaissance préalable de l'itinéraire à suivre afin de s'assurer qu'aucun obstacle n'entravera le passage du porte-engin et de son chargement.

VI.2.3.4 Formation du conducteur

Le Code du travail fait obligation de délivrer une autorisation de conduite au personnel pour tous les engins de chantier mobiles à conducteur porté : en effet, le chef d'établissement doit se conformer aux obligations en matière de contrôle de connaissances et savoir-faire du conducteur pour la conduite en sécurité.

VI.2.4 Protection individuelle

- La conduite d'engins de chantier soumet les conducteurs à des vibrations qui, à la longue, peuvent provoquer des problèmes de dos. La récente réglementation impose de limiter l'exposition des travailleurs à ce type de vibrations. Des mesures de prévention peuvent permettre d'éviter des lombalgies qui sont reconnues comme maladies professionnelles. Afin de limiter leur apparition, de nombreuses mesures de prévention peuvent être mise en place : réduction des amplitudes vibratoires, choix

CHAPITRE VI : CONSIGNES DE SECURITE A LA REALISATION DES TRAVAUX DU CHANTIER

- du matériel et amélioration des conditions d'utilisation, port d'une ceinture de maintien lombaire ;
- Le gilet de signalisation à haute visibilité de classe II fait partie des équipements de protection individuelle et doit être porté en permanence si le personnel travaille à proximité de la circulation routière ;
 - Gants de manutention pour les opérations de changement d'équipement ;
 - Casque de chantier de protection de la tête ;
 - Protection auditive ;
 - Chaussures ou bottes de sécurité ;
 - Lunettes de sécurité.



Figure VI. 1: Équipements de protection individuelle

VI.3 ROLE DU DELEGUEE A LA SECURITE AU TRAVAIL

Le délégué à la santé et à la sécurité doit prévenir les problèmes, c'est-à-dire prendre des initiatives avant que les dangers se concrétisent pour éviter que les travailleurs soient exposés à des risques professionnels. Pour cela, il faut faire en sorte que la direction élimine les risques ou les maîtrise lorsqu'ils ne peuvent pas être éliminés.

Pour atteindre ces objectifs, le délégué à la santé et à la sécurité doit:

1. être bien informé des divers risques présents sur le lieu de travail et des solutions envisageables pour les maîtriser;
2. collaborer avec le syndicat et l'employeur pour identifier et maîtriser les risques;
3. il faut partager certaines informations avec les cadres et l'employeur pour collaborer en vue d'assurer la sécurité et la santé des travailleurs.

CHAPITRE VI : CONSIGNES DE SECURITE A LA REALISATION DES TRAVAUX DU CHANTIER

Conclusion

Pour garantir la sécurité et la santé des travailleurs, il faut que les employeurs comme les employés collaborent et participent à des programmes de santé et de sécurité, touchant à la médecine du travail, à l'hygiène industrielle, à la toxicologie, à la formation, à la sécurité des machines, à l'ergonomie et à la psychologie.

CHAPITRE VII

CHAPITRE VII :

SURVEILLANCE ET ENTRETIEN DES BARRAGES

Introduction

Bien que les études économiques faites préalablement à la construction d'un barrage s'attachent à établir la rentabilité de l'investissement sur des durées d'utilisation de l'ordre de quelques dizaines d'années, l'expérience montre que l'espérance de vie de tels ouvrages dépasse largement ces durées, pour autant que le barrage a été correctement conçu, réalisé, et entretenu.

La stabilité des barrages en service repose sur trois concepts généraux :

- Une conception adéquate ;
- Une réflexion préalable sur les conséquences et l'organisation des secours ;
- Une surveillance permanente pour savoir les mesures correctives qui s'imposent en cas d'anomalies.

L'évaluation des impacts d'une rupture éventuelle de barrage procède d'une démarche spécifique et particulière à l'évaluation de la sécurité de l'ouvrage.

VII.1 CONSIGNES D'EXPLOITATION ET DE SUIVI DUBARRAGE

La préoccupation essentielle pour un barrage de « connaître aussi tôt que possible tous les incidents qui l'affectent de manière à parer à leurs conséquences dangereuses, de découvrir tous les symptômes d'affaiblissement de manière à prévenir leur aggravation, de vérifier le bon fonctionnement de tous les organes essentiels d'exploitation et de vidange afin de pouvoir compter sur eux au moment où on aura à s'en servir ». (Jean-Maurice, 1999)

- En tant que moyen de stockage de l'eau, les barrages sont des éléments de patrimoine national qu'il convient de conserver en état de remplir durablement leur fonction ;
- Un suivi attentif des ouvrages est le seul moyen de repérer les désordres et dégradations dès leurs début et avant qu'ils risquent de compromettre l'intégrité des ouvrages ;
- Des opérations régulières de petit entretien sont une condition primordiale pour éviter des dégradations plus graves nécessitant alors des interventions lourdes.

