

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA de Bejaia



Faculté de Technologie

Département d'**Hydraulique**

Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement(LRHAE)

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDE

Présenté par :

HELLA Badis

En vue de l'obtention du diplôme de **MASTER en Hydraulique**

Option : **Ouvrages et Aménagements Hydraulique**

INTITULE :

**Etude de stabilité d'un barrage en terre - cas barrage de KISSIR
(W. JIJEL)**

Soutenu le 26 / 06 / 2023 devant le jury composé de :

Président : Mr. KADJI.B

Promoteur (s) : Mr. BRAKENI.A et Mr. CHENAFI.A

Examineur (s) : Mr. SAKHRAOUL.F

Année Universitaire : 2022/2023

Remerciements

Avant tout, je remercie Dieu de m'avoir donné la puissance, la patience, le courage et la volonté de mener à bien ce modeste travail.

Je souhaite exprimer ma gratitude particulière à mes promoteurs, Mr. BRAKENI Abderrezak et Mr. CHENAFI Azzedine, pour leurs judicieux conseils qui m'ont orienté dans la réussite de ce travail.

Je tiens également à exprimer mes sincères remerciements à tous les membres du barrage de KISSIR pour tous les conseils et orientations qu'ils m'ont donnés, en particulier Mr. BOUAKAZ Mohamed, responsable de stage, ainsi que messieurs Housseem et Nacer, pour m'avoir orienté afin d'effectuer un stage efficace qui me servira dans ma future formation.

Je n'oublierai pas de remercier également nos enseignants du département d'hydraulique qui nous ont transmis leurs connaissances et leur savoir-faire pour assurer notre formation pendant les années d'études.

Ainsi, j'adresse mes remerciements les plus chaleureux à toutes les personnes qui nous ont aidés de près ou de loin dans la réalisation de ce mémoire.

Dédicace

Après cette réussite qui apporte de la joie à tous ceux qui m'aiment, je dédie ce modeste travail avec un vif plaisir à ceux qui sont les plus proches de mon cœur, qui m'ont toujours aimé et qui ont déployé toute leur force pour que je sois toujours heureux : mes très chers parents, sans qui je ne serais rien ;

À mes sœurs ;

À toute ma grande famille ;

À mes amis.

Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction générale..... 1

Chapitre I : Généralités et aperçu de l'aménagement du barrage de KISSIR

I.1. Introduction..... 2

I.2. Situation géographique du barrage de KISSIR 2

I.3. Objectif..... 3

I.4. Historique..... 3

I.4.1. Historique des études 3

I.4.2. Historique des travaux 4

I.4.3. Historique de la mise en eau 4

I.5. Aperçu sommaire de l'aménagement..... 4

I.5.1. La digue..... 4

I.5.2. L'évacuateur de crues 4

I.5.3. La dérivation provisoire 5

I.5.4. La vidange et la prise d'eau 5

I.5.5. L'auscultation..... 5

I.6. Données hydrologiques..... 5

I.6.1. Le bassin versant..... 5

I.6.2. Climatologie..... 6

I.6.3. Pluviométrie 7

I.6.3.1. Pluviométrie annuelle..... 7

I.6.3.2. Pluviométrie journalière..... 7

I.7. Crues 8

I.7.1. Méthode d'évaluation des crues..... 8

I.7.2. Hyétogrammes de projet 8

I.7.3. Crues de projet 9

I.8. Evaporation 10

I.9. Conclusion 10

Chapitre II : Etude hydrogéologique et géologique

II.1. Hydrogéologie	11
II.2. Etude piézométrique	11
II.2.1. Notion de la piézométrie	11
II.2.2. Principe d'établissement d'une carte piézométrique	11
II.2.3. But de la carte piézométrique	11
II.2.4. Interprétation de la carte piézométrique	11
II.3. Niveau de la nappe.....	13
II.4. Gradient hydraulique	14
II.5. Géologie régionale.....	15
II.5.1. Socle kabyle.....	15
II.5.2. Unités frontales.....	15
II.5.3. Unités telliennes.....	15
II.5.4. Nappes supérieures	15
II.6. Géologie du site	16
II.6.1. Lithologie.....	16
II.6.1.1. Flysch dissocié : Albo-aptien à Éocène	16
II.6.1.1.1. Les argilites.....	16
II.6.1.1.2. Les grès	16
II.6.1.2. Le flysch numidien	17
II.6.1.3. Les colluvions.....	17
II.6.1.4. Les alluvions.....	17
II.7. Structures et tectonique.....	18
II.7.1. Stratification	18
II.7.2. Tectonique cassante	19
II.7.2.1. Fractures	19
II.7.2.2. Failles.....	19
II.8. Sismicité	20
II.9. Risques de glissement dans la retenue.....	22
II.10. Topographie.....	22

Chapitre III : Etude géotechnique

III.1. Aspects géotechniques de la fondation.....	24
---	----

III.1.1. Altération et décompression	24
III.1.2. Perméabilité du massif rocheux.....	24
III.1.3. Perméabilité des alluvions.....	26
III.2. L'étude géotechnique des matériaux d'emprunts.....	27
III.2.1. Détermination des caractéristiques géotechnique des matériaux	27
III.2.1.1. Zone d'argile I.....	27
III.2.1.2. Zone d'argile II.....	27
III.2.1.3. Zone d'alluvions.....	28
III.2.1.4. Zone d'encrochement II	28
III.2.1.5. Zone d'encrochement I.....	28
III.2.1.6. Volumes d'exploitation	29
III.2.2. Les caractéristiques géotechniques des matériaux utiles.....	29
III.3. Géotechnique.....	30

Chapitre IV : Représentation technique du barrage de KISSIR

IV.1. Conceptions adoptées des ouvrages	32
IV.1.1. Digue.....	32
IV.1.1.1. Description générale de la digue	32
IV.1.1.2. Etude de la digue	33
IV.1.1.3. Protections amont et aval	34
IV.1.2. L'évacuateur de crues.....	34
IV.1.2.1. Le seuil déversant et le bassin de réception	34
IV.1.2.2. Le coursier.....	35
IV.1.2.3. La cuiller de restitution	36
IV.1.2.4. La fosse de réception.....	36
IV.1.2.5. Consignes particulières liées à l'évacuateur de crue	37
IV.1.2.6. Inspection post-crue	37
IV.1.3. Le circuit de prise d'eau.....	38
IV.1.3.1. Description des organes de prise d'eau	38
IV.1.3.1.1. Description générale.....	38
IV.1.3.1.2. Les pertuis de prise.....	38
IV.1.3.1.2.1. La grille métallique	38
IV.1.3.1.2.2. La vanne de garde amont	39
IV.1.3.1.2.3. La conduite horizontale.....	39
IV.1.3.1.3. La conduite de diamètre 1000 mm	39
IV.1.3.1.3.1. La partie verticale.....	39
IV.1.3.1.3.2. Le joint de compensation	39

IV.1.3.1.3.3. La partie subhorizontale en galerie	39
IV.1.3.1.3.4. L'extrémité dans la chambre des vannes.....	39
IV.1.3.2. Choix du niveau de prise.....	40
IV.1.4. Manœuvres ordinaires des organes de prise.....	40
IV.1.4.1. Principe général.....	40
IV.1.4.2. La grille	40
IV.1.4.3. La vanne de garde	40
IV.1.4.4. La vanne papillon de prise	41
IV.1.4.5. La vanne papillon aval	41
IV.1.5. Manœuvres exceptionnelles des organes de prise.....	41
IV.1.6. Remplissage de la conduite.....	41
IV.1.7. Le circuit de vidange.....	42
IV.1.7.1. Description du circuit de vidange.....	42
IV.1.7.1.1. La grille en béton.....	42
IV.1.7.1.2. La vanne wagon de garde.....	42
IV.1.7.1.3. La conduite métallique	42
IV.1.7.1.3.1. La forme de raccordement.....	42
IV.1.7.1.3.2. Le joint de compensation	42
IV.1.7.1.3.3. La partie subhorizontale	43
IV.1.7.1.4. Le vanne aval	43
IV.1.8. Fonctionnement de la vidange.....	43
IV.1.9. Courbe de tarage de la vidange	44
IV.1.10. Situation normale du circuit de vidange.....	44
IV.1.11. Manœuvres de la vidange.....	44
IV.1.11.1. Essais périodiques	45
IV.1.11.2. Manœuvres en situation exceptionnelle	45
IV.1.12. Manœuvres de la vanne de garde	45
IV.1.13. Remplissage de la conduite de vidange.....	45
IV.1.14. By-pass entre les conduites de prise et de vidange	46

Chapitre V : Etude de stabilité

V.1. Définition de la stabilité	46
V.2. Définition du glissement de terrain	46
V.3. Causes du glissement.....	46
V.3.1. Nature et géologie du terrain	46
V.3.2. Action de l'eau	47

V.3.3. Actions mécaniques extérieures	47
V.4. Différents types du cercle de glissement	47
V.5. Notion du coefficient de sécurité.....	48
-) Coefficient de sécurité admissible	48
V.6. Les ruptures	49
V.7. Les différentes causes de rupture.....	49
V.8. Choix de la méthode de calcul de la stabilité du glissement de talus	49
V.9. Méthode des tranches de Fellinius.....	49
V.10. Méthode des tranches de Bishop simplifiée	52
V.11. Application : cas du barrage de KISSIR.....	52
V.11.1. Etude des infiltrations	52
V.11.1.1. Détermination de la ligne de saturation	52
V.11.2. Calculs des débits d'infiltration.....	54
V.11.2.1. Débit de fuite à travers le corps de la digue	54
V.11.2.2. Calcul du débit d'infiltration sous la digue.....	55
V.11.3. Calcul de stabilité des talus	56
V.11.3.1. Stabilité en fin de construction (court terme)	56
V.11.3.2. Stabilité en régime d'écoulement permanent (long terme).....	57
V.11.3.2.1. Choix de la position optimale du tapis drainant dans le cas du barrage de KISSIR..	59
V.11.3.3. Stabilité en cas de vidange rapide (long terme).....	60
V.12. Analyse des résultats	61
V.13. Stabilité vis à vis l'érosion interne	62
V.13.1. Formation d'un renard dans le corps de la digue	62
V.13.2. Danger du phénomène de renard	63
V.14. Stabilité contre la poussée d'eau	65
V.14.1. Définition.....	65
V.14.2. La poussée de l'eau	65
Conclusion.....	66
Conclusion générale	67

Référence bibliographique

Liste des figures

Figure 1: Localisation du barrage de KISSIR	3
Figure 2: Carte du bassin versant	6
Figure 3: Hyétogramme de la pluie T= 10000 ans	8
Figure 4: Hydrogrammes de crue	9
Figure 5: Carte piézométrique du secteur étudié	12
Figure 6: Vue en 3D de la surface piézométrique	13
Figure 7: Réseau hydrographique	14
Figure 8: Géologie générale du site	20
Figure 9: Localisation des failles sismogéniques	21
Figure 10: Plan de situation des zones d'emprunt 1/25000	31
Figure 11: Description générale de la digue	33
Figure 12: Le seuil déversant	35
Figure 13: Le coursier	35
Figure 14: La cuiller de restitution	36
Figure 15: La fosse de réception	37
Figure 16: La tour de prise	38
Figure 17: La vidange	43
Figure 18: Courbe de tarage de la vidange de fond	44
Figure 19: By-pass entre les conduites de prise et de vidange	46
Figure 20: Différents types de rupture circulaire	48
Figure 21: Calcul de la stabilité au glissement	50
Figure 22: Forces agissants sur une tranche	50
Figure 23: Tracé de la ligne de saturation dans la digue	53
Figure 24: Les coordonnées de la parabole de Kozeney pour le tracé de la ligne de saturation	54
Figure 25: Barrage non drainé	58
Figure 26: Barrage non drainé	58
Figure 27: Barrage drainé la position du drain est arbitraire, diminution des pressions	59

Liste des tableaux

Tableau 1: Les coordonnées U T M de références du site de barrage de KISSIR	2
Tableau 2: Températures mensuelles	7
Tableau 3: Répartition mensuelle de la pluviométrie	7
Tableau 4: Pluies de projet.....	7
Tableau 5: Caractéristiques des crues révisées	9
Tableau 6: Répartition mensuelle de l'évaporation	10
Tableau 7: Caractéristique de la nappe alluviale de l'oued KISSIR	13
Tableau 8: Séismes de dimensionnement	21
Tableau 9: Récapitulatif des valeurs moyennes de la perméabilité du massif rocheux	26
Tableau 10: Récapitulatif des volumes disponibles des matériaux de constructions	29
Tableau 11: Répartition des puits et des sondages des zones d'emprunt.....	29
Tableau 12: Caractéristiques de l'évacuateur de crue.....	37
Tableau 13: Valeurs du coefficient de stabilité admissible.....	48
Tableau 14: Talus aval condition non drainée non consolidé « uu »	56
Tableau 15: Talus aval condition consolidé non drainée « cu » + Ru = 0,4	56
Tableau 16: Talus amont condition non drainée non consolidé « uu »	56
Tableau 17: Talus amont condition consolidé non drainée « cu » + Ru = 0,4	57
Tableau 18: Coefficient de sécurité Fs.....	60
Tableau 19: Coefficient de sécurité « Fs » en cas de vidange rapide.....	61

Introduction générale

Introduction générale

Depuis l'antiquité, l'eau joue un rôle très important dans la vie sur Terre, et avec la croissance démographique exponentielle et le développement industriel du 21^{ème} siècle, les besoins en eau augmentent dans divers secteurs particulièrement en Algérie, et comme les ressources disponibles ne sont plus en mesure de répondre à la demande, les gouvernements ont été poussés à trouver des solutions durables, y compris la construction de barrages, parmi ces barrages se trouve le barrage de KISSIR qui se trouve à l'ouest de la ville de Jijel d'une capacité de 68 Mm³.

L'aménagement du barrage de KISSIR vise à exploiter les ressources naturelles du bassin de l'oued KISSIR afin de répondre aux besoins en eau potable et industrielle de la région avoisinante, ainsi qu'à permettre l'irrigation des plaines côtières de Jijel.

Étant donné l'importance de ces infrastructures, il est impératif de garantir leur sécurité et leur durabilité à tout prix. Elles sont soumises à diverses pressions qui pourraient compromettre la stabilité du massif du barrage les soutenant, ce qui nécessite des études approfondies pour garantir leur stabilité et prendre en considération les préoccupations environnementales compte tenu des dommages potentiels qui pourraient résulter d'une éventuelle fissuration du barrage.

L'objectif de ce travail est de modéliser le comportement mécanique du barrage de KISSIR (W. Jijel) dans le but de comprendre sa stabilité.

Le mémoire est structuré en cinq chapitres, à savoir :

- 1- Le premier chapitre présente des généralités et aperçu de l'aménagement du barrage de KISSIR.
- 2- Le deuxième chapitre est consacré à l'étude hydrogéologique et géologique.
- 3- Le troisième chapitre traite de l'étude géotechnique.
- 4- Le quatrième chapitre présente la représentation technique du barrage de KISSIR.
- 5- Le cinquième chapitre est dédié à la partie pratique, elle est consacrée aux stabilités du barrage de KISSIR.

Chapitre I

Généralités et aperçu de l'aménagement du
barrage de KISSIR

I.1. Introduction

Le barrage de KISSIR est l'un des projets de barrages sélectionnés en Algérie, représentant l'une des solutions durables pour le stockage et l'utilisation des eaux pluviales.

L'objectif de ce chapitre est de présenter ce barrage, en abordant sa localisation, le motif de sa construction, son historique, le bassin versant, ainsi que les principales caractéristiques de l'aménagement.

I.2. Situation géographique du barrage de KISSIR

Le barrage de KISSIR se situe approximativement à 9 Km à l'Ouest de la ville de Jijel et à 6 Km à l'Est de la localité d'EL AOUANA, en suivant la route nationale RN 43 (Jijel – Bejaia).

L'axe du barrage se trouve à moins d'1 km de la mer et environ 300 m en amont du nouveau pont routier sur l'Oued KISSIR. Les coordonnées de référence du site sont représentées par l'axe du barrage conformément au système géodésique NORD – SAHARA et selon les coordonnées U.T.M. (Universel Transfert Mercator) (voir tableau 1).

Tableau 1: Les coordonnées U T M de références du site de barrage de KISSIR

	Rive gauche (m)	Rive droite (m)
Nord	4074722,50	4074921,77
Est	73897599	739269,23

Le réservoir du barrage se développera vers la direction SSE, le long de la vallée de l'Oued KISSIR et vers l'Est, le long de la vallée de son affluent, l'Oued Takielt.

L'accès dans la zone du réservoir est facile, il existe une route en terre au long de l'Oued Takielt sur la rive droite. Dans cette zone l'accédés a la région qui sera inondée se fait à pied. Le long de l'Oued KISSIR, il est possible un accès partiel par une route en terre sur les deux rives, jusqu'aux zones en amont du réservoir [1].



Figure 1: Localisation du barrage de KISSIR

I.3. Objectif

L'aménagement a pour objectif de mobiliser les eaux de l'Oued KISSIR afin d'améliorer l'approvisionnement en eau potable et en eau d'irrigation de la région de Jijel.

Il génère une retenue d'une capacité de 68 Mm³ et assure un approvisionnement régulier de 48 Mm³ par an.

Les eaux provenant de la retenue sont acheminées vers la station de traitement située en aval immédiat du barrage.

I.4. Historique

I.4.1. Historique des études

Les études de faisabilité ont été réalisées par le bureau d'études brésilien PROMON en 1984.

Les études de projet détaillé et l'élaboration des dossiers de consultation des entreprises ont été réalisées par l'ENHYD, entre 1993 et 1995.

L'avant-projet détaillé a fait l'objet en 2002 d'une expertise par le groupement de bureaux d'études ISL / INCO-MAG.

Les études d'exécution et la surveillance des travaux ont été confiées en 2006, après appel d'offres, au bureau d'études ISL, qui a proposé avant le début des travaux un certain nombre de modifications au projet acceptées par l'Agence Nationale des Barrages et Transferts.

Ces modifications sont détaillées et justifiées dans le rapport de révision de projet et ses différentes annexes.

Le contrôle technique a été confié au groupement SOCOTEC/CTH.

I.4.2. Historique des travaux

Les travaux ont été confiés, après appel d'offres, à l'entreprise serbe Hidrotehnika – Hydroenergetika, qui a fait appel aux principaux sous-traitants et fournisseurs suivants :

- _ Keller (France) : colonnes ballastées
- _ Trevi (Italie) : paroi moulée et injections
- _ Gosa (Serbie) : équipements hydromécaniques
- _ Telemac (France) : matériel d'auscultation

Les travaux ont commencé en juin 2006 et se sont terminés pour l'essentiel en août 2010.

I.4.3. Historique de la mise en eau

La mise en eau a débuté en octobre 2009. La cote de retenue normale a été atteinte en mai 2010.

I.5. Aperçu sommaire de l'aménagement

On rappelle ici succinctement les principales caractéristiques de l'aménagement.

I.5.1. La digue

La digue est un ouvrage en alluvions à noyau central symétrique. La fondation est constituée en vallée de matériaux alluvionnaires généralement fins, dont l'épaisseur peut atteindre 40 mètres, et sur les rives de grès et d'argilites.

En vallée, un traitement intensif et systématique de la fondation alluviale par colonnes ballastées a été réalisé préalablement à la construction de la digue.

L'étanchéité est assurée par une paroi moulée en vallée et par un double rideau d'injections en rives.

I.5.2. L'évacuateur de crues

L'évacuateur de crues est un seuil latéral situé en rive droite, prolongé par un coursier. La restitution des débits à l'oued se fait par l'intermédiaire d'une cuiller et d'une fosse de réception aval.

Longueur	145 m
Largeur	15 m
Crue de projet	1270 m ³ /s
Capacité d'évacuation	650 m ³ /s

I.5.3. La dérivation provisoire

Pendant les travaux, les eaux de l'oued KISSIR ont été détournées dans une galerie creusée dans l'appui rive gauche. Le batardeau amont a été incorporé à la digue.

I.5.4. La vidange et la prise d'eau

Les organes de vidange et de prise d'eau sont concentrés en rive gauche, et réutilisent la galerie de dérivation provisoire.

La vidange est constituée d'une conduite de diamètre 2 000 mm, équipée d'une vanne plate de garde à l'amont, d'une vanne papillon de garde à l'aval et d'une vanne à jet creux de restitution à l'aval.

La prise d'eau comporte trois pertuis étagés alimentant une conduite de diamètre 1 000 mm. Chaque pertuis est équipé d'une vanne de garde et d'une vanne papillon.

I.5.5. L'auscultation

L'auscultation de la digue comporte :

- _ La mesure des déplacements par tassomètres, nivellement et visées topographiques,
- _ La mesure des pressions interstitielles dans le corps de la digue et de la piézométrie dans la fondation,
- _ la mesure des accélérations en crête et en fondation en cas de secousses sismiques.

I.6. Données hydrologiques

I.6.1. Le bassin versant

Le bassin versant de l'oued KISSIR est représenté sur la figure 2. Sa superficie au niveau du barrage est de 107 km².

Le bassin versant se caractérise par une forme allongée, d'une largeur pratiquement constante.

La longueur du talweg principal est de 19 km. La largeur moyenne du bassin est de 5,6 km.

La pente moyenne correspondante, calculée à partir de la dénivelée maximale du bassin versant, est de 8,12 %.

Le point culminant du bassin versant est à la cote 1543 NGA. Le point bas est à la cote 0 NGA. La courbe hypsométrique met en évidence une distribution régulière des altitudes, avec une altitude médiane égale à 450 NGA.

L'indice de pente, basé sur la dénivelée calculée entre les altitudes caractéristiques 5 % et 95 % (soit 1150 NGA et 50 NGA), et sur la longueur du rectangle équivalent, est égal à 5,8 %.



Figure 2: Carte du bassin versant [2]

I.6.2. Climatologie

Les données climatologiques fournies dans le tableau 2 proviennent de la station la plus proche ONM (office national de la météorologie), la station de Bejaia, située au bord de la méditerranée, et ses conditions climatiques que nous estimons identiques au site d'étude. (Données de l'avant-projet détaillé).

La température moyenne est de 16,9 °C. Les températures extrêmes sont de 0 °C et 45 °C, atteintes respectivement en janvier et juillet. Les valeurs caractéristiques sont résumées dans le tableau 2 :

Tableau 2: Températures mensuelles

	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
moy	11,0	11,6	12,6	14,2	17,1	20,8	23,9	24,1	22,5	18,7	14,5	12,2
max	16,3	16,8	18,1	19,2	21,9	25,4	29,0	28,7	27,5	24,3	19,9	17,4
min	7,2	7,7	8,3	9,9	12,7	16,3	19,2	19,7	18,0	14,6	10,8	8,5

L'humidité relative moyenne est de 76 %.

I.6.3. Pluviométrie

I.6.3.1. Pluviométrie annuelle

La pluviométrie annuelle au droit du barrage de Kissir est évaluée à 1255 mm, à partir des données des stations voisines de Texenna (1305 mm), Jijel (1080 mm), Chedia (1092 mm), Ziama Mansouria (1192 mm).

La répartition au cours de l'année est donnée dans le tableau suivant :

Tableau 3: Répartition mensuelle de la pluviométrie

Année	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
100%	15,20	12,66	11,0	9,18	4,96	2,14	0,64	1,12	4,74	9,12	12,44	16,79

I.6.3.2. Pluviométrie journalière

Par rapport aux données de l'avant-projet détaillé, la pluviométrie journalière a été réévaluée dans le cadre de la révision de projet. Les pluies retenues, sur la base de l'analyse des stations situées à proximité du bassin versant, sont données dans le tableau ci-après :

Tableau 4: Pluies de projet

10	111mm
50	148mm
100	165mm
1000	254mm
10000	309mm
Pour crue de sûreté	500mm

Cette réévaluation a conduit à augmenter sensiblement les pluies rares, puisque la pluie de période de retour 10 000 ans prise en compte dans l'étude d'avant-projet détaillé était de 242 mm.

I.7. Crues

I.7.1. Méthode d'évaluation des crues

Les crues ont été réévaluées au cours de la phase de révision de projet, sur la base des données pluviométriques disponibles.

En l'absence de station hydrométrique sur le bassin versant (il existe une station dont les résultats ne sont pas utilisables), la méthode de transposition pluie-débit a été utilisée pour la détermination des crues de projet.

I.7.2. Hyétoigrammes de projet

Les hyétoigrammes de projet ont été déterminés à partir de la formule de Montana, qui calcule les valeurs pour une durée donnée selon la formule suivante :

$h_t = h_{24} \times (t/24)^{1-b}$ où t représente la durée de précipitation inférieure à 24 h, et b est le coefficient de Montana.

Sur la base de données régionales disponibles, le coefficient de Montana est pris égal à 0,66.

Pour chaque période de retour étudiée et pour la pluie de sûreté, des hyétoigrammes sont générés à partir de la formule de Montana au pas de temps de 30 minutes.

On présente ci-dessous, à titre d'exemple, le hyétoigramme de la pluie de période de retour 10 000 ans. La pluie de 24 h correspondante est de 309 mm.

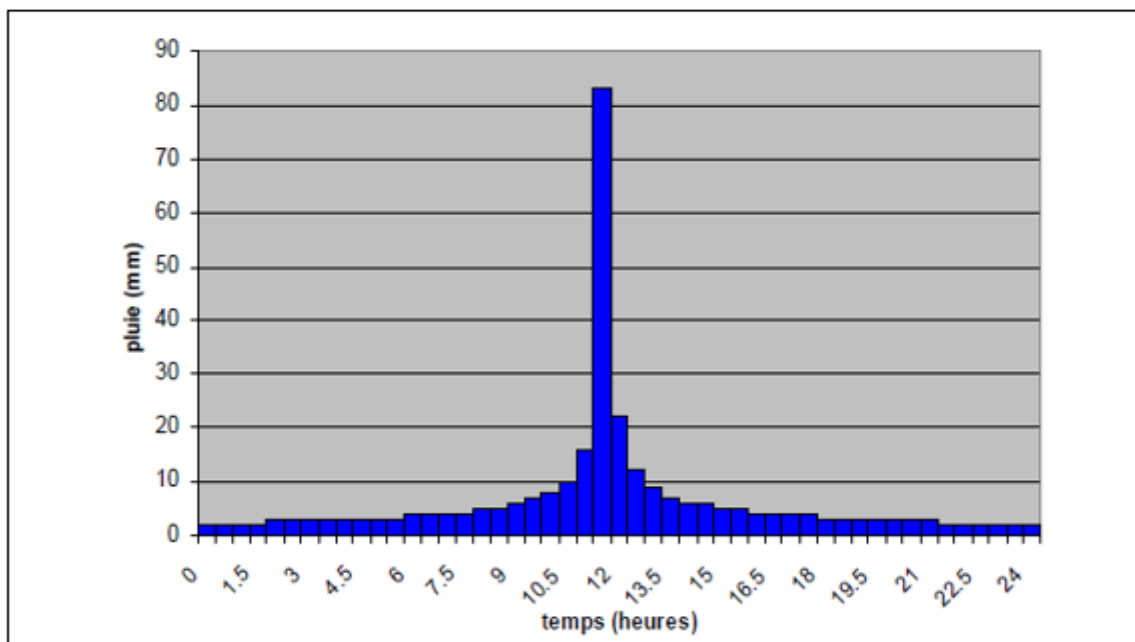


Figure 3: Hyétoigramme de la pluie T= 10000 ans

I.7.3. Crues de projet

Pour l'application de la méthode de l'hydrogramme unitaire, le temps de concentration retenu est de 3 heures, et le coefficient CN égal à 70.

Les hydrogrammes de crues calculés sur la base des hypothèses ci-dessus sont représentés sur la figure ci-après :

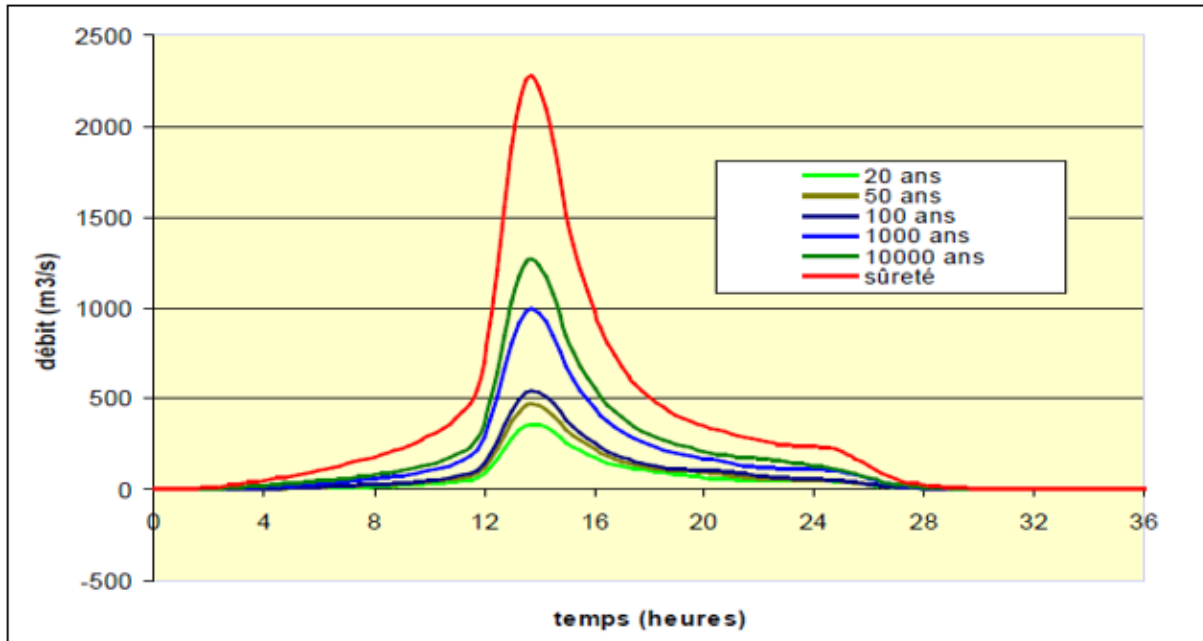


Figure 4: Hydrogrammes de crue [2]

Les principales caractéristiques des crues sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau 5: Caractéristiques des crues révisées

T	P _{24H}	Q _{pointe}	R _{crue}	V _{crue}
20	111 mm	362 m ³ /s	66 mm	7,1 Mm ³
50	148 mm	471 m ³ /s	84 mm	9,0 Mm ³
100	165 mm	545 m ³ /s	97 mm	10,4 Mm ³
1000	254 mm	992 m ³ /s	179 mm	19,1 Mm ³
10000	309 mm	1267 m ³ /s	227 mm	24,2 Mm ³
Sûreté	500 mm	2275 m ³ /s	412 mm	44,0 Mm ³

Pour les grandes périodes de retour, les débits de pointe des crues révisées sont supérieurs de 30 % au débit de pointe de crues de l'avant-projet détaillé ; les volumes sont supérieurs de 50% environ.

I.8. Evaporation

L'évaporation annuelle moyenne estimée sur la retenue est de 1182 mm. La répartition mensuelle est donnée dans le tableau ci-après :

Tableau 6: Répartition mensuelle de l'évaporation [2].

I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	Année
7,9	6,7	7,6	6,6	7,3	8,1	11,3	9,7	9,1	9,2	8,1	8,4	100 %

I.9. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté le barrage de KISSIR en le décrivant et en mentionnant toutes ses caractéristiques, ainsi qu'un aperçu sommaire de l'aménagement. Cela correspond à l'objectif que nous avons évoqué en introduction.

Chapitre II

Etude hydrogéologique et géologique

II.1. Hydrogéologie

Dans la zone du site, la nappe aquifère présente un écoulement vers la rivière et vers la mer. Sur les deux rives, la ligne piézométrique est subparallèle au versant, à une profondeur variant entre 7,90 et 15,60 m, avec une pente d'environ 1 V/6 H pour la rive gauche et d'environ 1 V/2,5 H pour la rive droite.

Dans la plaine, le niveau phréatique présente d'importantes variations entre la période humide et la période sèche. Lors des travaux de reconnaissance réalisés en été 1993, le niveau d'eau a été mesuré à la cote 0,40+0,50 m.

La nappe aquifère de surface doit être limitée en profondeur par la fermeture des discontinuités et latéralement par la présence des argilites, pouvant probablement donner lieu à une subdivision de cette nappe aquifère en plusieurs nappes isolées [3].

II.2. Etude piézométrique

II.2.1. Notion de la piézométrie

La carte piézométrique à une date donnée est la distribution spatiale des charges et des potentiels hydrauliques, ainsi que des conditions aux limites hydrodynamiques.

II.2.2. Principe d'établissement d'une carte piézométrique

En interpolant les mesures ponctuelles du niveau d'eau qui sont fournies sur un fond topographique, il est déterminé en utilisant les données sur les niveaux piézométriques. Une représentation claire choisit l'équidistance.

II.2.3. But de la carte piézométrique

La synthèse la plus importante d'une étude hydrogéologique est la carte piézométrique. Elle sert de base pour l'analyse, la cartographie et le comportement hydrodynamique des fonctions captives et de l'aquifère. Elle permet principalement :

- D'analyser la morphologie de la surface piézométrique et d'estimer la profondeur de la nappe.
- De tracer les lignes de courant et par conséquent les directions d'axes principaux d'écoulement, ainsi que les zones d'alimentation et/ou de drainage.
- De calculer le gradient hydraulique à différents endroits.

II.2.4. Interprétation de la carte piézométrique

La carte piézométrique ci-dessous a été créée à l'aide des mesures piézométriques effectuées dans la zone d'étude. L'examen de cette dernière permet d'identifier trois domaines :

- la première occupe la majorité de la carte où le sens d'écoulement des eaux est de direction S-W/N-E, sur la rive gauche de vallée.
- La deuxième zone se situe à la rive droite de vallée où le sens d'écoulement des eaux est vers S-E/N-W.
- La dernière zone au nord d'aquifère où le sens d'écoulement des eaux est de direction S-N.

Les eaux de ce versant sont généralement divisées vers l'axe de la vallée, et drainées vers mer. Dans ce qui suit, nous allons montrer la carte piézométrique (carte isovaleurs) en fonction de coordonnées X et Y des prélèvements. À l'aide du logiciel SURFER et en utilisant la méthode de Krigeage, il est possible de tracer ces courbes en plan ou de dessiner la surface piézométrique. Cela permet de régionaliser le phénomène et d'estimer la valeur de la piézométrie en n'importe quel point de la retenue. La carte obtenue par Krigeage montre clairement l'existence de deux zones à forte concentration (120 m au centre de la carte et 50 m au Nord-Sud de cette même carte).

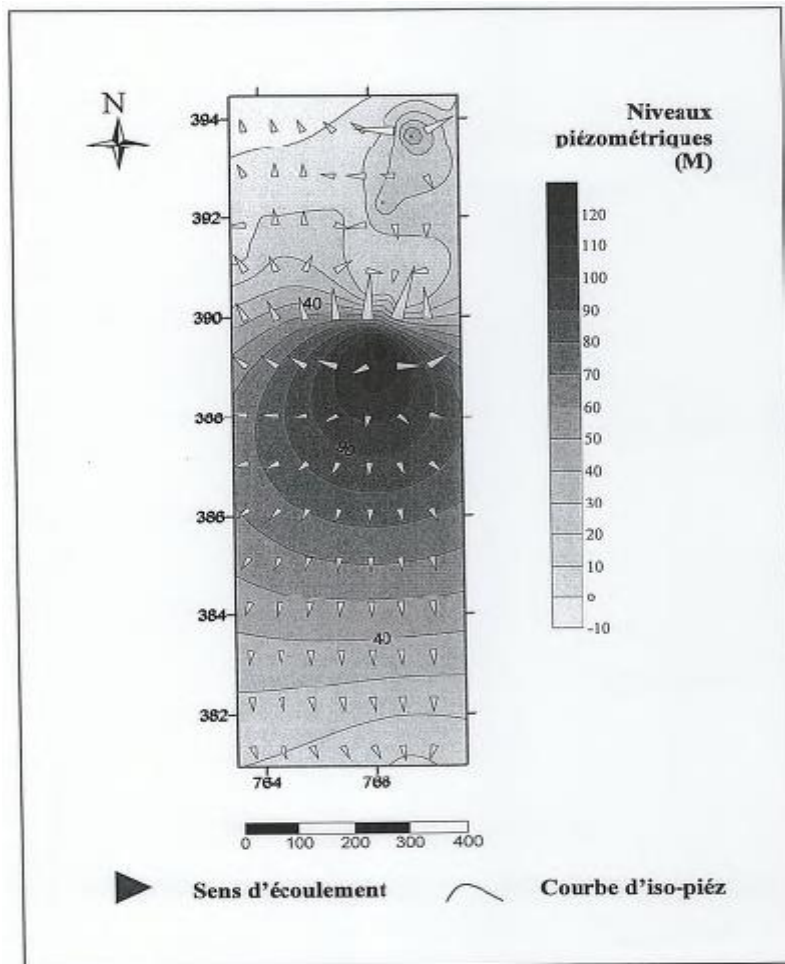


Figure 5: Carte piézométrique du secteur étudié [4].