VII.2 SURVEILLANCE DU BARRAGE

La surveillance du barrage comprend :

- L'observation visuelle régulière par l'exploitant ;
- La vérification périodique du bon fonctionnement des organes hydrauliques ;
- Les mesures des appareils d'auscultation ;
- Des visites techniques approfondies.

La méthode de surveillance doit être clairement formalisée dans un document écrit.

Les appareils d'auscultations concernent :

CHAPITRE VII : SURVEILLANCE ET ENTRETIEN DES BARRAGES

- La mesure de la cote d'eau ;
- La mesure des débits ;
- La mesure de la piézométrie ;
- La mesure des déplacements.

La périodicité des mesures dépend de trois facteurs :

- La saison ;
- L'âge du barrage ;
- L'apparition des phénomènes inquiétants.

VII.3 ROLE DE L'EXPLOITANT

L'exploitant doit être clairement identifié, que le responsable soit nommément désigné et que ce dernier se sente pleinement investi de sa mission. Cette mission exige attention, rigueur et continuité. Le rôle de l'exploitant est double :

- Assurer la surveillance régulière et tenir à jour le registre du barrage ;
- Exécuter les petits entretiens.

VII.3.1 Surveillance du barrage

VII.3.1.1 L'observation visuelle de routine

Elle a pour objectif de déceler rapidement tout phénomène nouveau affectant le barrage ainsi que suivre qualitativement les évolutions.

La périodicité de la visite est au minimum hebdomadaire en saison de pluie. Les observations doivent être rapprochées dès que l'on constate un nouveau phénomène. L'observation doit être systématique aussitôt après chaque crue.

Parmi les points principaux de l'observation nous citons :

- Apparition ou évolution de zones humides sur le parement ou le pied aval du barrage ;
- Apparition ou évolution de fuites ; y compris dans la zone aval du barrage.

VII.3.1.2 L'observation à l'occasion des crues

C'est lors des crues que les barrages sont soumis aux sollicitations les plus sévères : cote du plan d'eau élevée, débits importants sur le déversoir, ruissellement sur les parements.

Une surveillance renforcée s'impose donc dans ces occasions. Les points à observer sont :

- Niveau maximum atteint par l'eau ;
- Durée de la crue ;
- Fonctionnement du déversoir ;
- Vérification qu'il n'y a pas de surverse sur le couronnement de l'ouvrage.

CHAPITRE VII : SURVEILLANCE ET ENTRETIEN DES BARRAGES

VII.3.1.3 Relevés des mesures d'occultation

La mesure de la cote du plan d'eau se fait par simple lecture du limnimètre.

Les mesures de débit se font par seuil calibré ou par emportement.

La cote des piézomètres est relevée à l'aide sonde électrique à piles.

VII.3.1.4 Transcription des observations

Le registre du barrage est un cahier tenu à jour par la personne chargée de la surveillance régulière du barrage. Sont consignés dans ce registre :

- Le compte rendu de l'observation visuelle de routine ;
- Les mesures d'auscultations si elles ne font pas l'objet de fiches spécifiquement prévus à cet effet ;
- Des informations sur l'exploitation du barrage ;
- La description de tous les travaux d'entretien et de réparation.

VII.3.2 Travaux d'entretien fréquent et de réparation

Le petit entretien est fondamental pour la pérennité de l'ouvrage. Il consiste à réparer les dégradations mineures subies par l'ouvrage.

Les travaux les plus courants sont :

- Comblement des ravines ;
- Entretien des perrés ;
- Enlèvement de la végétation arbustive ;
- Entretien de surface de maçonnerie ;
- Réparation des fils rompus des gabions.

VII.4 ROLE DU SERVICE TECHNIQUE

Il s'agit de tout service ou organisme disposant en son sein de compétences techniques en matière de barrages, apte à faire les visites techniques approfondies des ouvrages, à diagnostiquer les désordres et à définir des travaux de réparation ou de réhabilitation.

Les trois principaux aspects d'intervention du service technique sont :

- Les visites techniques approfondies ;
- L'analyse de l'auscultation ;
- Le diagnostic des désordres et les travaux de réparation.

VII.5 INCIDENCES DE LA RUPTURE D'UN BARRAGE

Depuis le XIX^e siècle, une vingtaine de rupture de barrages ont causé des pertes de vie et des dommages importants dans le monde.

Les ruptures de barrage ont créé des traumatismes majeurs et durables dans les régions sinistrées et ont modifié à long terme la perception des populations vis-à-vis ces ouvrages.