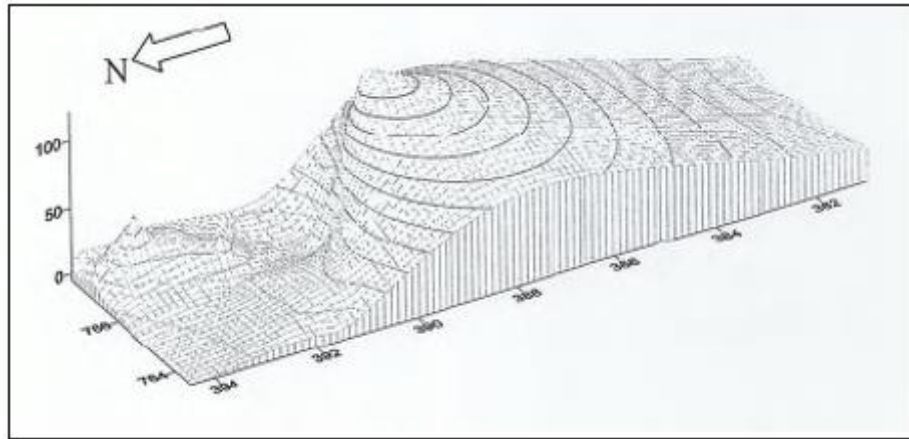


Figure 6: Vue en 3D de la surface piézométrique [4].

II.3. Niveau de la nappe

Les mesures du niveau de nappe ont été effectuées dans 7 sondages. Cette nappe a été confirmée par l'étude faite en 2003 par compagnie d'étude piézométrique (l'ANRH de Jijel), les résultats de cette étude sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 7: Caractéristique de la nappe alluviale de l'oued KISSIR [4].

N° de série	Localisation	Cote de sondage	Profondeur NP en m	Cote de NP en m
SR ₁	Lit d'oued	4,23	2,8	1,43
SR ₂	Rive gauche	22,49	8,5	13,99
SR ₃	Rive droite	7,79	6,6	1,19
SR ₄	Rive droite	5,17	8,0	-2,83
SR ₅	Rive droite	8,95	3,0	5,95
SR ₆	Rive droite cote aval	11,49	0,5	10,99
SR ₇	Rive gauche	54,67	5,0	49,67

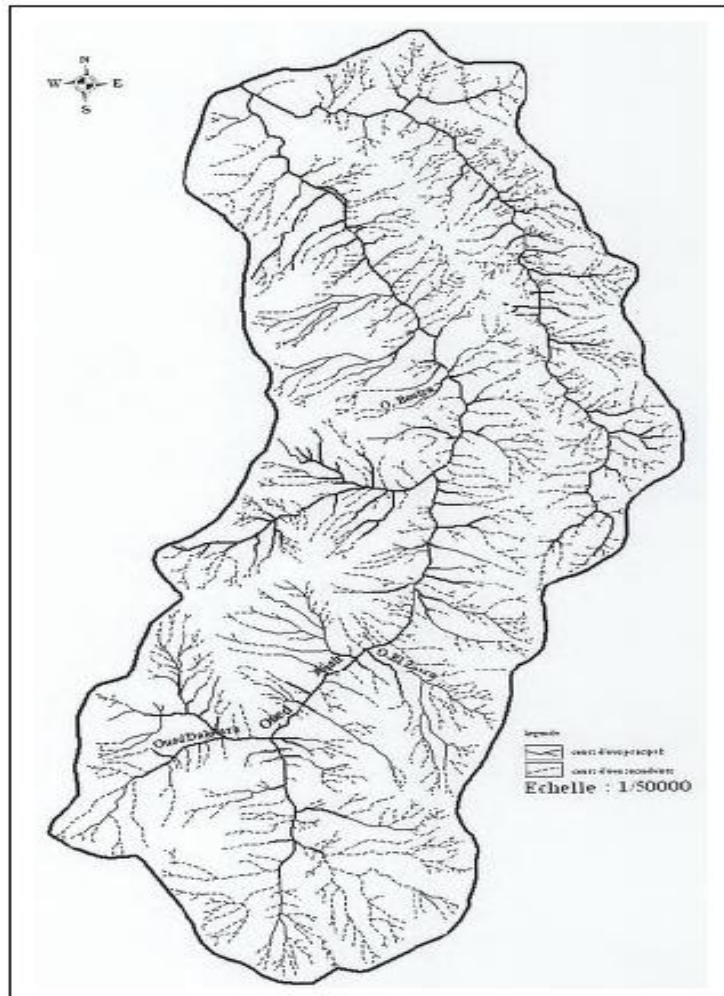


Figure 7: Réseau hydrographique [4].

II.4. Gradient hydraulique

L'allure des courbes hydro isohypses montre plusieurs gradients hydrauliques. En effet, le gradient de la côte Nord-ouest est beaucoup plus fort (courbes étalées) que celui de l'Est et du Sud.

Nous avons :

$$\text{Au Sud : } i_1 = \Delta H_1 / L_1 = 1,9 / 70 = 2,71 \cdot 10^{-2}$$

$$\text{Au Nord : } i_2 = \Delta H_2 / L_2 = 3,1 / 10 = 31 \cdot 10^{-2}$$

$$i'_2 = \Delta H'_2 / L'_2 = 4,8 / 40 = 12 \cdot 10^{-2}$$

$$\text{A l'Est : } i_3 = \Delta H / L_3 = 0,7 / 30 = 2,3 \cdot 10^{-2}$$

La variation de gradient hydraulique est due à l'hétérogénéité des formations constituant l'aquifère [5].

II.5. Géologie régionale

La géologie régionale, dans laquelle s'insère le site du barrage de KISSIR, comporte les unités structurales suivantes :

- _ Le socle Kabyle,
- _ Les unités frontales,
- _ Les unités telliennes,
- _ Les nappes supérieures,
- _ Les formations miocènes post-nappes.

Du point de vue tectonique, la région se compose de deux compartiments structuraux : le compartiment inférieur regroupant les unités frontales et le socle Kabyle, et le compartiment supérieur caractérisé par une tectonique de glissement de nappes gravitaires.

Le site du barrage et la cuvette de retenue se placent dans les nappes supérieures, et plus précisément dans deux unités de ces nappes : le flysch dissocié et le flysch numidien [2].

II.5.1. Socle kabyle

Représente l'ensemble des terrains métamorphiques anciens, antétriasiques. Il est composé d'un substratum gneissique polymétamorphique, d'un complexe phylladique combro-orvovicien, et de calcaires siluro-dévonien.

II.5.2. Unités frontales

Il s'agit des unités schistosées, plus ou moins métamorphisées, situées sous le socle kabyle. Cet ensemble est désigné sous le nom d'unités infra-kabyles ou unités externes à matériau volcanosédimentaire. Ces dernières chevauchent elles-mêmes les zones telliennes.

II.5.3. Unités telliennes

Il s'agit de nappes situées en position structurale inférieure, ou en avant-pays para-autochtone. Elles se caractérisent par des formations lacunaires et présentent de nombreuses discordances allant du lias au miocène.

II.5.4. Nappes supérieures

Regroupant toutes les unités en position structurale élevée (supérieure), elles se caractérisent par des contacts cartographiques "aplatis" ou par des structures de type gravitaire (disharmoniques).

II.6. Géologie du site

II.6.1. Lithologie

D'après les conclusions générales sur la géologie régionale, la vallée de l'oued KISSIR dans la zone de l'axe du barrage est creusée dans le compartiment structural supérieur de la petite Kabylie occidentale, comprenant les principales unités suivantes :

- Flysch dissocié ; Albo-aptien à Éocène ;
- Flysch numidien ; Oligocène terminal à Burdigalien ;

Généralement, le massif rocheux est recouvert de dépôts colluvionnaires et alluvionnaires. Les conditions de la fondation présentées par le site sont caractérisées par l'hétérogénéité de la lithologie.

II.6.1.1. *Flysch dissocié : Albo-aptien à Éocène*

Cette formation constitue le substratum sur l'axe et la plus grande partie de la fondation du barrage. Elle est composée essentiellement d'une alternance d'argilites et de grès.

II.6.1.1.1. *Les argilites*

A l'affleurement, cette formation est pratiquement inexistante. Plus facilement érodable en surface, elle donne lieu à la constitution d'un sol argileux identifié par les sondages. Ce sont des argilites gréseuses et occasionnellement des argilites marneuses de couleur variable : verdâtre, brunâtre, grisâtre ou noirâtre. Ces roches présentent localement une schistosité de direction parallèle au pendage (dans l'étude de faisabilité énoncée "silstones"). Les argilites se rencontrent en couches centimétriques à décimétriques.

II.6.1.1.2. *Les grès*

Le grès est le seul rocher qui affleure sur les deux appuis au niveau du site du barrage en couches décimétrique à métrique. Il présente une granulométrie variant de fine à moyenne, une couleur variable de blanchâtre à grisâtre et de jaunâtre à rougeâtre. Les faciès d'altérations actuels de ce type de roche sont généralement de couleur rougeâtre. La composition de la granulométrie des grès est quartzeuse et le ciment est principalement siliceux. Les grès présentent sur l'ensemble du site une intense fracturation ainsi qu'une importante altération. Les limites entre des argilites et les grès sont difficilement discernables sur le terrain en raison de l'épaisseur du recouvrement et de la couverture végétale, ce qui rend mal aisée la reconnaissance des lignes tectoniques.

En générale, au niveau du site du barrage, dans la coupe stratigraphique du flysch dissocié l'Albo-aptien à l'Éocène, les argilites prédominent sur les niveaux gréseux.

La molasse aquitano-serravallien, affleurant en hauts niveaux des versants, contient des bancs de grès à faciès numidien et des blocs du flysch dissocié, interprétés par d'autres comme des olistolites isolés ou "remaniés".

II.6.1.2. Le flysch numidien

Cette formation est bien présentée en aval de quelques dizaines de mètres de la zone de l'axe du barrage. Un imposant massif gréseux affleure sur une grande superficie, contrastant ainsi avec la "monotonie" de la formation du flysch dissocié en amont.

Le contact entre les deux formations lithologiques est anormal et bien net. Il est marqué par un abrupt tournant vers l'amont vu que les couches gréseuses de grandes épaisseurs qui constituent le massif plongent fortement vers le nord.

Le flysch numidien est composé de grès en bancs épais, massifs de 2 à 3 m d'épaisseur, constituant un ensemble de 140 à 150 m d'épaisseur. Ce sont des grès quartzeux, de teinte jaune-blanc, rouille à l'altération, à granulométrie moyenne à grossière. Intercalés entre les bancs gréseux, apparaissent des niveaux argileux centimétrique à décimétrique de couleurs variées ; rouge, noire (ou argiles varicolores). Ces filons d'argiles sont bien visibles dans le tunnel routier creusé dans la rive gauche de l'oued KISSIR. On note aussi dans ce tunnel, la présence de 1 à 40 cm de diamètre remplis par des argiles noires.

Les grès numidiens sont des roches consistantes et dures. C'est pourquoi, ils forment sur le relief des points rocheux très découpés, résistent aux agents d'érosion.

II.6.1.3. Les colluvions

Les dépôts colluvionnaires qui recouvrent les versants sont très étendus sur toute la zone du site.

Provenant de l'altération superficielle des grès et des argilites, leur épaisseur est de 1,5 m sur la rive gauche (SK 10) et les parties hautes de versants à 4 m sur la rive droite (SR 20) et les parties basses à la limite de la plaine (SK 6).

Ces colluvions sont constituées par des fragments de grès et d'argilites allant jusqu'à une échelle décimétrique, emballés dans une matrice argilo-sableuse.

Au pied du talus de l'affleurement rocheux, sur les deux appuis et en aval de l'axe, se sont accumulés des blocs de grès de taille variable parfois mêlés à des dépôts graveleux et argilo-sableux.

II.6.1.4. Les alluvions

Les dépôts alluvionnaires appartiennent au lit actuel et à la basse terrasse de l'oued KISSIR. D'après la granulométrie et la consistance ces matériaux sont constitués de graviers et

cailloux avec une matrice sableuse ; sable fin a moyen avec présence de graviers et sable fin argileux a argile sableuse parfois à aspect vaseux.

L'alternance des trois types de dépôts alluvionnaires sur la coupe géologique, traversée par les sondages de reconnaissance, est irrégulière en profondeur ainsi qu'en aval et en amont de l'axe du barrage.

Les niveaux des graviers et cailloux avec une matrice sableuse sont traversés par tous les sondages avec une épaisseur maximale de 25 m (SK 14). Ils sont constitués de grès fin, gris-jaunâtre, dur, avec un diamètre de 2 à 10 cm, prédominant 4-5 cm. La matrice est de sable fin a moyen, peu limoneux, gris-Jaunâtre (50%).

Les niveaux sableuses sont constitués de sable fin a moyen, gris-jaunâtre, peu argileux avec présence de graviers (20%). L'épaisseur maximale est de 13 m (SK 3) au niveau de l'axe. Les dépôts de sable fin limoneux-argileux a argile limoneuse, grisâtre avec des traces de matières organiques, parfois à aspect vaseux sont intercales en profondeur entre les deux formations précédentes, avec une épaisseur de 5 m (SK 9 au niveau de l'axe) a 13 m (SR 24) en aval du pont de l'oued KISSIR.

L'épaisseur maximale des matériaux alluvionnaires au niveau de l'axe du barrage est de 31,70 m (SR 1) et de 47,50 m (SR 24) en aval du site de barrage.

Les alluvions sont totalement saturées et moyennement compactées.

II.7. Structures et tectonique

La structure de la zone de KISSIR est complexe. Elle est la conséquence de plusieurs déformations liées à plusieurs phases tectoniques. Cette zone appartient au domaine des nappes supérieures de l'édifice structural de la Petite Kabylie occidentale.

II.7.1. Stratification

Les formations géologiques au niveau du site constituent un anticlinal d'axe voisin de la direction Est-Ouest (N 10°E), dont le cœur est occupé par une alternance d'argilites et des grès albc-aptiens du flysch dissocié.

Le flanc sud de l'anticlinal est visible sur le terrain où les couches plongent de 70° + 80° à subvertical vers SSE avec une direction variante de N 7°E à 95°E. A cette position, les bancs de grès sont coupés perpendiculairement par la direction locale de la vallée. Les couches continuent vers le Sud, elles sont plissées en un synclinal, dont le cœur est occupé par molasse et les alluvions.

Le flanc Nord d'anticlinal n'est pas visible sur le terrain à cause des dépôts quaternaires qui recouvrent les talus. En plus, les grès numidiens perturbent la structure géologique en cet endroit. Quelques mesures dans la zone du flac Nord montrent que les couches plongent de 60 à 75" vers le NEW avec une direction de N 70°E.

La nappe numidienne repose en contact anormal sur le flysch dissocié. Cette nappe est représentée par des grès en bancs métriques qui plongent de 65° à 85° vers le NNW, avec une direction moyenne variante entre N 70°E à N 90°E.

II.7.2. Tectonique cassante

II.7.2.1. Fractures

Dans la zone du barrage on peut observer une orientation constante de l'altitude des principales fractures selon la direction : N 75°E. 75°N qui correspond à la stratification de la nappe numidienne et aux familles de fractures principales :

- F1 - (la première) direction NE (N 40° à N 50°)
- F2 - (la seconde) NW (N 320° à N 330°)

Le pendage des principales familles de fractures varie entre 40 degrés et subvertical.

La fracturation est affectée à l'échelle centimétrique et décimétrique par de nombreux microplissements qui définissent sur les surfaces de stratification des plans de cisaillement en particulier au niveau des argilites.

D'extensions métriques, les fractures ont une ouverture de quelques millimètres à 5 cm en surface. Localement dans la zone des affleurements des gros bancs de grès numidien, en aval de l'axe du barrage, ces ouvertures peuvent être de l'ordre du mètre. Généralement ces ouvertures se referment en profondeur.

II.7.2.2. Failles

La campagne de reconnaissance géologique permet de mettre en évidence l'existence d'une faille ou zone de broyage dans la zone centrale du barrage. La faille mise en évidence est principalement de la direction subparallèle à l'oued KISSIR et appartient à la seconde famille de fracturation.

Cette faille a été indiquée par la prospection géophysique lors de la campagne de l'étude de faisabilité et a été confirmée par les sondages de reconnaissance SK 9, SK 14 et SR 19, réalisés au stade de l'étude de l'APD.

Pas une faille de la première famille de fracturation n'a pas été observée dans la zone du site [3].

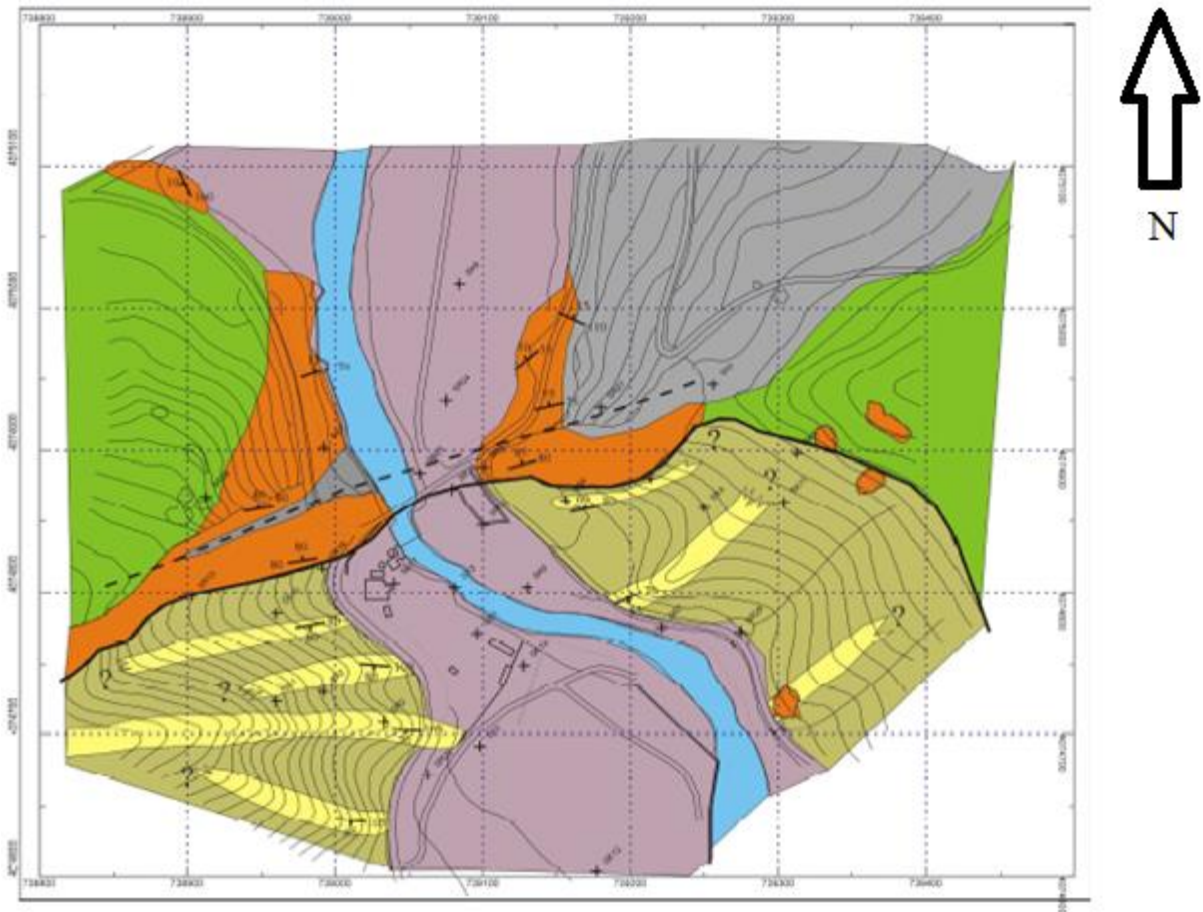


Figure 8: Géologie générale du site [2].