CHAPITRE VII : SURVEILLANCE ET ENTRETIEN DES BARRAGES

VII.5.1 Préjudices humains, dommage matériels

On appelle préjudice humain les atteintes à la santé de la population causées par l'inondation et ses suites. Dans une analyse réalisée après l'évènement, on les exprime par le nombre de morts, de disparus, et des blessés.

Les dommages matériels constituent la deuxième dimension importante du danger de rupture d'un barrage. On leur accorde une valeur en unité monétaire. La prévision des dommages revient à évaluer successivement les dommages matériels aux biens des particuliers, aux activités industrielles, aux activités agricoles, aux activités commerciales puis aux équipements et infrastructures des collectivités locales et régionales.

VII.5.2 Impacts indirects

Toute catastrophe de l'ampleur d'une rupture de barrage engendre une multitude d'autres conséquences dites indirects. Parmi elle, les seuls conséquences qu'on peut évaluer sont économiques et concernant les particuliers (pertes d'emploi, dépenses d'adaptation...).

Il faut tenir compte non-seulement de la zone inondé mais aussi dans la zone d'influence, un territoire périphérique où se retrouve des personnes et des entreprises dépendant des activités de la zone sinistrée.

VII.5.3 Autres impacts

Ce sont les impacts généraux de type environnemental et sociétal. Il s'agit aussi d'incidences qualifiées couramment d'impacts intangibles, soit parce qu'elles ne se prêtent pas à une quantification, soit parce que leur estimation nécessite une approche très spéculative.

VII.6 PREPARATION A L'URGENCE

On peut rendre maximale la sécurité d'un barrage en réduisant la probabilité de rupture de l'ouvrage et en limitant les conséquences de sa rupture éventuelle. Dès les premières années de la gestion et de la vie de l'ouvrage, la qualité des travaux de reconnaissance du site, de la conception et de la construction des structures et de mécanismes influencent directement sur la probabilité de rupture de l'ouvrage. Les initiatives de surveillance et d'entretien du barrage assureront la conservation et l'amélioration de ses performances.

Afin de limiter les dangers, les normes et les règles de bonne pratique en vigueur stipulent qu'il y a lieu de définir et soumettre à l'approbation des autorités de surveillance, dès la demande de permis de construction, les procédures d'opérations, de surveillance et d'entretien ainsi que les mesures d'urgence propres à un ouvrage.

Le but de mesures d'urgence est de répondre le plus efficacement possible au risque résiduel de rupture. Le rôle de ces mesures est triple :

- Permettre de développer et de maintenir en tout temps un véritable état de préparation à l'urgence ;
- Conduire à l'application concrète de mesures particularisées, évitant le recours à l'improvisation à outrance ;
- Orienter les autorités vers une réaction adaptée à l'état d'urgence défini.

CHAPITRE VII : SURVEILLANCE ET ENTRETIEN DES BARRAGES

La préparation à l'urgence interpelle particulièrement l'exploitant ainsi que les ingénieurs responsables de la sécurité des ouvrages. Sur le plan technique et chez l'exploitant surtout, trois ensembles de tâches leur incombent directement :

- La surveillance et détection des anomalies ;
- La mise en alerte ;
- L'activation des alarmes.

Pendant qu'elles se réalisent, les responsables régionaux puis nationaux de la sécurité civile sont, si nécessaire, appelés à intervenir.

VII.7 MESURES DE MAITRISE DES EVENEMENTS EXTREMES D'UN BARRAGE EN SERVICE

Lorsqu'un barrage en béton ou en remblai est en service les mesures suivantes (sans ordre de priorité) peuvent être envisagées :

- Adaptation des consignes d'exploitation (par exemple abaissement du niveau normal de retenue) ;
- Augmentation de la capacité de l'organe d'évacuation (par abaissement du seuil du déversoir ou en intégrant une nouvelle passe) ;
- Construction d'un mur ou d'un parapet (cet élément doit être apte à résister à la poussée de l'eau) ;
- Surélévation de la crête du barrage ;
- Utilisation d'un ouvrage fusible ;
- Protection contre l'érosion en cas de submersion ;
- Mise en place d'un nouvel évacuateur de crue.

Conclusion

Lors du suivi et de la surveillance du barrage, le souci de sécurité est permanent. La nécessité de l'entretien est essentielle à rappeler, et notamment des petits entretiens courants.

En cas de rupture d'un ouvrage de retenue des eaux, il y'a lieu de prévoir le développement d'une zone exceptionnelle d'inondation ainsi que les incidents majeurs de cette zone.

CONCLUSION GENERALE

Les barrages en remblai suivent actuellement des codifications de dimensionnement vis-à-vis des crues plus sévères qu'auparavant. Cette évolution normative fait suite au retour d'expérience des différentes ruptures de barrages dans le monde.