II.8. Sismicité

Le site a fait l'objet d'une analyse sismotectonique spécifique, dans le cadre de la révision de projet. Le rapport complet est donné en annexe au rapport de révision de projet. Les principales conclusions sont rappelées ci-après.

Trois failles potentiellement sismogéniques ont été identifiées à proximité du barrage.



Figure 9: Localisation des failles sismogéniques [2]

Le tableau suivant résume les évaluations de la magnitude (M_w) et de l'accélération maximale au sol (PGA) pour les trois sources identifiées. Pour les séismes pris en compte habituellement, à savoir le SMP (séisme maximal possible), le SMD (séisme maximal de dimensionnement) et le SBE (séisme de base d'exploitation), c'est la faille offshore qui constitue la source la plus pénalisante.

Tableau 8: Séismes de dimensionnement [2]

Source sismogénique	SMP		SMD		SBE	
	M_w	PGA (g)	M_w	PGA (g)	M_w	PGA (g)
Chevauchement offshore	7.43 ± 0.33	0.53 ± 0.10	7.06 ± 0.14	0.44 ± 0.03	6.32 ± 0.26	0.30 ± 0.04
Chevauchement occidental	7.02 ± 0.31	0.50 ± 0.08	6.38 ± 0.13	0.36 ± 0.03	5.43 ± 0.27	0.22 ± 0.03
Chevauchement de petite Kabylie	7.20 ± 0.32	0.40 ± 0.08	6.50 ± 0.14	0.27 ± 0.02	5.51 ± 0.28	0.16 ± 0.03

Les différents séismes sont définis par des spectres au rocher et par des accélérogrammes.

II.9. Risques de glissement dans la retenue

Les risques de glissement dans la retenue au cours de l'exploitation du barrage ont été analysés. Les conclusions de l'analyse, basées sur un levé de terrain, sont les suivantes :

- _ Des zones d'instabilité sont observées sur les versants de la cuvette le long de l'oued KISSIR ; par contre aucune zone d'instabilité n'est observée le long de l'affluent rive droite (Oued Tkielt),
- _ Les glissements observés sont soit anciens, soit récents ; dans ce dernier cas, ils ont été provoqués par les excavations faites au cours des travaux (zones d'emprunt, station de concassage) ou par la crue de janvier 2009.
- _ Les phénomènes observés ne touchent que la partie superficielle (0.5 mètre à 1 mètre d'épaisseur) des zones constituées d'argilites ; leurs surfaces sont réduites par rapport à la surface totale de la retenue du barrage,
- _ Les phénomènes d'instabilités ne touchent pas le substratum rocheux non altéré, et il n'est pas décelé d'indice de glissement rotationnel profond de terrain, qui pourrait mettre en cause la stabilité en masse des pentes du réservoir [2].

II.10. Topographie

Le relief topographique du site est un étranglement assez accentué, dont les flancs sont constitués de grands affleurements rocheux irréguliers. Dans cette gorge on trouve l'ancien pont et l'ancienne partie de la route N43. Sur la rive gauche il y a un ancien tunnel routier.

Cette gorge est définie par une vallée encaissée d'une largeur de 100 - 150m environ et d'une longueur de 150m environ, après laquelle les rives ont une pente plus douce et la vallée s'ouvre en amont et en aval sur une largeur de 300m environ.

Le flanc gauche à une pente moyenne de 30 degrés et le flanc droit à une pente de 20 degrés environ. Le fond de la vallée est constitué d'une plaine alluvionnaire où le lit du cours d'eau forme un méandre [6].

Chapitre III

Etude géotechnique

III.1. Aspects géotechniques de la fondation

En général, l'aspect géologique et géotechnique de la zone du site du barrage est complexe à cause de l'hétérogénéité des formations géologiques, de la fracturation intense et le plissement du substratum, en plus les dépôts colluvionnaires et alluvionnaires recouvrent presque la totalité de la zone.

L'ensemble de ces éléments aura une influence sur les caractéristiques de déformabilité et de perméabilité de la fondation.

III.1.1. Altération et décompression

Les observations faites dans les sondages et les résultats des prospections géophysiques (l'étude de faisabilité) tendent à confirmer que la profondeur d'altération est importante. L'action physique et chimique des agents atmosphérique est particulièrement importante et atteint de grandes épaisseurs en raison de la fracturation et de la forte humidité de la région.

En profondeur, on peut distinguer trois zones principales d'altération :

ZONE A : Roche ayant subi une altération profonde de la matrice, à cause de la présence d'oxyde dans la masse le long des discontinuités. La structure est encore visible. La transformation de la roche très altérée en sol résiduel est variable, principalement dans les argilites qui se désagrègent facilement en cette phase d'altération. La limite de cette zone sur l'axe du barrage en profondeur atteinte de 6 à 8 m pour la rive gauche et de 8 à 12 m pour la rive droite.

ZONE B : Roche ayant subi une altération superficielle de la matrice rocheuse, par cause de la présence d'oxyde essentiellement le long des discontinuités. La limite de cette zone en profondeur se situe entre 12 m (SK 5) et 34 m (SK 11).

ZONE C : Matrice saine, mais roche intensément a moyennement fracturée. La zone de transition entre ces trois zones d'altération est graduelle.

Généralement, d'après l'analyse des phénomènes d'altération et de décompression, on remarque que les terrains les plus altères sont localises environ sur les 12 premiers mètres. Il faut donc tenir compte de leur observation pendant la réalisation de la fondation de la digue et des ouvrages annexes, car l'altérabilité influe d'une manière défavorable sur les caractéristiques mécaniques des roches.

III.1.2. Perméabilité du massif rocheux

En total 126 essais de perméabilité de type LUGEON ont été effectués lors de l'étude d'APD (campagne ANB-ENHYD) de façon systématique au niveau du site du barrage.

De l'examen des résultats du tableau suivant on peut faire les conclusions suivantes :

- les valeurs de la perméabilité (UL) dans l'axe du barrage sur toute la profondeur étudiée (50 à 60 m) sont hétérogènes ;
- l'alternance des argilites et des grès, la stratification et le plissement intense ne permettent pas de faire une zonation par rapport à la perméabilité assez correcte ;
- sur les deux rives de la vallée (SK 1 et SR 7) dans la zone des appuis la perméabilité s'améliore en profondeur de 19,3 UL (SK 1) (terrain perméable) et devient inférieure de 0,5 UL (terrain imperméable). La profondeur de cette zone est d'environ 48 m pour la rive gauche et de 25 m pour la rive droite (SR 1). La zone imperméable (< 1 UL) au niveau du sondage SR 20 est d'une profondeur au-dessous de 50 m ;
- dans la zone centrale de la vallée, où le substratum est constitué d'une alternance de grès et d'argilite avec la prédominance du facies argileux, le massif rocheux est pratiquement imperméable (SR 1) à moyennement perméable (SK 9 de 9 à 14,5 UL) ;
- la classification des résultats moyens de perméabilité par zones présente au tableau met en relief une fondation généralement "moyennement" perméable.

La connaissance des principales familles de discontinuités et les résultats des essais d'eau dans les sondages de reconnaissance, permettent de proposer la profondeur de la zone à injecter au-dessous du niveau du fond de la fouille du noyau d'argile : pour la rive gauche à 48 m ; pour la zone centrale de la vallée à 45 m et pour la rive droite de 35 à 50 m.

La direction et l'inclinaison des sondages d'injection devront être orientés d'une telle sorte que l'on puisse à recouper de manière optimale les diaclases et les plans de stratification.

La distance définitive entre les divers sondages sera fixée sur place, après l'examen de l'efficacité des injections expérimentales dans les zones des deux rives et la zone centrale.

Tableau 9: Récapitulatif des valeurs moyennes de la perméabilité du massif rocheux

Zone	Degré de perméabilité	Unité	Profondeur de la zone (m)			
			0-20	20-40	40-60	0-60
Rive gauche	Max	UL	9,33	6,40	4,53	7,03
		K : cm/s	$1,21.10^{-4}$	$8,32.10^{-5}$	$5,9.10^{-5}$	$9,1.10^{-5}$
	Min	UL	3,60	2,25	0,93	1,93
		K : cm/s	$4,68.10^{-5}$	$2,92.10^{-5}$	$1,21.10^{-5}$	$2,51.10^{-5}$
	Moy	UL	5,80	3,80	2,05	3,68
		K : cm/s	$7,54.10^{-5}$	$4,94.10^{-5}$	$2,66.10^{-5}$	$4,78.10^{-5}$
Valée	Max	UL	-	7,80	3,27	5,97
		K : cm/s	-	$1,01.10^{-4}$	$4,25.10^{-5}$	$7,76.10^{-5}$
	Min	UL	-	1,27	0,87	1,07
		K : cm/s	-	$1,65.10^{-5}$	$1,13.10^{-5}$	$1,39.10^{-5}$
	Moy	UL	-	3,15	1,68	2,52
		K : cm/s	-	$4,1.10^{-5}$	$2,18.10^{-5}$	$3,28.10^{-5}$
Rive droite	Max	UL	21,88	4,45	5,27	12,0
		K : cm/s	$2,84.10^{-4}$	$5,78.10^{-5}$	$6,85.10^{-5}$	$15,6.10^{-5}$
	Min	UL	2,63	0,81	2,29	1,35
		K : cm/s	$3,42.10^{-5}$	$1,05.10^{-5}$	$2,98.10^{-5}$	$1,75.10^{-5}$
	Moy	UL	7,58	1,90	3,47	4,02
		K : cm/s	$9,85.10^{-5}$	$2,47.10^{-5}$	$4,5.10^{-5}$	$5,23.10^{-5}$

III.1.3. Perméabilité des alluvions

En ce qui concerne les dépôts alluvionnaires d'une épaisseur maximale de 31,70 m (SR 1), au total de 68 essais de perméabilité (type LEFRANC) ont été réalisés lors de l'étude actuelle (campagne ANB et ENHYD). Les valeurs obtenues par les essais LEFRANC sont de l'ordre de $2,4.10^{-5}$ cm/s à $1,2.10^{-2}$ cm/s. La valeur moyenne de perméabilité de l'ensemble alluvionnaire est d'environ $4,5.10^{-3}$ cm/s.

Ces dépôts ont une perméabilité moyenne a grande ce qui nécessitera à prévoir un traitement ou bien qu'ils soient traversés par une paroi moulée sur toute l'épaisseur jusqu'au substratum.

III.2. L'étude géotechnique des matériaux d'emprunts

III.2.1. Détermination des caractéristiques géotechnique des matériaux

L'étude géologique et géophysique permettre de découvrir cinq zones des matériaux utiles qu'ils sont :

- Zones d'argile I,
- Zones des argiles II,
- Zone des alluvions,
- Zone d'encrochement I,
- Zone d'encrochement II.

III.2.1.1. Zone d'argile I

De cette carrière, il prévoit de fournir les matériaux argileux nécessaires pour les éléments d'étanchéité prévus dans la construction de la digue du barrage de KISSIR. La zone d'argile I est située approximativement à 1 km en amont de l'axe du barrage et occupe une terrasse élevée dans la vallée, bien développée sur la rive gauche.

D'après les coupes géologiques, il est apparu que la zone d'argile I est recouverte en surface par une couche de terre végétale composée d'argile limoneuse et de sable, de couleur noirâtre, avec une épaisseur d'environ 0,5 mètres.

En dessous, on rencontre la couche principale de matériaux argilo-limoneux de moyenne plasticité, de couleur jaunâtre et bariolée. Aux emplacements des puits P 1, 2 et 3, le terrain est constitué de sable argileux, également bariolé.

Plus en profondeur, sous ces matériaux argileux, se trouvent des graviers et des cailloux argileux. Il est important de noter que, dans les limites de la zone d'argile I, à la profondeur des puits de reconnaissance réalisés, la nappe phréatique n'a pas été atteinte. L'accès à la zone d'argile I sera assuré par une route asphaltée.

III.2.1.2. Zone d'argile II

La zone d'argile II occupe la terrasse basse sur les deux rives de l'oued TAKIELT et une petite partie de la même terrasse de la rive droite de l'oued KISSIR.

La zone d'argile II est constituée en surface par une couverture de terre végétale représentée par du limon argilo-sableux de 0,4 à 0,5 m.

Au-dessous, on traverse la couche des matériaux argileux. Cette couche est composée d'argile sablo-limoneuse de couleur brune-jaunâtre de moyenne plasticité. Au niveau du puits P 1 le terrain est constitué de sable argileux, brun-clair.

Par endroit, en profondeur de 4 m environ on trouve des petites couches de graviers et de sable argileux.

Dans les limites de la zone d'argile II la nappe phréatique a été touchée à la profondeur de 3 à 4 m.

L'accès vers la zone d'argile II s'effectuera par une route asphaltée.

III.2.1.3. Zone d'alluvions

La zone des alluvions occupe le lit et la terrasse actuelle de l'oued KISSIR. Elle est située à 2 km en moyenne en amont de l'axe du barrage.

La zone des alluvions est constituée par des graviers, cailloux et blocs de grès avec une matrice de sable (< 2 mm \approx 10% 15%) et de prédominance des cailloux (\approx 50% + 60%). Rarement en profondeur entre les graviers on trouve des petites couches de sable argileux.

Par endroit sur les matériaux des alluvions on trouve une couverture du sable argileux d'épaisseur de 0,2 à 0,5 m.

Dans la zone des alluvions la nappe phréatique est à la profondeur moyenne de 1,4 m (de 1,0 à 2,5 m).

L'accès ver la zone des alluvions s'effectuera par une route asphaltée.

III.2.1.4. Zone d'encrochement II

Cette zone est située approximativement à 0,8 km a E - NE de l'axe du barrage.

Le facies gréseux affleure dans la plus grande partie de la surface de la zone d'encrochement II.

Il intercale des couches d'argilites d'une épaisseur de 12 m à 10 15 m (moyen 8 m).

La limite d'exploitation de la carrière est tracée dans la partie sud de la zone ou la présence d'argilites est plus faible.

Dans la carrière proposée les grès sont de grains moyens, mi-durs à durs, gris. gris-clairs, fracturées. L'épaisseur de la partie altères varie entre 2 et 6 m, on moyenne 4 m.

III.2.1.5. Zone d'encrochement I

Cette zone est située approximativement à 0,4 km à nord-est de l'axe du barrage.

La zone a été étudiée par 2 sondages d'une profondeur de 40 à 60 m SR 42. SR 44.

Le sondage SR 44 sur toute la profondeur de 60 m traverse des argilites.

Les conditions géologiques de cette zone sont défavorables et pour cela elle a été abandonnée.

III.2.1.6. Volumes d'exploitation

Le tableau récapitulatif présente en résumé les résultats obtenus des différents matériaux de construction.

Nous pouvons conclure donc que les quantités des matériaux de différentes natures sont largement suffisantes pour la construction du barrage de KISSIR.

Tableau 10: Récapitulatif des volumes disponibles des matériaux de constructions

Zones	Surface totale	Epaisseur moyenne de décapage	Volume de décapage	Epaisseur moyenne exploitable au-dessus de l'eau	Volume utile calculé au-dessus de l'eau	Epaisseur moyenne exploitable au-dessous de l'eau	Volume utile calculé au-dessus de l'eau
	m ²	m	m ³	m	m ³	m	m ³
Zone d'argile I	65000	0,5	32500	2,9	188500	-	-
Zone d'argile II	100000	0,5	50000	3,0	300000	0,2	20000
Zone des Alluvionnaires	450000	0,3	135000	1,1	495000	2,6	1170000
Zone d'encrochement II	132000	4,0	52000	25,0	3300000	-	-

Note : zone d'encrochement I abandonnée

III.2.2. Les caractéristiques géotechniques des matériaux utiles

L'ensemble de ces zones d'emprunt a été reconnu par des puits et des sondages d'après le tableau suivant :

Tableau 11: Répartition des puits et des sondages des zones d'emprunt

N°	Zone d'implantation	Profondeur (m)
SR ₄₂ SR ₄₇	Zone encrochements	36-38
10 puits	Zone des alluvions II	04
08 puits	Zone des argiles I	04
11 puits	Zone des argiles II	04

III.3. Géotechnique

Une campagne de reconnaissance par essais géotechniques sur le site et en laboratoire a été réalisée afin de définir les caractéristiques géotechniques des formations actuelles et de préciser leurs limites.

Trois types d'essais géotechniques sur site ont été effectués :

- Essais de SPT (Standard Pénétration Test),
- Essais de pénétromètre dynamique,
- Essais pressiométriques.

Six types d'essais géotechniques de laboratoire ont été réalisés :

- Analyse granulométrique,
- Limites d'Atterberg,
- Essais Proctor,
- Essais de cisaillement à la boîte de Casagrande,
- Essais Triaxiaux,
- Essais œdométriques.