Cette étude, qui vise la recherche de solutions de confortement du barrage de Kramis et de permettre ainsi une réhabilitation de ses ouvrages. Il s'agit de proposer des solutions optimales et techniques diverses afin d'atténuer les risques de défaillance du barrage et assurer une meilleure efficacité en exploitation des ressources mobilisées

Pour se faire, des travaux d'auscultation et un diagnostic complet a été établi appuyés par une révision et une analyse des données géologiques, géotechniques et hydrologiques du bassin versant et site d'étude pour évaluer les ressources et les dégâts occasionnés pour aboutir aux scénarios possibles de confortement de barrage.

Le travail effectué a permis de retenir les conclusions suivantes :

- Le barrage de Kramis est une digue type zonée avec un noyau central en argile et des recharges constituées de matériaux alluvionnaires. La qualité de la fondation du barrage, elle est jugée de mauvaise qualité (marnes et argilites).
- L'évacuateur de crues actuel est insuffisant pour évacuer la crue de projet (crue décennale), et l'exploitation du barrage est limitée à une cote inférieure à la cote de retenue normal d'origine. De ce fait une identification de la nouvelle cote de retenue normale a été menée en considérant, les ressources disponibles, les besoins et un objectif de limitation des coûts de travaux dans l'évacuateur de crues.
- Par la suite, un calcul de laminage de crue a montré qu'un arasement sur toute la largeur de l'évacuateur était nécessaire pour ne pas augmenter de façon importante la cote des plus hautes eaux.
- Afin d'optimiser le volume de la recharge aval et limiter le risque d'érosion de la digue et de la fondation, des injections et un drainage complémentaires seront réalisées dans la galerie.
- La vanne Johnson endommagée a été remplacée par une vanne jet-creux plus efficace et fonctionnelle.

Le suivi des barrages et les entretiens réguliers sont nécessaires pour assurer la sécurité de l'ouvrage.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- ANBT (2015)**. Rapport de situation du barrage Kramis, W.Mostaganem.
- ANBT (2005)**. Fiche technique du barrage de Kramis,
- ANBT (1988)**. Rapport d'étude hydrologique pour le site Kramis, Etude de faisabilité des barrages de la région centre.
- BAEL (1999)9**. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en Béton Armée suivant la méthode des états limites, BAEL 91 révisée 99.
- BENLAOUKLI (2004)**, Organisation de chantier la planification des travaux, Polycopies de cours.
- CMGB (2003)**, Comité Marocain des Grands Barrages. 2003. L'injection des masses rocheuses.
- Duran J.M. (1999)**. Technique des petits barrages en Afrique Sahélienne et Equatoriale. Cemagref.
- ENHYD. 1995**. Avant-projet détaillé du barrage Kramis. 1995.
- INCOMAG (2001)**. Rapport d'exécution et surveillance des travaux d'exécution du barrage Kramis W. Mostaganem.
- INCO-MAG. (2001)**. Rapport sur les matériaux pour la construction du barrage Kramis, W.Mostaganem.
- INCO.MAG**. Monographie provisoire du barrage Kramis.
- ISL. 2015**. rapport de diagnostic pour le confortement du barrage Kramis. 2015.
- ISL. 2015**. Rapport de diagnostic des équipements du barrage Kramis. 2015.
- ISL ingénierie 2015**. Rapport de visite sur site du barrage Kramis.
- Lombardi, G.(1996)**. Selecting the grouting intensity. The International Journal on Hydropower & Dams, Volume Three, Issue Four, pp.62 – 66. 1996.
- Lombardi G., Deere D. (1993)**. Diseño y control Del inyectado empleando el principio GIN. Tomado de: Water Power & Dam Construction, Por Comisión Nacional Del Agua, México. (en Espagnole).
- Marche C (2004.)** Barrages : crues de rupture et protection civile ydropower & Dams, Volume Three, Issue Four, pp.62 – 66. 1996.
- Touibia B. (2004)**. Manuel Pratique d'Hydrologie. Edition Madani
- VAG, (2014) Catalogue** des vannes, <http://www.vag-armaturen.com/fr> [consulté le 20/05/2018]