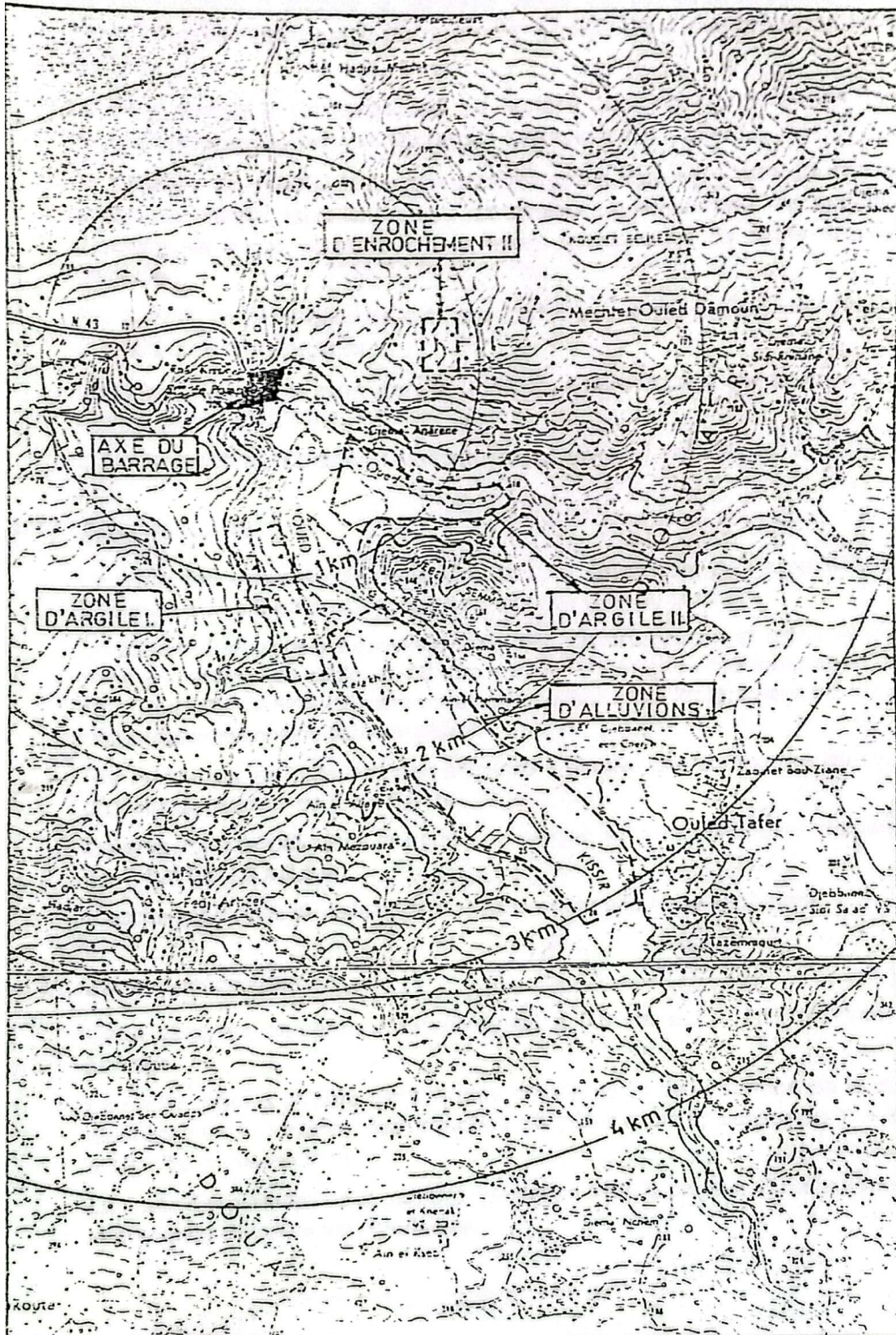


Figure 10: Plan de situation des zones d'emprunt 1/25000 [3].

Chapitre IV

Représentation technique du barrage

IV.1. Conceptions adoptées des ouvrages

L'aménagement du barrage de KISSIR comprend les ouvrages suivants :

- Digue,
- Evacuateur de crue,
- Prise d'eau et vidange de fond.

Dans l'étude des variantes, plusieurs options pour ces ouvrages ont été étudiées. Une analyse technico-économique a été réalisée en tenant compte de leur combinaison.

Dans la présente étude, les ouvrages du barrage de KISSIR sont conçus conformément aux variantes approuvées et adoptées par l'Administration, à savoir :

- Digue en alluvions avec un noyau d'argile vertical,
- Évacuateur de crues comprenant un déversoir latéral en tranchée en rive droite,
- Tunnel, en rive gauche, pour la dérivation provisoire,
- Prise d'eau et vidange de fond, réutilisant le tunnel de dérivation provisoire.

IV.1.1. Digue

IV.1.1.1. Description générale de la digue

L'axe de la digue du barrage de KISSIR est positionné au dernier rétrécissement de la vallée de l'Oued KISSIR, juste avant son débouché dans la mer Méditerranée. Cet axe adopte une forme d'arc de cercle avec un rayon de 600 mètres.

La variante choisie consiste en une digue construite à partir d'alluvions avec un noyau d'argile vertical.

Les spécifications techniques et géométriques de cette digue sont détaillées dans les plans joints, notamment les profils types de la digue.

Voici les caractéristiques techniques et géométriques de la digue :

Hauteur de la digue	49,5 m
Cote de plus hautes eaux (PHE)	47,92 m
Cote de retenue normale	44,50 m
Longueur de la crête	580 m
Largeur de la crête	8,5 m
Cote du parapet	51,25 m

Talus amont

- Pentes 1:2 ; 1:2,5 ; 1:3

- Berme de 6 m de large, a la cote 20 m
- Berme de 10 m de large, a la cote 12 m

Talus aval

- Pentes 1:2 ; 1:2,5
- Berme de 6 m de large, a la cote 20 m
- Berme de 10 m de large, a la cote 10 m

L'étanchéité de l'assise alluvionnaire du lit de l'Oued sera assurée par la construction d'une paroi moulée, qui sera enfoncée jusqu'au substratum. La profondeur de cette paroi moulée variera entre environ 4 et 31 m. Ensuite, un voile d'injection sera réalisé jusqu'à une profondeur d'environ 20 m en dessous de la paroi moulée.

Pour consolider les fondations et garantir une étanchéité adéquate des roches fracturées (UL1) dans les appuis, un voile d'injection d'environ 50 m de profondeur sera conçu. Dans la zone de fondation du noyau d'argile, un tapis d'injection d'une profondeur d'environ 5 à 7 m est prévu. Dans le but de réduire les déformations de l'assise alluvionnaire et d'éliminer tout risque éventuel de liquéfaction des matériaux sableux fins, des colonnes ballastées seront réalisées sur une longueur de 186 m le long de l'Oued. Cette zone s'étendra sur 117 m en aval et 69 m en amont de l'axe de la digue.



Figure 11: Description générale de la digue

IV.1.1.2. Etude de la digue

Les études de la digue comprennent : l'étude de filtration, l'étude de stabilité des talus et l'étude de déformations et contraintes. Ces études sont réalisées en utilisant le paquet de programmes informatiques de la firme canadienne GEO- SLOPE International Ltd., Calgary, Alberta, Canada acheté par Energoproekt- PLC, Direction Hydro-Energie.

Ce paquet comprend trois modules différents.

- SEEP/W - pour le calcul de la filtration,
- SLOPE/W-pour le calcul de la stabilité des talus,
- SIGMA/W - pour le calcul des déformations et contraintes.

Ces logiciels sont actuellement utilisés par toute une série de bureaux d'ingénieurs-conseils et elles possèdent les garanties de qualité requises. Les études de la digue du barrage de KISSIR sont réalisées en simulant le profil géologique représentatif, les dépôts alluvionnaires y ayant sa plus grande épaisseur [3].

IV.1.1.3. Protections amont et aval

Le talus en amont est protégé par un riprap d'une épaisseur de 1,25 mètre, tandis que le talus en aval est également protégé par un riprap d'une épaisseur de 0,60 mètre.

Ce type de protection sera appliqué dans la zone située entre la crête de la digue et la cote du volume mort.

IV.1.2. L'évacuateur de crues

L'évacuateur de crues est un seuil latéral situé sur la rive droite, prolongé par un coursier. Le réacheminement des débits vers l'oued se fait par le biais d'une cuiller et d'une fosse de réception aval [2].

Le choix et l'emplacement de l'évacuateur dépendent de plusieurs facteurs, à savoir : la géologie, la topographie, l'hydrologie, l'économie et les paramètres de sécurité.

L'évacuateur se compose des parties suivantes, de l'amont vers l'aval :

Le seuil déversant proprement dit, dont la longueur développée est de 42,27 m, et le bassin de réception (plots 1, 2 et 3),

Un coursier de pente égale à 3,1 %, de 15 m de largeur et de 80,325 m de longueur (plots 4, 5, 6, 7 et 8),

Un coursier de pente égale à 35 %, de 15 m de largeur et de 78,47 m de longueur (plots 9 à 11),

Une cuiller de restitution,

Une fosse de réception et un chenal de raccordement à l'oued.

IV.1.2.1. Le seuil déversant et le bassin de réception

La partie amont est une structure en béton armé comportant le seuil déversant, un mur de soutènement du côté de la rive et un radier présentant une largeur croissante vers l'aval. L'extrémité du radier comporte une marche destinée à stabiliser l'écoulement et à assurer le bon fonctionnement. Cette partie est constituée les plots 1, 2 et 3.

Le seuil déversant est un profil Creager calculé pour une charge de dimensionnement de 3,40 m. Il est prolongé côté rive par un mur en aile assurant la fermeture avec le terrain. La structure a une dizaine de mètres de hauteur. Un système d'épis drainants, à l'interface béton-fondation, permet de mettre le radier à l'abri des sous pressions.



Figure 12: Le seuil déversant

IV.1.2.2. Le coursier

Les plots suivants constituent le coursier, composé d'une partie à faible pente (plots 4 à 8) et d'une partie à pente plus élevée, suivant le terrain naturel (plots 9 à 11).

Le plot 4 est situé dans le prolongement de l'axe de la digue. Il comporte un pont permettant l'accès à la crête à partir de la rive droite de l'aménagement.

Le drainage du radier est assuré par des épis transversaux et une buse longitudinale, débouchant en radier du plot 11.



Figure 13: Le coursier

IV.1.2.3. La cuiller de restitution

La cuiller constitue le dernier plot de l'évacuateur. Elle comporte six dents de dissipation, permettant de diviser le jet entrant et d'améliorer les conditions d'impact aval.

Les principales caractéristiques de la cuiller sont les suivantes :

- Rayon de courbure : 9 m,
- Cote du point bas : 5,00 NGA,
- Angle de tir : 30° pour la cuiller et 45° pour les dents.

Le canal d'évacuation est d'une largeur de 25 m, d'une longueur de 195 m, et des parements d'une pente de 1/2, la cote du fond étant 0,00.



Figure 14: La cuiller de restitution

IV.1.2.4. La fosse de réception

Une fosse de réception est prévue en aval de la cuiller. Elle est excavée jusqu'à la cote -2 NGA. La partie amont de la fosse, sur une longueur de 25 m, est protégée par une couche d'enrochements bétonnés. Le reste de la fosse est protégé par une couche d'enrochements libres.

La fosse est prolongée par un chenal excavé dans la terrasse existante et assurant le raccordement au lit de l'oued, un peu en amont du pont sur la RN43.



Figure 15: La fosse de réception

IV.1.2.5. Consignes particulières liées à l'évacuateur de crue

L'évacuateur étant constitué d'un seuil libre et ne disposant d'aucun organe hydromécanique, donc il n'y a pas de consignes particulières à observer en cas de crues.

IV.1.2.6. Inspection post-crue

Il est fortement recommandé, après chaque crue significative, c'est dire lorsque le débit évacué a dépassé 100 m³/s environ, d'effectuer une inspection :

- _ Du seuil,
- _ Du coursier et des bajoyers,
- _ De la cuiller,
- _ Du bassin de dissipation.

Le bassin de dissipation n'est pas excavé jusqu'au niveau susceptible d'être affouillé en cas de crue exceptionnelle. Les enrochements de protection de ce bassin de dissipation sont destinés à tapisser la fosse et à s'adapter aux déformations de celles-ci, qui sont inévitables en cas de crue importante.

Tableau 12: Caractéristiques de l'évacuateur de crue [6].

N°	Désignation	Valeurs
1	Type d'évacuateur	Latéral en tranchée (rive droite)
2	Longueur du seuil	35 m
3	hauteur de la lame déversant	2,62 m
4	Côte des plus hauts	44,50 m
5	Crue de probabilité Q 0,1%	184 m ³ /s

IV.1.3. Le circuit de prise d'eau

IV.1.3.1. Description des organes de prise d'eau

IV.1.3.1.1. Description générale

Le circuit de prise d'eau comprend :

- 3 pertuis de prise, dont le fil d'eau est calé aux cotes 32,30 NGA, 24,80 NGA et 17,30 NGA,
- Une conduite métallique de diamètre 1 000 mm, se raccordant à la conduite d'alimentation de l'usine de traitement située en aval,
- Une vanne aval.



Figure 16: La tour de prise

IV.1.3.1.2. Les pertuis de prise

Les trois pertuis sont identiques (aux cotes de calage près) et comportent successivement :

- Une grille métallique inclinée,
- Une vanne de garde amont,
- Un tronçon de conduite horizontale de diamètre 1 000 mm, équipé d'une vanne papillon, et se raccordant à la conduite verticale commune aux trois pertuis.

IV.1.3.1.2.1. La grille métallique

La grille métallique a une hauteur de 2,90 m et une largeur de 2,03 m. Elle est constituée de barres métalliques reposant sur 2 appuis intermédiaires et raidies par 8 entretoises.

IV.1.3.1.2.2. La vanne de garde amont

La vanne de garde est une vanne wagon obturant un pertuis carré de 1 000 mm x 1 000 mm. Elle est conçue pour obturer le pertuis ouvert sous son propre poids. Elle est manœuvrable depuis le plancher supérieur de la tour à la cote 49,50 NGA.

IV.1.3.1.2.3. La conduite horizontale

La conduite horizontale raccorde le pertuis à la conduite verticale commune. Elle présente en plan un coude de 90 degrés pour les pertuis aux cotes 17,30 NGA et 24,80 NGA et un coude de 45 degrés pour le pertuis à la cote 32,30 NGA.

Elle est équipée d'une vanne papillon de 1 000 mm de diamètre nominal.

IV.1.3.1.3. La conduite de diamètre 1000 mm

La conduite métallique est composée de trois tronçons distincts :

- Une partie verticale, de la cote 36,575 NGA à l'entrée en galerie à la cote 2 NGA,
- Un joint de compensation entre la partie verticale et la partie subhorizontale en galerie,
- Une partie subhorizontale en galerie,
- Une extrémité localisée dans la chambre des vannes aval.

IV.1.3.1.3.1. La partie verticale

La partie verticale est située à l'extérieur du fût de la tour, enrobée de béton dans une excroissance de la tour.

Elle est obturée en partie haute par un fond plein, et équipée d'un reniflard débouchant sous la passerelle d'accès à la tour.

IV.1.3.1.3.2. Le joint de compensation

Le joint de compensation est de marque Trelleborg type Tegulex EPDM. La longueur du joint (sens amont-aval) est de 250 mm.

IV.1.3.1.3.3. La partie subhorizontale en galerie

La partie subhorizontale suit le radier de la galerie de dérivation provisoire. Elle est protégée par un enrobage en béton.

IV.1.3.1.3.4. L'extrémité dans la chambre des vannes

A la sortie de la galerie, la conduite est équipée :

- D'un débitmètre à ultrason,
- D'une vanne papillon permettant d'isoler la conduite de la partie aval de raccordement à la station de traitement.

IV.1.3.2. Choix du niveau de prise

La présence de trois niveaux de prise permet de choisir le niveau le plus approprié, en fonction de la cote du plan d'eau et de la saison.

Il est prématuré de préciser :

- S'il est préférable de soutirer à un seul niveau,
- Ou au contraire de procéder à un mélange par soutirage à deux ou trois niveaux (si la retenue le permet).

Le choix du niveau de soutirage doit se faire en concertation avec l'usine de traitement, en fonction de la température de l'eau et éventuellement d'une stratification de ses propriétés chimiques, et sur la base d'essais et analyses comparatifs des différentes options de soutirage.

IV.1.4. Manœuvres ordinaires des organes de prise

IV.1.4.1. Principe général

Le principe général de fonctionnement du circuit de prise, en situation normale, est le suivant :

- Pour le (ou les) niveau(x) de prise utilisé(s), toutes les vannes du circuit sont entièrement ouvertes, le réglage du débit se faisant au niveau de l'usine,
- Pour le (ou les) niveaux(x) de prise non utilisé(s), la vanne papillon située immédiatement après le pertuis de prise d'eau est fermée, les autres vannes du circuit étant ouvertes.

IV.1.4.2. La grille

La grille de chaque prise est fixe et ne nécessite pas de consigne particulière de fonctionnement.

Les seules précautions à prendre concernent d'éventuelles obstructions par les corps flottants.

La forme inclinée de la grille permet un auto-nettoyage lorsque le plan d'eau remonte, à condition qu'il n'y ait pas d'écoulement à ce niveau, c'est à dire à condition que la vanne papillon soit fermée. Il est toutefois recommandé, lorsque le plan d'eau découvre une grille :

- De fermer la vanne papillon à ce niveau, si celle-ci est ouverte,
- Puis d'inspecter la grille à l'aide d'une embarcation et éventuellement procéder au nettoyage nécessaire.

IV.1.4.3. La vanne de garde

La vanne de garde doit être en permanence levée et disposée légèrement au-dessus du pertuis.

Il est recommandé de la disposer à une longueur de brimbale du pertuis.

IV.1.4.4. La vanne papillon de prise

La vanne papillon doit être totalement ouverte pour le(s) niveau(x) de prise en fonctionnement et totalement fermée pour le(s) niveaux de prise non fonctionnels.

Il est fortement recommandé de ne pas utiliser la vanne papillon du niveau de prise pour effectuer le réglage du débit.

IV.1.4.5. La vanne papillon aval

La vanne papillon aval doit être en permanence totalement ouverte.

IV.1.5. Manœuvres exceptionnelles des organes de prise

Les manœuvres exceptionnelles des organes de prise concernent principalement les vannes de garde. Elles peuvent intervenir dans les cas suivants :

- Incident constaté sur le circuit d'eau (rupture de conduite ou fuite anormale),
- Opérations de maintenance ou de réparation des vannes nécessitant la mise hors d'eau du circuit.

Bien que les vannes de garde soient conçues pour fermer (et ouvrir) à pleine charge ou à plein débit, il est recommandé de les fermer en eau morte si la situation le permet.

La vanne papillon aval, située dans la chambre des vannes aval, peut être fermée s'il est nécessaire d'intervenir sur le tronçon de conduite situé entre la chambre des vannes et l'usine, sans vider la conduite de prise. Il est fortement recommandé d'utiliser cette vanne en tout ou rien, et de ne pas l'utiliser pour régler le débit de prise.

IV.1.6. Remplissage de la conduite

Les modalités de remplissage de la conduite dépendent du mode d'obturation de celle-ci. Si l'obturation est réalisée par les vannes papillon, le remplissage de la conduite sera réalisé en ouvrant le by-pass de chaque vanne.

Si l'obturation est réalisée par les vannes de garde amont, on procédera aux opérations suivantes :

- Fermeture des vannes papillon situées en aval immédiat,
- Remplissage du tronçon de conduite situé entre la vanne de garde et la vanne papillon en levant légèrement la vanne de garde,
- Après remplissage du tronçon, ouverture complète de la vanne de garde en eau équilibrée,
- Enfin remplissage de la conduite par les by-pass des vannes papillon.

IV.1.7. Le circuit de vidange

IV.1.7.1. Description du circuit de vidange

Le circuit de vidange comprend :

- Une grille en béton,
- Une vanne wagon de garde,
- Une conduite métallique de diamètre 2 000 mm,
- Une vanne papillon de garde aval,
- Une vanne de réglage à jet creux.