ANNEXE A

Série de pluie maximale journalière et annuelle

	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	max jour	annuelle
1967	5	26	43	52,6			7,5	36,5	57,7	0	0	13	55,6	370,4
1968	9,5	0	10	23,5	16,5	11	17	50,5	13	0	0	0	50,5	345,5
1969	8	39,6	25,5	35	10,5	0	18	19,8	0	0	0	0	39,6	494,8
1970	0	16	0	20,3	23,6	7	21,3	41,7	105,2	9,1	0	0	105,2	490,3
1971	19	8	32	27,3	26,3	29	5,6	8	21,3	0,4	0	0	27	478,7
1972	5,5	13,5	8	19,3	29	21	24	8	0	5,5	0	0	29	336,4
1973	44	54,1	0,4	24,5	0,6	13	17	44	0	14,6	0	0	54,1	422,9
1974	1,3	68,6	40,2	1,2	7	16	35,4	29	8,7	9,8	0	12,5	68,6	494,2
1975	0	0	8	8,5	12,1	16	6	27	16	14	0	6,5	27	316,3
1976	12,1	18,6	30	11,6	14	6,7	8,6	4,5	56	0	6,8	0	56	399,4
1977	0	19	28	30,5	25,2	5,5	11	38,5	11	0	0	0	38,5	409,4
1978	0	38,5	8	49,4	8,9	30,2	8	12	0,5	2	1,3	0	49,4	373,7
1979	16,4	10,4	2,2	78	4,5	13,5	10,2	8	8,5	1	0	0,5	78	420,7
1980	10,5	7,3	3	45	22,1	18,5	9,5	11,5	5,3	1,6	0	0	45	379,9
1981	1	2,5	0	14	4,2	21,6	4,1	8,5	8,6	0	0	0	21,6	213,8
1982	5,5	53,2	19,6	18,2	0	20	11,1	2,9	0	0	1,5	14,2	53,2	386
1983	0	0,1	24,5	17,3	20,9	8	38,6	2,5	18,2	2	0	0	38,6	294,9
1984	3,9	5,4	173,7	23,7	4,1	2,6	13,6	19,6	21,8	0	0	0	173,7	441,6
1985	0	23,2	32	23,5	23,5	33	15	4,3	2,1	0	0	0	33	318,7
1986	41,8	8,3	20,1	19,5	6,8	16	0	0	8	1	2,7	0	41,8	297,3
1987	3,8	13,8	14,7	17,5	24	15,4	13,8	19,7	66,5	1,3	0	1,2	66,5	350,7
1988	0,7	10,5	18,5	17	15,9	4	3,8	13	13,7	1,1	0	0	18,5	242,7
1989	5,2	0	10,5	9,4	28,5	0	14,8	8,5	6,8	0	0	0	28,5	216,7
1990	3,3	23,5	22,7	20	13	9,3	21,5	3,5	9,5	19	0	0	23,5	489,1
1991	31,2	8,9	21,3	3,7	15	4,5	18	4,7	26,3	10,2	1,6	0	31,2	353,6
1992	1,5	10,5	14	20,1	0,6	49	10,9	21,5	9	0	0	1,5	49	284,1
1993	3,5	16,3	19,8	5,8	34,3	20,6	2,5	12,3	4	0	0	0	34,3	254,8
1994	7,1	16,5	25	10	23,9	32,1	17	5,5	0	0	0	0	32,1	239,5
1995	32,5	4	29,4	16,5	12,3	33,2	23,9	19,6	15,4	1,2	10	1	33,2	413,6
1996	15,5	11,2	3,6	7,3	18	10	0	160	6,1	0	0	1,2	160	397
1997	9,8	23,6	21,8	15	16,8	8,8	3,1	12,8	16,6	0	1,4	5,1	23,6	338
1998	3,6	3,9	12,8	36,7	23,7	33,1	33,2	0,4	3	0,9	0,4	12	36,7	297,8
1999	8,2	5	18	27	4	0	8,5	21	20,5	3	0	0	27	254,2
2000	19,3	50,4	32,7	39	11,8	11	0,5	20,5	16	0	0	0	50,4	395,3
2001	18	7	134	24,2	4	0,8	37	13	20,5	0	0	2,5	134	515,1
2002	0	4,5	16,4	1,3	20,4	11,5	1,5	46,7	1,7	0	0	0	46,7	269,7
2003	0	11,5	21,7	26,4	21,7	15	9,2	18,4	36,3	8,3	0	0	36,3	388,5
2004	12,7	26,8	39,5	38	5,1	26,1	14,2	7,5	1	0,7	0	0	39,5	369,2
2005	21,3	5,2	22,2	12,6	23,7	22,3	2,2	5	28,5	5,9	0	0,9	28,5	377,1
2006	4,7	0	6,3	40	22,5	6,7	36,7	10,8	1,3	0	0	0	40	359,3
2007	35,4	26,3	22,7	14,3	11,3	1,5	7,3	1,9	4,6	4,2	7,4	0	35,4	268,2
2008	1	34,3	32,2	24,6	13,8	7,2	4	19,2	4,2	0,2	0	0	34,3	353,5
2009	18,4	0,9	17	12,7	7,5	17,7	12,5	24	2,5	2,5	0	12,5	24	298,4
2010	7	21	13,5	5,2	17,2	13,5	13,5	43,4	29,8	0	0,3	0	43,4	382,5
2011	4,7	22,7	27	14,3	15,3	16	8,5	13	3	0	0	0	27	309,3
2012	9,6			71,8	23	10,9	15,2	41,1	32,1	0	3,3	2	71,8	335,8

Test de la médiane

Année	Pluie (mm)	Signe	Année	Pluie (mm)	Signe
1967	370,4	+	1990	489,1	+
1968	345,5	-	1991	353,6	-
1969	494,8	+	1992	284,1	-
1970	490,3	+	1993	254,8	-
1971	478,7	+	1994	239,5	-
1972	336,4	-	1995	413,6	+
1973	422,9	+	1996	397	+
1974	494,2	+	1997	338	-
1975	316,3	-	1998	297,8	-
1976	399,4	+	1999	254,2	-
1977	409,4	+	2000	395,3	+
1978	373,7	+	2001	515,1	+
1979	420,7	+	2002	269,7	-
1980	379,9	+	2003	388,5	+
1981	213,8	-	2004	369,2	+
1982	386	+	2005	377,1	+
1983	294,9	-	2006	359,3	+
1984	441,6	+	2007	268,2	-
1985	318,7	-	2008	353,5	-
1986	297,3	-	2009	298,4	-
1987	350,7	-	2010	382,5	+
1988	242,7	-	2011	309,3	-
1989	216,7	-	2012	335,8	-

Table de khi-deux

Loi de Khi-deux

Le tableau donne x tel que $P(K > x) = p$

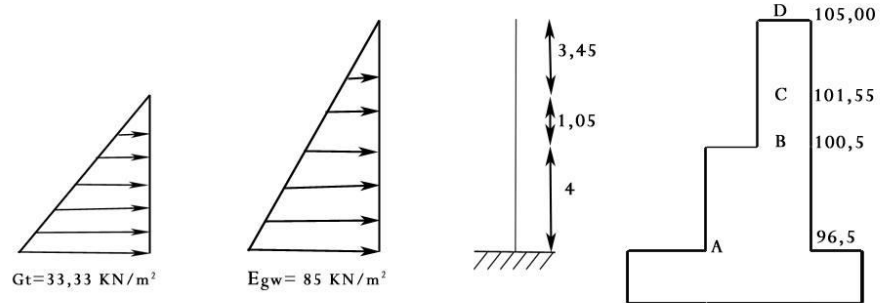
p	0,999	0,995	0,99	0,98	0,95	0,9	0,8	0,2	0,1	0,05	0,02	0,01	0,005	0,001
ddl														
1	0,0000	0,0000	0,0002	0,0006	0,0039	0,0158	0,0642	1,6424	2,7055	3,8415	5,4119	6,6349	7,8794	10,8276
2	0,0020	0,0100	0,0201	0,0404	0,1026	0,2107	0,4463	3,2189	4,6052	5,9915	7,8240	9,2103	10,5966	13,8155
3	0,0243	0,0717	0,1148	0,1848	0,3518	0,5844	1,0052	4,6416	6,2514	7,8147	9,8374	11,3449	12,8382	16,2662
4	0,0908	0,2070	0,2971	0,4294	0,7107	1,0636	1,6488	5,9886	7,7794	9,4877	11,6678	13,2767	14,8603	18,4668
5	0,2102	0,4117	0,5543	0,7519	1,1455	1,6103	2,3425	7,2893	9,2364	11,0705	13,3882	15,0863	16,7496	20,5150
6	0,3811	0,6757	0,8721	1,1344	1,6354	2,2041	3,0701	8,5581	10,6446	12,5916	15,0332	16,8119	18,5476	22,4577
7	0,5985	0,9893	1,2390	1,5643	2,1673	2,8331	3,8223	9,8032	12,0170	14,0671	16,6224	18,4753	20,2777	24,3219
8	0,8571	1,3444	1,6465	2,0325	2,7326	3,4895	4,5936	11,0301	13,3616	15,5073	18,1682	20,0902	21,9550	26,1245
9	1,1519	1,7349	2,0879	2,5324	3,3251	4,1682	5,3801	12,2421	14,6837	16,9190	19,6790	21,6660	23,5894	27,8772
10	1,4787	2,1559	2,5582	3,0591	3,9403	4,8652	6,1791	13,4420	15,9872	18,3070	21,1608	23,2093	25,1882	29,5883
11	1,8339	2,6032	3,0535	3,6087	4,5748	5,5778	6,9887	14,6314	17,2750	19,6751	22,6179	24,7250	26,7568	31,2641
12	2,2142	3,0738	3,5706	4,1783	5,2260	6,3038	7,8073	15,8120	18,5493	21,0261	24,0540	26,2170	28,2995	32,9095
13	2,6172	3,5650	4,1069	4,7654	5,8919	7,0415	8,6339	16,9848	19,8119	22,3620	25,4715	27,6882	29,8195	34,5282
14	3,0407	4,0747	4,6604	5,3682	6,5706	7,7895	9,4673	18,1508	21,0641	23,6848	26,8728	29,1412	31,3193	36,1233
15	3,4827	4,6009	5,2293	5,9849	7,2609	8,5468	10,3070	19,3107	22,3071	24,9958	28,2595	30,5779	32,8013	37,6973
16	3,9416	5,1422	5,8122	6,6142	7,9616	9,3122	11,1521	20,4651	23,5418	26,2962	29,6332	31,9999	34,2672	39,2524
17	4,4161	5,6972	6,4078	7,2550	8,6718	10,0852	12,0023	21,6146	24,7690	27,5871	30,9950	33,4087	35,7185	40,7902
18	4,9048	6,2648	7,0149	7,9062	9,3905	10,8649	12,8570	22,7595	25,9894	28,8693	32,3462	34,8053	37,1565	42,3124
19	5,4068	6,8440	7,6327	8,5670	10,1170	11,6509	13,7158	23,9004	27,2036	30,1435	33,6874	36,1909	38,5823	43,8202
20	5,9210	7,4338	8,2604	9,2367	10,8508	12,4426	14,5784	25,0375	28,4120	31,4104	35,0196	37,5662	39,9968	45,3147
21	6,4467	8,0337	8,8972	9,9146	11,5913	13,2396	15,4446	26,1711	29,6151	32,6706	36,3434	38,9322	41,4011	46,7970
22	6,9830	8,6427	9,5425	10,6000	12,3380	14,0415	16,3140	27,3015	30,8133	33,9244	37,6595	40,2894	42,7957	48,2679
23	7,5292	9,2604	10,1957	11,2926	13,0905	14,8480	17,1865	28,4288	32,0069	35,1725	38,9683	41,6384	44,1813	49,7282