IV.1.7.1.1. La grille en béton

La partie amont du circuit de vidange est formée d'une structure en béton constituée d'un radier, de barreaux formant la grille proprement dite, et d'un toit en béton muni d'une ouverture permettant la visite intérieure de la structure.

La structure en béton comporte une forme hydraulique, se raccordant à la partie amont de la conduite et formant un carré de 2 000 mm de côté. Le fil d'eau est calé à la cote 8,00 NGA.

IV.1.7.1.2. La vanne wagon de garde

La vanne de garde est une vanne wagon obturant un pertuis carré de 2 000 mm x 2 000 mm. Elle est conçue pour obturer le pertuis ouvert, fonctionnant à plein débit, sous son propre poids. Elle est manœuvrable depuis le plancher supérieur de la tour à la cote 49,50 NGA.

IV.1.7.1.3. La conduite métallique

La conduite métallique de 2 000 mm de diamètre comporte :

- Une forme de raccordement en S,
- Un joint de compensation au droit de la jonction tour de prise – galerie de dérivation,
- Une partie subhorizontale localisée dans la galerie de dérivation.

IV.1.7.1.3.1. La forme de raccordement

La forme de raccordement permet de passer de la cote 8,00 NGA (fil d'eau du pertuis de prise) à la cote 2,00 NGA (fil d'eau de la conduite à l'entrée de la galerie). Cette partie de la conduite est équipée d'un reniflard débouchant sous le plancher supérieur de la tour, et d'un by-pass destiné à permettre le remplissage maîtrisé de la conduite aval après vidange de celle-ci.

IV.1.7.1.3.2. Le joint de compensation

Le joint de compensation est de marque Trelleborg type Tegulex EPDM. La longueur du joint (sens amont-aval) est de 300 mm.

Les mouvements admissibles sont de 40 mm en compression, 30 mm en traction et 30 mm en cisaillement.

IV.1.7.1.3.3. La partie subhorizontale

La partie subhorizontale suit la galerie de dérivation provisoire. Elle est protégée par un enrobage de béton. Elle est équipée de trous d'homme permettant en cas de nécessité l'inspection de l'intérieur de la conduite.

IV.1.7.1.4. Le vanne aval

La conduite est équipée à son extrémité d'une vanne papillon de garde, puis d'une vanne de réglage à jet creux. Les deux vannes sont manœuvrables depuis le plancher supérieur de la chambre des vannes.

A l'aval de la vanne à jet creux, un blindage métallique protège la chambre de restitution et assure la tranquillisation du jet avant restitution à l'oued.

IV.1.8. Fonctionnement de la vidange

La vidange de fond est principalement un organe de sécurité, ayant pour fonction principale la maîtrise du plan d'eau en cas de nécessité (incident, crue exceptionnelle, etc.).

La vidange de fond doit par conséquent être utilisée :

- Lorsqu'une situation exceptionnelle se présente,
- Périodiquement à titre de manœuvres de contrôle et d'entretien.

L'utilisation de la vidange en tant qu'organe de dévasement est illusoire, sauf très localement à proximité immédiate du puits de vidange.



Figure 17: La vidange

IV.1.9. Courbe de tarage de la vidange

La figure suivante représente la courbe de tarage de la vidange de fond en fonction de la cote du plan d'eau, pour une ouverture totale de la vanne à jet creux.

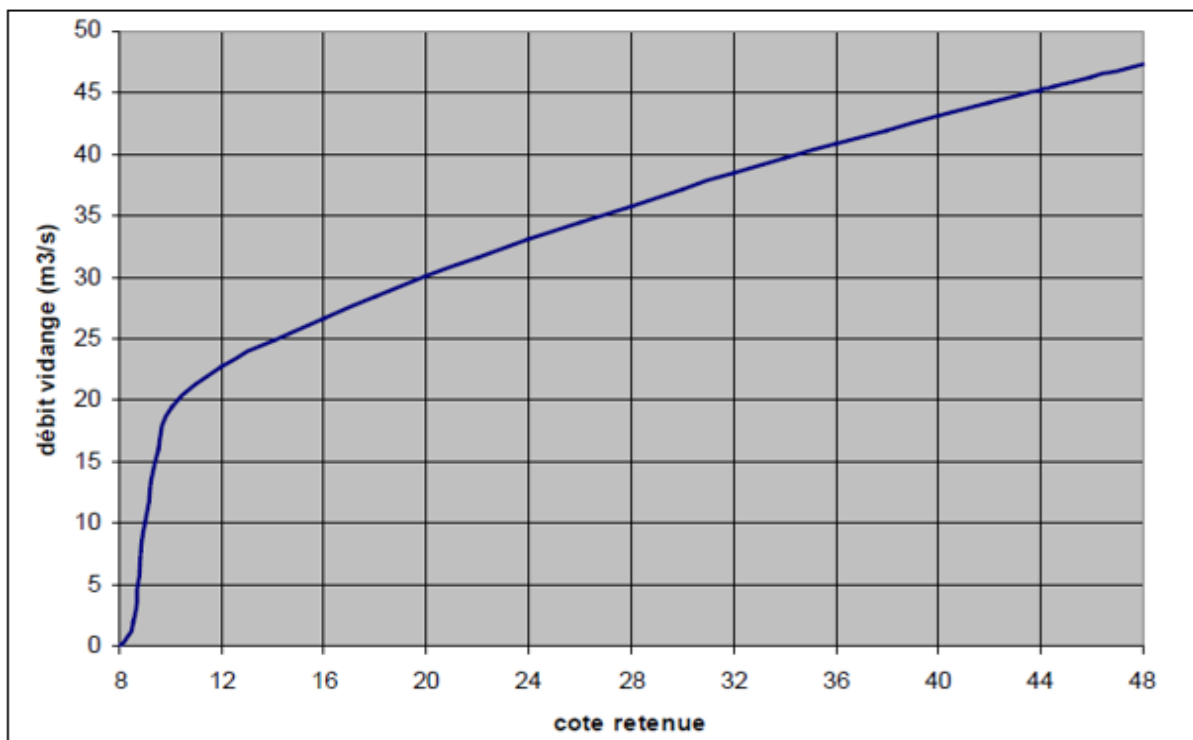


Figure 18: Courbe de tarage de la vidange de fond

IV.1.10. Situation normale du circuit de vidange

En situation normale, c'est à dire hors période de fonctionnement de la vidange, la situation du circuit doit être la suivante :

- Vanne de garde amont ouverte,
- Vanne papillon aval ouverte,
- Vanne à jet creux aval fermée.

Il est en particulier fortement recommandé de ne pas obturer le circuit de vidange par la vanne de garde amont.

IV.1.11. Manœuvres de la vidange

Les manœuvres de la vidange de fond consistent à ouvrir, totalement ou en partie, la vanne à jet creux aval. Au cours de ces manœuvres, la vanne de garde amont et la vanne papillon aval devront être entièrement ouvertes.

Les manœuvres de la vanne à jet creux, en particulier les vitesses d'ouverture et de fermeture, seront conformes aux recommandations du fournisseur.

Comme indiqué plus haut, on peut distinguer deux circonstances de manœuvre de la vidange de fond :

- Des manœuvres correspondant à des essais de contrôle périodiques,
- Des manœuvres correspondant à des situations exceptionnelles.

IV.1.11.1. Essais périodiques

Il est recommandé de procéder à des essais périodiques de la vanne à jet creux pour s'assurer de son bon fonctionnement. Il est suggéré de réaliser une manœuvre tous les six mois :

- L'une en procédant à l'ouverture totale de la vanne,
- L'autre en limitant l'ouverture à 50 % du débit maximal.

La durée des essais est à moduler en fonction de la cote du pan d'eau. Il est suggéré, à titre provisoire, de prévoir des essais d'une demi-heure.

IV.1.11.2. Manœuvres en situation exceptionnelle

Ces manœuvres correspondent à l'utilisation de la vidange de fond en tant qu'organe de sécurité du barrage. Elles peuvent être déclenchées en cas d'incident (désordres faisant suite à un séisme par exemple) nécessitant la maîtrise du niveau du plan d'eau.

La consigne de manœuvre doit être adaptée au cas par cas, mais le principe est de procéder à l'ouverture totale de la vanne jusqu'à la maîtrise du plan d'eau.

IV.1.12. Manœuvres de la vanne de garde

Comme indiqué plus haut, la vanne de garde doit être en permanence ouverte. Il est recommandé de la stocker à une longueur de brimbale au-dessus du pertuis de vidange.

La vanne de vidange ne doit être fermée que dans les circonstances exceptionnelles suivantes :

- Incident sur la conduite (fuite) ou opération de visite et de maintenance de la conduite,
- Nécessité d'intervention sur la vanne papillon aval.

Il est rappelé que la vanne de garde est dimensionnée pour fermer sous son propre poids à pleine charge et à plein débit.

IV.1.13. Remplissage de la conduite de vidange

Le remplissage de la conduite de vidange se fera par l'intermédiaire du by-pass de la vanne de garde en réalisant les opérations suivantes :

- Fermeture de la vanne à jet creux (si elle est ouverte),
- Ouverture de la vanne papillon aval (si elle est fermée),
- Ouverture du by-pass et remplissage,
- Ouverture de la vanne de garde après remplissage de la conduite.

Bien que la vanne de garde soit dimensionnée pour pouvoir être ouverte à pleine charge et à plein débit, il n'est pas recommandé d'utiliser cette vanne pour le remplissage de la conduite.

IV.1.14. By-pass entre les conduites de prise et de vidange

Un by-pass est prévu entre la conduite de vidange et la conduite de prise d'eau, à l'extrémité de ces conduites, c'est à dire en amont immédiat de la chambre des vannes.

Les deux conduites n'ayant pas vocation à communiquer, ce by-pass doit être en permanence fermé.

Il ne doit être ouvert que pour effectuer le remplissage d'une de deux conduites à partir de l'autre, dans le cas en principe exceptionnel où les procédures de remplissage des conduites de prise et de vidange, décrites plus haut, ne peuvent fonctionner (par exemple si les deux vannes du by-pass de remplissage ne peuvent être ouvertes) [2].



Figure 19: By-pass entre les conduites de prise et de vidange

Chapitre V

Etude de stabilité du barrage

V.1. Définition de la stabilité

Un barrage est généralement considéré comme stable lorsque les forces qui tendent à faire glisser la structure sont inférieures aux forces qui tendent à le préserver. Il faut par conséquent, déterminer les charges statiques et les forces antagonistes résultant des contraintes normales et des cisaillements qui existent en supposant les surfaces de glissement possibles. Le rapport de ces deux forces est utilisé pour définir le coefficient de sécurité par rapport à la valeur de glissement [7].

V.2. Définition du glissement de terrain

Le glissement de terrain est le déplacement d'une masse de sol d'un volume constant, à des profondeurs et épaisseurs variables, généralement de manière lente, le long d'une pente, avec une surface de rupture évidente (surface de cisaillement). Ce phénomène se manifeste le plus souvent sur un terrain saturé, entraînant des dommages matériels et humains importants [6].

V.3. Causes du glissement

Il est important d'étudier les racines et les causes principales de ce phénomène de glissement de terrain dans le cas de talus naturelles ou de remblais artificiels afin de régler le problème posé par les glissements de terrain.

L'environnement physique, ou le terrain et la géologie, déterminent comment une glissade se manifestera. Elles touchent non seulement les zones montagneuses et côtières, mais aussi les bassins à forte densité de vides souterrains et les sols argileux sensibles aux changements de la teneur en eau. Les chocs sismiques peuvent causer des glissements, et les activités humaines peuvent aussi créer des changements.

Les mouvements du sol ont généralement lieu lorsque la résistance du sol est inférieure aux forces motrices induites par la gravité, les eaux souterraines ou le travail. Les règles de la mécanique sont naturellement suivies par leur dynamique. En raison d'inconnues concernant les conditions initiales, les propriétés mécaniques du terrain, les conditions hydrauliques et les conditions initiales, les choses sont très complexes en pratique.

V.3.1. Nature et géologie du terrain

En particulier, les argiles de qualités très défavorables (imperméable, gonflables, fragiles, réactives à certains agent chimiques) peuvent jouer un rôle important dans la détermination de

la capacité du talus à résister au glissement. Par conséquent, il est important d'identifier soigneusement les éléments liés à la stabilité à glisser dans la structure géologique du terrain.

V.3.2. Action de l'eau

L'eau a un impact significatif sur l'équilibre du terrain qu'elle traverse, que ce soit en surface ou en sous-sol. Dans les structures artificielles, cela peut entraîner de profonds problèmes.

L'érosion provoquée par l'écoulement lent ou rapide des eaux de surface peut parfois avoir des conséquences dramatiques sur l'équilibre global du sol.

Ce problème peut affecter les barrages de terre de deux manières : soit en comblant le bassin s'il est exposé à une érosion importante, soit en érodant les talus de la digue, en particulier en aval, s'ils ne sont pas suffisamment protégés.

Les propriétés mécaniques d'un terrain changent en présence d'eau, qu'elle soit au repos ou en mouvement, et les pressions interstitielles deviennent apparentes.

Ainsi, pour évaluer la stabilité au glissement, il est très important de déterminer la ligne de saturation et de réaliser les calculs en tenant compte des caractéristiques mécaniques du matériau correspondant, tout en prenant en considération les pressions interstitielles.

V.3.3. Actions mécaniques extérieures

Par actions mécaniques externes, nous entendons toute altération de l'état d'équilibre provoquée par l'enlèvement du support ou l'ajout de plus de poids au talus.

Ce chargement peut se faire par un événement naturel tel que l'érosion par l'eau ou par le vent ou encore par les séismes ou les volcans. Cependant, elle pourrait être le résultat direct de l'activité humaine, comme la construction sur un remblai ou l'enlèvement de matériaux de sa base [8].

V.4. Différents types du cercle de glissement

Les différentes formes de rupture circulaire qui peuvent se produire :

- Les cercles de pied de talus : ils sont plus courants dans le cas des ouvrages en remblai sur sols non compressibles.
- Les cercles de talus : ils apparaissent dans les sols hétérogènes ; la base du cercle correspondant à une couche plus résistante.
- Les cercles profonds : ils se produisent lorsque le sol situé sous le niveau du pied de talus est de mauvaise qualité [9].

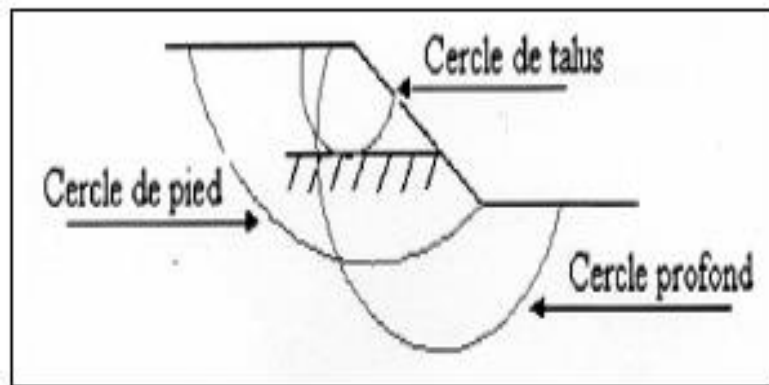


Figure 20: Différents types de rupture circulaire [10].

V.5. Notion du coefficient de sécurité

Pour juger si un talus naturel ou artificiel est stable ou non il est nécessaire d'introduire la notion de coefficient de sécurité qui est une grandeur adimensionnelle.

Le coefficient de sécurité (F_s) est par définition donné par l'expression suivante :

$$F_s = \frac{\sum \text{moments.résis} \tan \phi}{\sum \text{moments.moteurs}} \quad (1)$$

Par conséquent, en supposant une ligne de glissement probable et en cherchant l'équilibre de la masse mobile, nous supposons qu'une rupture dans le talus est sur le point de se produire pour les paramètres donnés. Ce processus consiste à suivre les forces agissant sur cette masse et à produire le moment moteur qui fait bouger le matériau. Le matériau de la pente crée sur la ligne de glissement des contraintes de cisaillement qui sont opposées au moment moteur, qui fournit le moment de résistance, afin de maintenir son équilibre.

-) Coefficient de sécurité admissible

Une fois le coefficient de sécurité déterminé, il s'agit de conclure si l'ouvrage serait stable ou non. Pour cela, il est nécessaire de comparer le coefficient critique à un coefficient dit admissible. Ce coefficient de sécurité est fixé d'après l'expérience et il varie selon que l'on se trouve dans le cas de sollicitation normale ou exceptionnelle [6].

Tableau 13: Valeurs du coefficient de stabilité admissible

Combinaison des forces appliquées	Valeur du coefficient de sécurité admissible
Conditions normales	1,3 à 1,5
Conditions exceptionnelles (en cas de séisme)	1,00 à 1,10

V.6. Les ruptures

En théorie, les ruptures à plat sont un cas particulier relativement simple. Le calcul est beaucoup plus difficile pour les surfaces de rupture de toute forme.

L'approche de l'équilibre limite peut être utilisée pour évaluer la stabilité des pentes à l'aide de méthodes linéaires et non linéaires. Les méthodes non linéaires nécessitent une procédure itérative, alors que les méthodes linéaires sont des méthodes de calcul directes (F_s) [10].

V.7. Les différentes causes de rupture

Des problèmes techniques peuvent se présenter sous forme, de défaut de fonctionnement des vannes ou bien un défaut de conception dans la construction, de mauvais choix de matériaux, de type de barrage, de la nature des fondations ou encore de l'âge de l'ouvrage.

Des inondations extraordinaires avec des intensités plus élevées que celles prises en compte lors de la conception des évacuateurs, les séismes.

Des causes humains se résumer dans les études préalables non approfondies, contrôle d'exécution insuffisant, erreurs d'exploitation, défaut de surveillance et d'entretien ou encore actes de sabotage.

V.8. Choix de la méthode de calcul de la stabilité du glissement de talus

De nos jours, plusieurs méthodes existent pour le calcul de la stabilité des talus. La méthode la plus couramment utilisée est la méthode des tranches, également appelée méthode suédoise. Elle a été étudiée par Petterson et développée par Fellenius, Bishop et Nonveiller [8].

Pour les barrages, il est préférable d'utiliser la méthode des tranches de "Fellenius", car elle donne généralement des coefficients de sécurité modérés, ce qui est plus sécuritaire.

V.9. Méthode des tranches de Fellenius

Fellenius suppose que la ligne de glissement soit circulaire. À partir d'un centre « O », on trace un cercle de rayon « R ». Pour vérifier la stabilité de ce talus vis-à-vis du risque de glissement, on calcule leur coefficient de sécurité (F_s) en procédant comme suit :

_On divise le massif glissant en tranches verticales de largeur égale (bb).

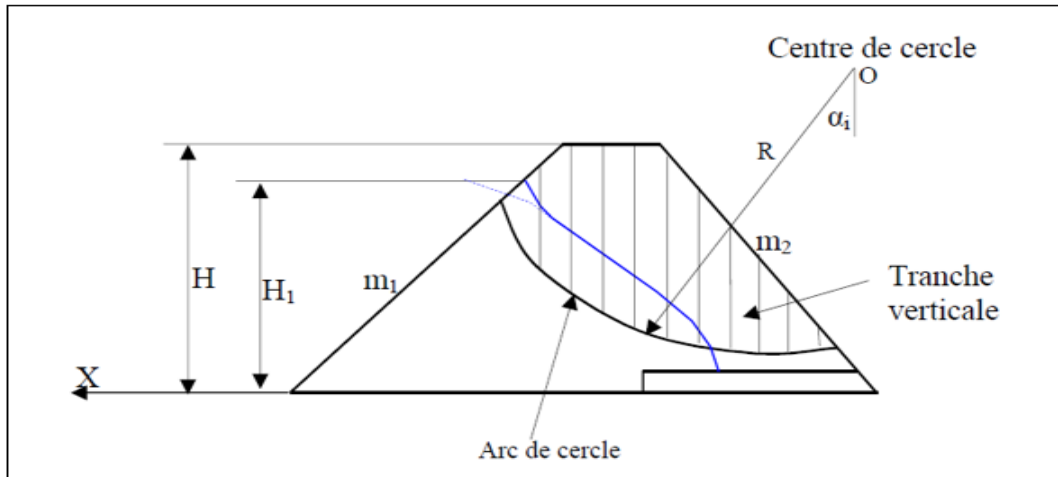


Figure 21: Calcul de la stabilité au glissement

_ Pour chaque tranche, on calcule l'ensemble des forces qui s'y appliquent et on étudie son équilibre avant de passer à l'équilibre de l'ensemble du massif.

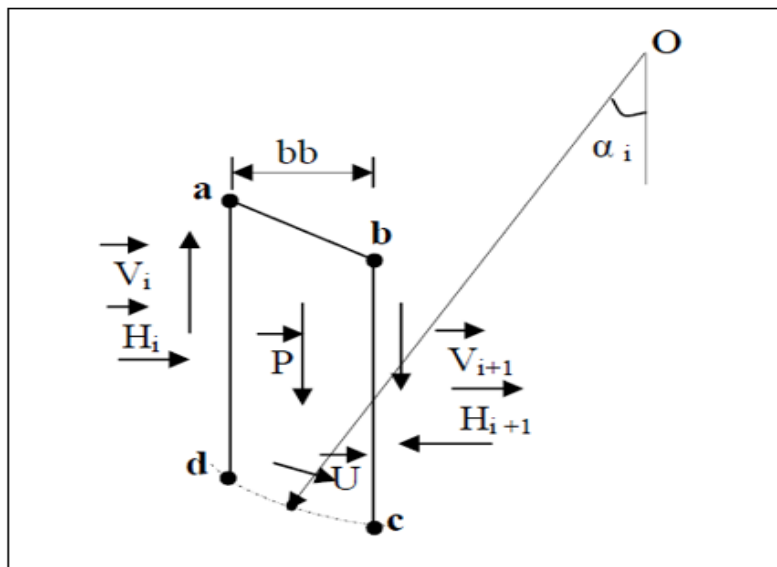


Figure 22: Forces agissants sur une tranche

La force qui s'exerce sur chaque tranche « i » seraient :

- le poids « Pi ».

$$P_i = \gamma_i \cdot h_i \cdot bb_i \quad (2)$$

Où

Pi : Le poids de la tranche considérée.

hi : hauteur moyenne de la tranche.

bb_i : largeur de la tranche.

Le poids P_i est décomposé en deux forces :

La première force est une force de glissement tangente au cercle de glissement et dont la direction est la droite orthogonale à la droite reliant le milieu de la tranche et le centre du cercle.

$$T_i = P_i \cdot \sin(\alpha_i) \quad (3)$$

La deuxième force est une force normale au cercle de glissement et donc elle engendre une force de frottement.

$$N_i = P_i \cdot \cos(\alpha_i) \quad (4)$$

$$N_i \cdot \text{tg}(\varphi_i) = P_i \cdot \cos(\alpha_i) \cdot \text{tg}(\varphi_i) \quad (5)$$

-Force de cohésion du matériau serait :

(C_i, L_i) avec L_i longueur de la surface de glissement de la tranche « i »

-La force de pression d'infiltration ou force interstitielle (U_i).

$$U_i = \gamma_w \cdot h_{wi} \quad (6)$$

γ_w : Poids spécifique de l'eau

h_{wi} : hauteur verticale entre le milieu de la base de la tranche d'une part et le point d'intersection de l'équipotentiel passant par le point défini ci-dessus et la ligne de saturation d'autre part.

- les forces de réaction entre les tranches qu'on peut décomposer en :

Forces horizontales : H_i et H_{i+1}.

Forces verticales : V_i et V_{i+1}.

Dans la méthode de Fellenius ces forces s'annulent entre elles.

On obtient l'expression du coefficient de sécurité par la méthode de Fellenius :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n \left[\frac{C_i \cdot b_i}{\cos(\alpha_i)} + \left(P_i \cdot \cos(\alpha_i) - \frac{U_i \cdot b_i}{\cos(\alpha_i)} \right) \text{tg}(\varphi_i) \right]}{\sum_{i=1}^n [P_i \cdot \sin(\alpha_i)]} \quad (7)$$

Avec.

F_s : coefficient de stabilité d'un cercle de glissement quelconque.

P_i : poids de la tranche i considérée.

C_i : cohésion du matériau constituant la base de la tranche i .

φ_i : Angle de frottement interne du matériau constituant la base de la tranche i .

α_i : Angle entre le rayon du cercle de glissement passant par le milieu de la base de la tranche i et la droite verticale passant par le centre du cercle de glissement [8].

V.10. Méthode des tranches de Bishop simplifiée

En 1954, Bishop a apporté une amélioration à la méthode de Fellenius, en considérant que, pour toute tranche étudiée, $V_n - V_{n+1} = 0$ ce qui permet de considérer les efforts inter-tranches horizontaux uniquement. Le coefficient de sécurité F_s s'exprime par cette méthode comme suit :

$$F_s = \left(\frac{1}{\sum_{n=1}^{n=m} w_n \sin \alpha} \right) \cdot \sum_{n=1}^{n=m} \frac{(W - u_n \cdot b) \operatorname{tg} \varphi_i + c_i \cdot b}{\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F_s}} \quad (8)$$

Tous les termes sont connus et le coefficient de sécurité F_s est calculé par itérations successives, la première itération est faite en adoptant, comme valeur F_s , le coefficient de sécurité obtenu par la méthode de Fellenius. La méthode simplifiée de Bishop est généralement utilisée avec traitement par ordinateur. On a vu comment calculer le coefficient de sécurité F_s , pour un cercle donné à priori. Pour connaître F_s , réel d'un talus, il faut définir le cercle donnant la valeur minimale de F_s c'est en effet, le long de cette surface de glissement que la rupture se produira [6].

V.11. Application : cas du barrage de KISSIR

V.11.1. Etude des infiltrations

L'étude des infiltrations a pour but de déterminer les éléments suivants :

- la ligne de saturation.
- les débits d'infiltration à travers le corps du barrage et la fondation.

V.11.1.1. Détermination de la ligne de saturation

La ligne de saturation (ligne phréatique) est la ligne qui marque dans le plan de séparation entre la partie du massif soumise aux infiltrations et la partie supérieure restée sèche.

Cette ligne est une ligne de courant ultime. Elle se trouve donc à la base de la frange capillaire la courbe que l'on appelle ligne de saturation doit avoir dans sa partie centrale l'allure d'une parabole (parabole de Kozeny) qui est défini par l'équation suivante :

$$X^2 + Y^2 = (X + Y_0)^2 \quad (9)$$

X, Y coordonnées de la parabole.

Y : ordonnée de la parabole.

Avec :

$$y_0 = \sqrt{H^2 + d^2} - d \quad (10)$$

H : hauteur d'eau correspondante au niveau normale

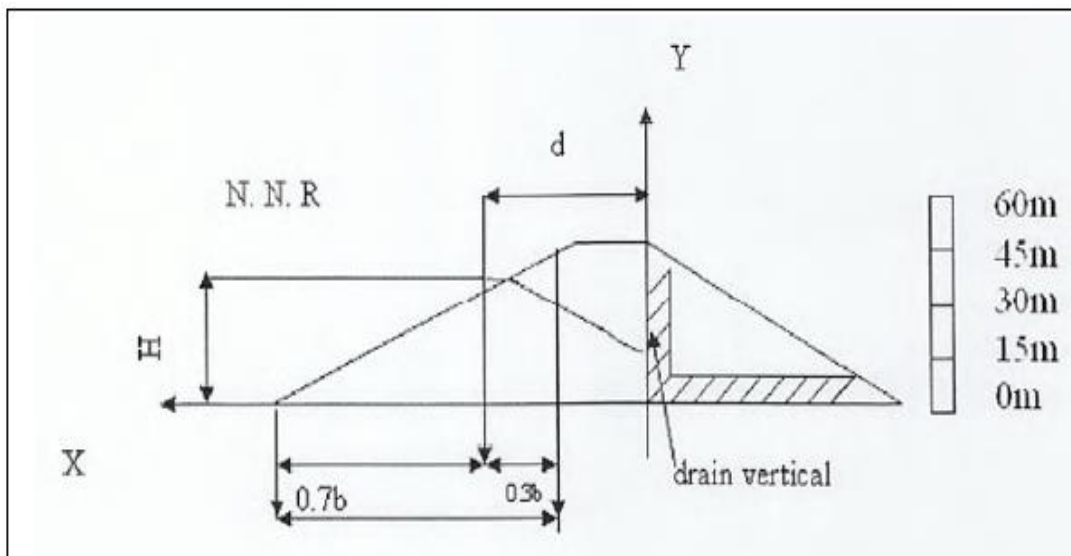


Figure 23: Tracé de la ligne de saturation dans la digue

D'après la figure on a :

$$H = 44,5 \text{ m}$$

$$b = 129,5 \text{ m}$$

$$d = 68,6 \text{ m}$$

Donc :

$$Y_0 = 13,16 \text{ m}$$

On obtient donc :

$$X^2 + Y^2 = (X + 13,16)^2$$

Casagrande a étudié ce problème en donnant l'équation de la parabole comme suite :

$$X^2 + Y^2 = (X + Y)^2 \Rightarrow Y^2 = 2X \cdot Y_0 + Y_0^2:$$

$$Y_0 = \sqrt{H^2 + d^2} - d \tag{11}$$

Alors on obtient :

$$Y^2 = 26,32 \cdot X + 173,18$$

Les coordonnées de la parabole sont représentées au tableau suivant :

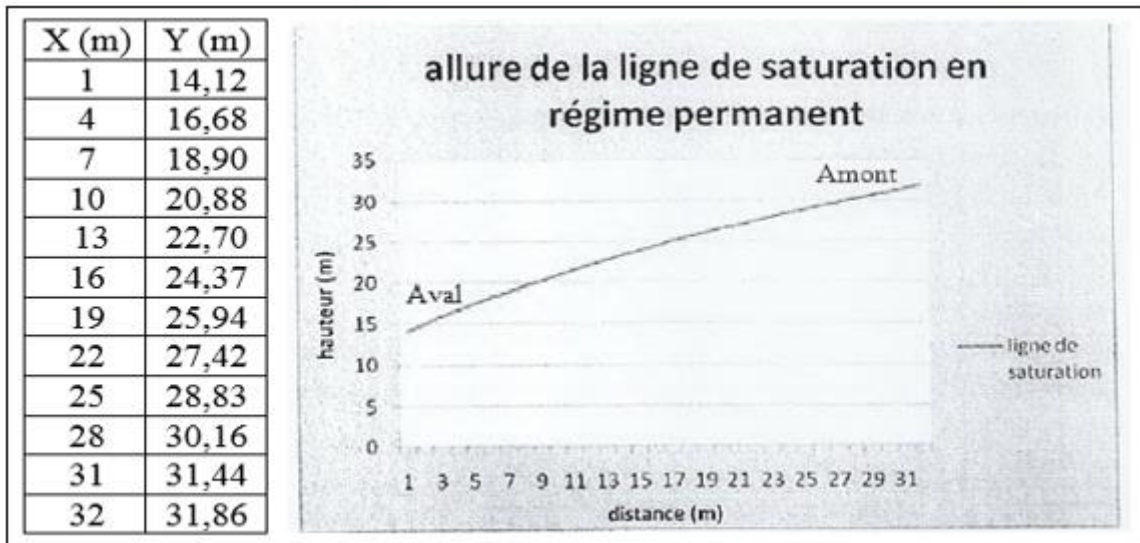


Figure 24: Les coordonnées de la parabole de Kozeney pour le tracé de la ligne de saturation

Remarque

- 1- Les calculs sont faits en supposant que le drain est vertical ce qui est faux en réalité puisque il est un peu incliné pour simplifier les calculs.
- 2- Dans les calculs précédents, la ligne de saturation obtenue ni utile que dans la vérification de la stabilité en régime permanent (côte de retenue normale égale à 44,50 NGA).

V.11.2. Calculs des débits d'infiltration

V.11.2.1. Débit de fuite à travers le corps de la digue

La parabole de base à pour paramètre :

$$A = \frac{Q}{K} \tag{12}$$

Avec :

A : aire soumise à l'infiltration.

Q : débit d'infiltration à travers le corps de la digue.

K : coefficient de perméabilité des argiles constituant le noyau.

Ce qui donne : $Q = A.K$

$$Q = A.K = K \left(\sqrt{H^2 + d^2} - d \right)$$

$$A = \sqrt{H^2 + d^2} - d$$

Avec :

d : 57,6 m

K : $1,8.10^{-8}$ m/s

Application numérique

On a :

K : (pour le matériau de la digue) = $1,8.10^{-8}$

A = 15,19 m²

Donc :

Q = $2,73.10^{-7}$ m³/s

D'après les résultats précédents, on peut dire que le matériau formant la digue est imperméable.

V.11.2.2. Calcul du débit d'infiltration sous la digue

Le débit d'infiltration sous l'ouvrage sera calculé à partir de la formule, on prend comme hypothèse que la perméabilité horizontale et verticale est la même :

$$Q = K \cdot \frac{H}{L} \cdot E \quad (13)$$

Où :

K : coefficient de perméabilité (K_1 (essai Lefranc) = $3,17.10^{-3}$ m/s, K_2 (essai de pompage) = $3,64.10^{-3}$ m/s).

E : épaisseur de la couche perméable sous le noyau (E = 24 m).

L : la longueur de la ligne de courant la plus courte sous l'ouvrage « L = 245 m » noyau ancré à 2 m).

H : la charge hydraulique (44,5 m).

Ce qui donne : $Q_1 = 1,38.10^{-2}$ m³/s/ml

$$Q_2 = 1,59.10^{-2} \text{ m}^3/\text{s/ml}$$

Les débits d'infiltrations trouvés confirment la forte perméabilité des alluvions constituant la fondation de la digue. Ces infiltrations vont être minimisées au maximum par la réalisation de la paroi moulée et le voile d'injection sous la digue.

V.11.3. Calcul de stabilité des talus

V.11.3.1. Stabilité en fin de construction (court terme)

Le calcul de F_s s'est fait pour le talus aval et amont :

- 1- En tenant compte des caractéristiques consolidées non drainées C_{cu} et ϕ_{cu} et des coefficients de pression interstitielle « $R_u = 0,4$ » et de sismicité « K_h ».
- 2- En fonction de caractéristiques non consolidées non drainées C_{uu} et ϕ_{uu} et de la sismicité « K_h ».

Les coefficients de sécurité F_s requis, dans ces cas sont 1,30 pour $K_h = 0$, et 1,10 pour $K_h = 0,05$ et 1,00 pour $K_h = 0,0875$.

Les résultats de calcul du coefficient F_s sont consignés dans les tableaux suivants :

Tableau 14: Talus aval condition non drainée non consolidé « uu »

Méthode	$K_h = 0$	$K_h = 0,05$	$K_h = 0,0875$
Fs requis	1,30	1,10	1,00
Fellenius	1,442	1,261	1,114
Bishop	1,631	1,406	1,271

Tableau 15: Talus aval condition consolidé non drainée « cu » + $R_u = 0,4$

Méthode	$K_h = 0$	$K_h = 0,05$	$K_h = 0,0875$	$R_u = 0,4$
Fs requis	1,30	1,10	1,00	
Fellenius	1,293	1,120	1,014	
Bishop	1,602	1,401	1,279	

Tableau 16: Talus amont condition non drainée non consolidé « uu »

Méthode	$K_h = 0$	$K_h = 0,05$	$K_h = 0,0875$
Fs requis	1,30	1,10	1,00
Fellenius	1,350	1,171	1,061
Bishop	1,556	1,336	1,203

Tableau 17: Talus amont condition consolidé non drainée « cu » + Ru = 0,4

Méthode	$K_h = 0$	$K_h = 0,05$	$K_h = 0,0875$	Ru = 0,4
Fs requis	1,30	1,10	1,00	
Fellenius	1,341	1,166	1,056	
Bishop	1,776	1,560	1,428	

V.11.3.2. Stabilité en régime d'écoulement permanent (long terme)

Du fait de la charge hydraulique à l'amont du barrage, l'eau s'infiltré progressivement dans le massif même du barrage et dans ses fondations, bien que le choix des matériaux de construction et de l'implantation de l'ouvrage aient été fait de manière à limiter les débits d'infiltration. Il importe donc d'éviter que les résurgences des eaux infiltrées à l'aval ne nuisent à la stabilité de l'ouvrage augmentation des pressions interstitielles. Ce phénomène est dû à des charges hydrauliques appliquées dans les interstices des matériaux du barrage et sa fondation.

Elles peuvent avoir des conséquences importantes qui sont :

- Réduction des contraintes effectives.

D'après la loi de Terzaghi : $\sigma' = \sigma - u$ et $\tau' = \tau$

σ : étant la contrainte normale totale s'exerçant sur la surface de glissement,

u : la pression interstitielle de l'eau qui existe dans le milieu.

Et d'après la loi de coulomb : $\tau' = c' + \sigma' .tg(\varphi')$

Où :

$$\tau' = \tau = c' + (\sigma - u)tg(\varphi')$$

Donc, une augmentation de la pression interstitielle se traduit par une diminution des forces de frottements et de la résistance au cisaillement.

- Saturation des sols cohérents (réduction de la cohésion).