24	8,0849	9,8862	10,8564	11,9918	13,8484	15,6587	18,0618	29,5533	33,1962	36,4150	40,2704	42,9798	45,5585	51,1786
25	8,6493	10,5197	11,5240	12,6973	14,6114	16,4734	18,9398	30,6752	34,3816	37,6525	41,5661	44,3141	46,9279	52,6197
26	9,2221	11,1602	12,1981	13,4086	15,3792	17,2919	19,8202	31,7946	35,5632	38,8851	42,8558	45,6417	48,2899	54,0520
27	9,8028	11,8076	12,8785	14,1254	16,1514	18,1139	20,7030	32,9117	36,7412	40,1133	44,1400	46,9629	49,6449	55,4760
28	10,3909	12,4613	13,5647	14,8475	16,9279	18,9392	21,5880	34,0266	37,9159	41,3371	45,4188	48,2782	50,9934	56,8923
29	10,9861	13,1211	14,2565	15,5745	17,7084	19,7677	22,4751	35,1394	39,0875	42,5570	46,6927	49,5879	52,3356	58,3012
30	11,5880	13,7867	14,9535	16,3062	18,4927	20,5992	23,3641	36,2502	40,2560	43,7730	47,9618	50,8922	53,6720	59,7031
40	17,9164	20,7065	22,1643	23,8376	26,5093	29,0505	32,3450	47,2685	51,8051	55,7585	60,4361	63,6907	66,7660	73,4020
50	24,6739	27,9907	29,7067	31,6639	34,7643	37,6886	41,4492	58,1638	63,1671	67,5048	72,6133	76,1539	79,4900	86,6608
60	31,7383	35,5345	37,4849	39,6994	43,1880	46,4589	50,6406	68,9721	74,3970	79,0819	84,5799	88,3794	91,9517	99,6072
70	39,0364	43,2752	45,4417	47,8934	51,7393	55,3289	59,8978	79,7146	85,5270	90,5312	96,3875	100,4252	104,2149	112,3169
80	46,5199	51,1719	53,5401	56,2128	60,3915	64,2778	69,2069	90,4053	96,5782	101,8795	108,0693	112,3288	116,3211	124,8392
90	54,1552	59,1963	61,7541	64,6347	69,1260	73,2911	78,5584	101,0537	107,5650	113,1453	119,6485	124,1163	128,2989	137,2084
100	61,9179	67,3276	70,0649	73,1422	77,9295	82,3581	87,9453	111,6667	118,4980	124,3421	131,1417	135,8067	140,1695	149,4493
120	77,7551	83,8516	86,9233	90,3667	95,7046	100,6236	106,8056	132,8063	140,2326	146,5674	153,9182	158,9502	163,6482	173,6174
140	93,9256	100,6548	104,0344	107,8149	113,6593	119,0293	125,7581	153,8537	161,8270	168,6130	176,4709	181,8403	186,8468	197,4508
160	110,3603	117,6793	121,3456	125,4400	131,7561	137,5457	144,7834	174,8283	183,3106	190,5165	198,8464	204,5301	209,8239	221,0190
180	127,0111	134,8844	138,8204	143,2096	149,9688	156,1526	163,8682	195,7434	204,7037	212,3039	221,0772	227,0561	232,6198	244,3705
200	143,8428	152,2410	156,4320	161,1003	168,2786	174,8353	183,0028	216,6088	226,0210	233,9943	243,1869	249,4451	255,2642	267,5405
250	186,5541	196,1606	200,9386	206,2490	214,3916	221,8059	231,0128	268,5986	279,0504	287,8815	298,0388	304,9396	311,3462	324,8324
300	229,9634	240,6634	245,9725	251,8637	260,8781	269,0679	279,2143	320,3971	331,7885	341,3951	352,4246	359,9064	366,8444	381,4252
400	318,2596	330,9028	337,1553	344,0781	354,6410	364,2074	376,0218	423,5895	436,6490	447,6325	460,2108	468,7245	476,6064	493,1318
500	407,9470	422,3034	429,3875	437,2194	449,1468	459,9261	473,2099	526,4014	540,9303	553,1268	567,0698	576,4928	585,2066	603,4460
600	498,6229	514,5289	522,3651	531,0191	544,1801	556,0560	570,6680	628,9433	644,8004	658,0936	673,2703	683,5156	692,9816	712,7712
700	590,0480	607,3795	615,9075	625,3175	639,6130	652,4973	668,3308	731,2805	748,3591	762,6607	778,9721	789,9735	800,1314	821,3468
800	682,0665	700,7250	709,8969	720,0107	735,3623	749,1852	766,1555	833,4557	851,6712	866,9114	884,2789	895,9843	906,7862	929,3289
900	774,5698	794,4750	804,2517	815,0267	831,3702	846,0746	864,1125	935,4987	954,7819	970,9036	989,2631	1001,6296	1013,0364	1036,8260

ANNEXE B

Représentation schématique des cas de charges

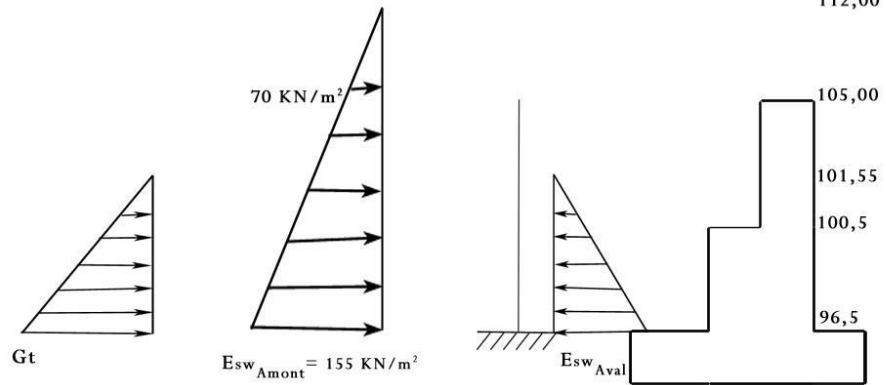
RN

112,00



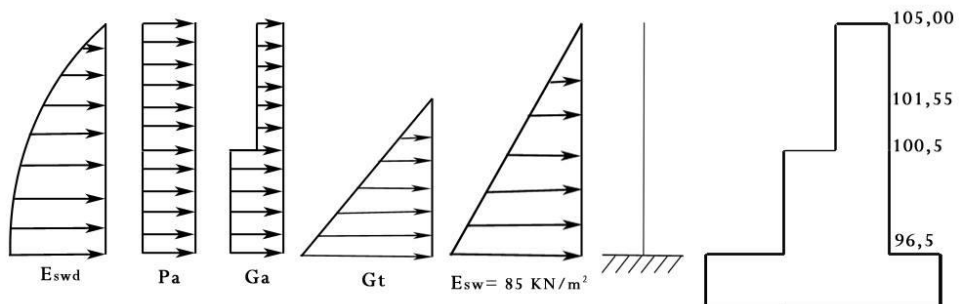
PHE

112,00



Séisme

112,00



ANNEXE C

Réseau à flèche pour la réalisation des travaux de confortement du barrage Kramis