A cet effet nous devons prévoir à l'intérieur du massif du barrage un dispositif drainant qui interceptera les eaux d'infiltration. Ce dispositif est en général un tapis drainant. Le but ce tapis est de rabattre la ligne de saturation (diminution des pressions). Donc nous cherchons la position optimale du tapis drainant pour diminuer les pressions interstitielles et par là nous aurons un

coefficient de sécurité plus petit (modification du système de drainage aval pour augmenter le coefficient de sécurité du talus aval grâce à un meilleur rabattement de la ligne de saturation).

Nous pouvons expliquer ce phénomène par les figures suivantes :

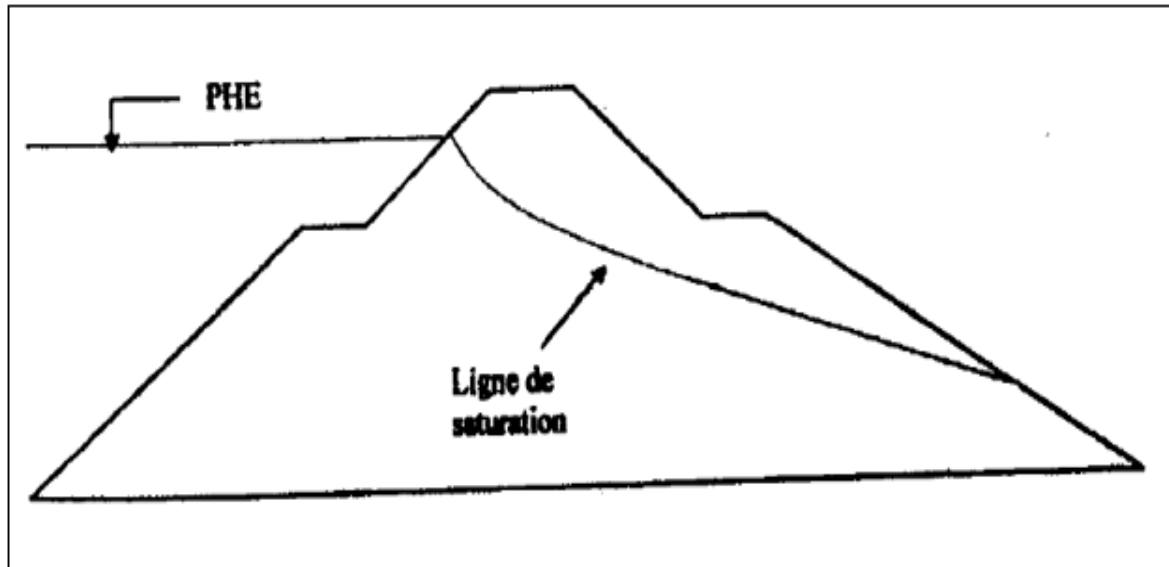


Figure 25: Barrage non drainé

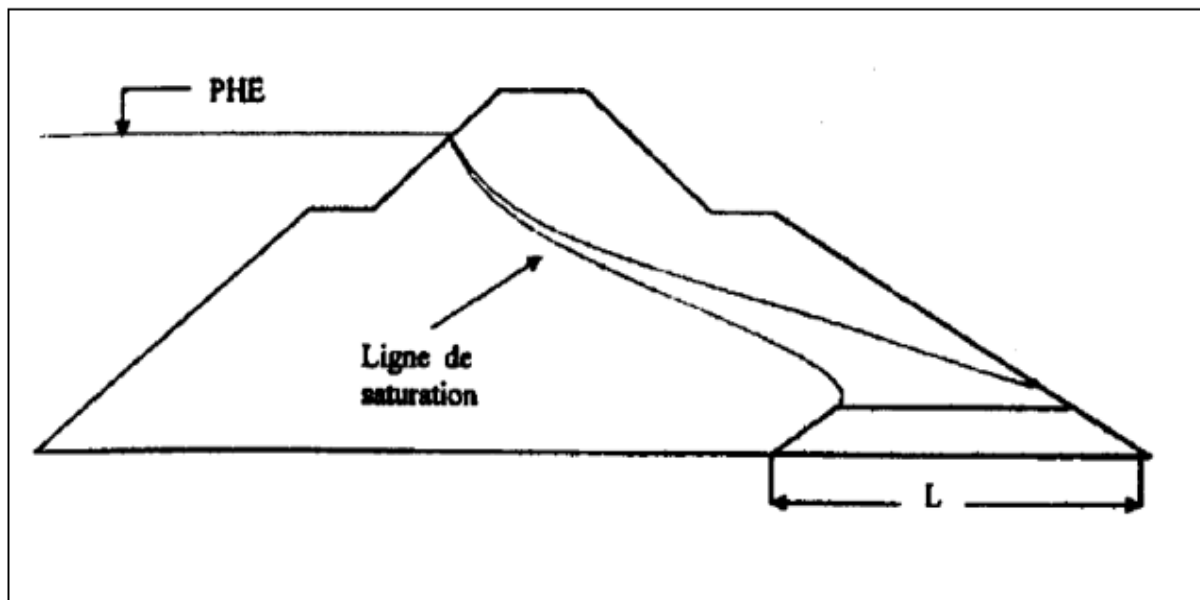


Figure 26: Barrage non drainé

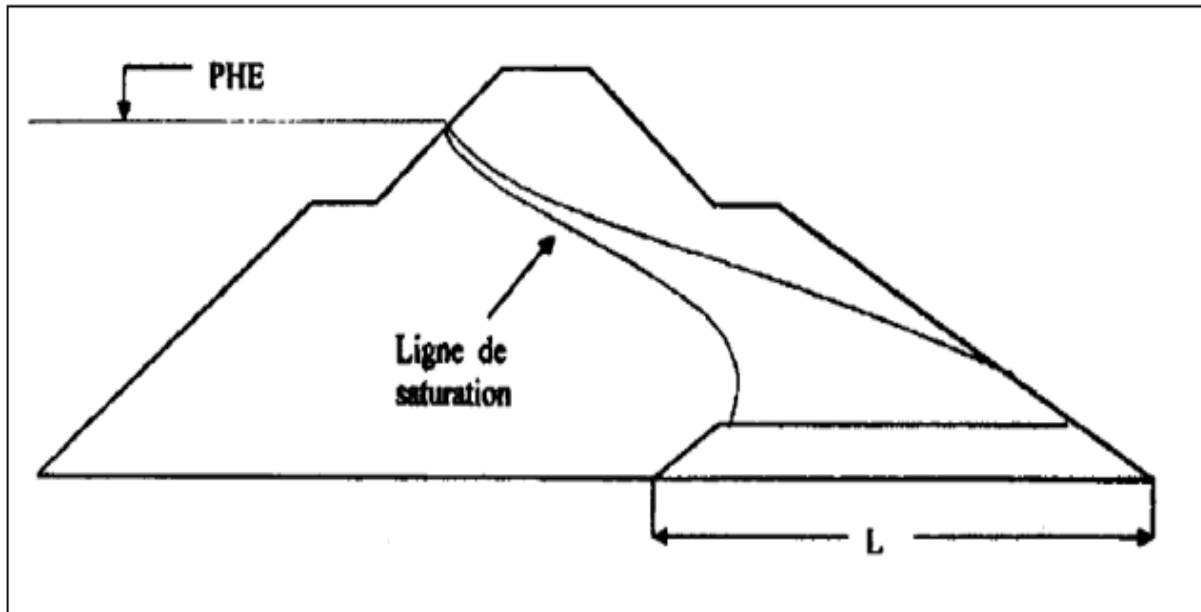


Figure 27: Barrage drainé la position du drain est arbitraire, diminution des pressions

V.11.3.2.1. Choix de la position optimale du tapis drainant dans le cas du barrage de KISSIR

Dans ce travail, nous avons examiné quatre variantes pour le choix de la longueur du tapis drainant en fonction de la largeur en pied du barrage. Nous avons appliqué ces variantes pour chercher la position optimale du tapis drainant, qui permet de rabattre la ligne de saturation et de diminuer les pressions interstitielles à l'intérieur du barrage. Tout cela a été fait en vérifiant la stabilité en cas de fonctionnement normal et exceptionnel, dans le but d'éviter la rupture du barrage.

Le calcul du coefficient de sécurité (F_s) a été effectué en prenant en compte :

- Des caractéristiques consolidées non drainées (C_{cu} , ϕ_{cu}) et du coefficient de pression interstitielle « $R_u = 0.4$ », de sismicité « K_h » et la ligne piézométrique avec une infiltration stationnaire [11].

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 18: Coefficient de sécurité Fs

Type de fonctionnement	Cote (m)	Longueur du tapis (m)	Coefficient de sécurité Fs						Remarques
			Fellenius			Bishop			
			K _h	K _h	K _h	K _h	K _h	K _h	
			0,00	0,05	0,0875	0,00	0,05	0,0875	
Fs requis			1,20	1,10	1,00	1,20	1,10	1,00	
Régime d'écoulement permanent	44,5	Lt < ¼ L _b	1,008	0,871	0,783	1,304	1,139	1,039	Le barrage n'est pas stable
Régime d'écoulement permanent	44,5	Lt = ¼ L _b	1,102	0,949	0,855	1,385	1,209	1,103	Le barrage n'est pas stable
Régime d'écoulement permanent	44,5	Lt = 1/3 L _b	1,259	1,087	0,980	1,533	1,338	1,219	Barrage stable, la position du tapis est optimale
Régime d'écoulement permanent	44,5	Lt = 1/2,5 L _b	1,337	1,154	1,038	1,633	1,418	1,289	Barrage stable, la position du tapis est optimale
Régime d'écoulement permanent	44,5	Lt > 1/2,5 L _b	1,352	1,168	1,051	1,651	1,434	1,303	Barrage stable, la position du tapis n'est pas économique

V.11.3.3. Stabilité en cas de vidange rapide (long terme)

La stabilité du talus amont est étudiée dans les cas d'une vidange rapide de la retenue à partir de la côte du niveau normale (NNR 44,50 m) jusqu'à quatre niveaux différents respectivement aux côtes 12, 16, 20, et 25 m.

- Talus amont condition consolidé non drainée « cu » + ligne piézométrique :

Tableau 19: Coefficient de sécurité « Fs » en cas de vidange rapide

Cote de vidange (m)	Coefficient de sécurité Fs					
	Fellenius			Bishop		
	K_h	K_h	K_h	K_h	K_h	K_h
	0,00	0,05	0,0875	0,00	0,05	0,0875
Fs requis	1,30	1,10	1,00	1,30	1,10	1,00
12,00	1,488	1,261	1,123	1,725	1,484	1,340
16,00	1,413	1,204	1,078	1,688	1,452	1,311
20,00	1,342	1,152	1,037	1,690	1,451	1,308
25,00	1,427	1,234	1,116	1,820	1,582	1,438

V.12. Analyse des résultats

L'analyse des résultats obtenus permet de tirer les conclusions suivantes :

-Pour le talus aval et le talus amont, les calculs du coefficient de sécurité Fs consignés dans les tableaux précédents pour la stabilité en fin de construction révèlent des coefficients de sécurité supérieurs à ceux requis. Les Fs calculés en fonction des caractéristiques consolidées non drainées « Ccu, ϕ_{cu} et Ru » sont inférieurs à ceux calculés en fonction des caractéristiques non drainées non consolidées « C_{uu} et ϕ_{uu} ».

-En analysant les applications effectuées et les résultats obtenus, nous remarquons que la position optimale du tapis drainant pour assurer la stabilité du talus aval en régime d'écoulement permanent se situe entre 1/3 et 1/2,5 de l'emprise du barrage, soit entre 33,33 % et 40 % de l'emprise du barrage.

-Lorsque la longueur du tapis drainant est égale à 1/4 de l'emprise du barrage, ce dernier n'est pas stable. En revanche, lorsque la longueur du tapis drainant est égale ou supérieure à 1/2,5, c'est-à-dire 40 % de l'emprise du barrage, le coefficient de sécurité est excessivement élevé, la position n'est pas optimale, et le barrage n'est pas économique.

-Les figures précédentes démontrent que l'augmentation de la longueur du tapis drainant entraîne une augmentation du coefficient de sécurité. Ainsi, la position et les dimensions optimales du tapis drainant restent la solution la plus efficace pour optimiser les débits qui passent à travers le corps du barrage et la solution la plus adéquate pour rabattre la ligne de saturation (diminution des pressions interstitielles).

-Les calculs du coefficient F_s pour une vidange rapide de la retenue à partir de la côte NNR 44.50 m jusqu'à la cote 12.00, consignés dans le tableau (18), révèlent des coefficients supérieurs à ceux requis.

-Pour toutes les circonstances de calcul, tant pour le talus aval que pour le talus amont, les cercles de glissement les plus critiques traversent en profondeur la fondation de la digue dans la couche de sable fin argileux (cercle profond). Cela signifie que le facteur prédominant, en ce qui concerne la stabilité des talus, est la faible résistance au cisaillement de la fondation de la digue.

-La comparaison des résultats obtenus avec les valeurs du coefficient de sécurité minimum, admises selon les normes, démontre que les paramètres géométriques de la digue adoptés assurent la stabilité des talus contre le risque de glissement.

V.13. Stabilité vis à vis l'érosion interne

Lorsqu'un barrage est édifié sur une assise perméable, on peut observer des courants d'infiltrations qui passent sous l'ouvrage et se débouchent à l'extrémité aval à l'air libre. Dans la partie ascendante du filet d'infiltration une force « F » admet une composante verticale, dirigée de bas en haut, qui tend à soulever les particules solides du terrain. Ce travail d'érosion développera tout d'abord près du point de résurgence du filet liquide .On voit alors la formation d'une petite source en aval de l'ouvrage. Au fur et à mesure, la force d'entraînement s'en trouve accrue et l'érosion gagne en intensité et remonte vers l'amont.

V.13.1. Formation d'un renard dans le corps de la digue

On peut également observer, en superstructure, le phénomène de renard chaque fois que les filets d'infiltrations aboutissent au talus aval .A leur débouche, les filets s'infléchis vers le bas. La force d'infiltration qui possède cette fois une composante verticale dirigée de haut en bas, tend à pousser devant elle les particules solides.

On peut observer ce phénomène dans les cas suivant :

- Réservoir vide, à la suite des fortes pluies persistantes,
- Dans le talus aval en régime permanent,
- Dans le talus amont à la suite d'une vidange rapide.

V.13.2. Danger du phénomène de renard

L'érosion régressive sous la digue, conduite à la formation d'un véritable tunnel, d'aval en amont. Sous le poids de l'ouvrage, le sol de fondation venant à manquer, il se produit un tassement ou, mieux un affaissement de l'ouvrage.

Par conséquent, lorsque le réservoir est plein, le plan d'eau passe par-dessus du couronnement : c'est la submersion qui provoque la ruine.

Si le phénomène de renard concerne la digue, les filets d'eau, qui émergent vers la partie basse du talus, mine l'ouvrage par le pied et si l'on s'y prend garde un éboulement se produit, comme le cas précédent la ruine de l'ouvrage est inévitable.

Pour que le phénomène de renard peut se développer au pied aval de la digue ou sur le talus lui-même il faut que le gradient hydraulique atteigne une valeur critique, on l'appelle gradient hydraulique critique. Ce dernier ne doit pas dépasser la valeur de $I_{cr} = \frac{(\gamma_{sol} - \gamma_w)}{\gamma_w}$ pour avoir une marge de sécurité géotechniques acceptable.

Le gradient critique est calculé par les formules suivantes :

$$I_{cr} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{(\gamma_{sol} - \gamma_w)}{\gamma_w} \quad (14)$$

Avec :

γ' : poids volumique déjaugé (KN/m³).

γ_w : poids volumique d'eau (KN/m³).

γ_d : poids volumique sec (KN/m³).

γ_{sol} : poids volumique du sol (KN/m³).

Application numérique

$\gamma_w = 10$ (KN/m³).

$\gamma_d = 20$ (KN/m³).

$\gamma' = 0,6 \gamma_d = 12$ (kn/m³)

$I_{cr} = 1,2$

a) Sous la digue

Le gradient hydraulique est donné par la formule :

$$I = \frac{H}{L} \quad (15)$$

H : charge hydraulique (44,5).

L : la largeur au pied de la digue (L = 294 m).

$$I = \frac{44,5}{294} = 0,151$$

$$I = 0,151$$

b) Dans le corps de la digue

La parabole de KOSENEY donne :

$$Q = A.K = K(\sqrt{h^2 + d^2} - d) \quad (16)$$

En première approximation (H.VARLET) :

$$Q = \frac{K.h^2}{2d} \quad (17)$$

On considère (h/2) comme section moyenne offerte au passage de débit Q et on prenant (h/d) comme valeur moyenne du gradient hydraulique :

$$I_h = \frac{h}{d}$$

$$I_h = \frac{44,5}{57,6}$$

$$I_h = 0,772$$

$$I_{critique} > I_{hydraulique}$$

On remarque que le gradient critique est supérieur au gradient hydraulique ($I_{cr} > I_h$) au niveau de la digue principale et de sa fondation.

Par conséquent, il n'y a pas de risque de phénomène de renard.

V.14. Stabilité contre la poussée d'eau

V.14.1. Définition

Pour que la digue soit stable contre la poussée d'eau, autrement dit pour résister contre la poussée d'eau, elle doit vérifier une certaine condition :

$$\tau = c + (\sigma - U_n \operatorname{tg} \varphi) \quad (18)$$

τ : la résistance contre le glissement de la base de la digue.

c : la cohésion à l'interface fondation digue ($c=0$).

U : la pression de l'eau, elle est prise à 1/2 de la hauteur d'eau.

σ : la charge exercée par le corps de la digue.

φ : angle de frottement du matériau ($\varphi=31^\circ$).

V.14.2. La poussée de l'eau

L'action de l'eau se manifeste par la pression qu'elle s'exerce directement sur le parement amont de l'ouvrage. La poussée de l'eau est donnée par la formule suivante :

$$P_c = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot h^2 \quad (19)$$

Avec :

P_c : la poussée de l'eau sur le parement amont.

h : la charge de l'eau dans la retenue = 44,5 m.

γ_w : poids volumique de l'eau = 10 KN/m³.

Pour que l'ouvrage soit stable il faut que :

$$\frac{\tau}{\eta} \geq \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot h^2 \quad (20)$$

Avec :

η : coefficient de sécurité, il est généralement de l'ordre de 1,5.

Application numérique

$$P_c = \frac{10 \cdot 44,5^2}{2} = 9901,25 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\tau = c + (\sigma - U_N) \operatorname{tg} \varphi$$

$$\sigma = (445,21 \cdot 8,5 + 222,605 \cdot 150 + 222,605 \cdot 144) \cdot L$$

$$L = \operatorname{tg} \varphi$$

$$\sigma = 69230,155 \cdot L \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Donc : } \tau = 41597,67 \text{ KN/m}^2$$

$$\frac{\tau}{\eta} \geq \frac{1}{2} \gamma_w h^2 \rightarrow \frac{41597,67}{1,5} > 19802,5$$

$$27731,33 > 19802,5 \rightarrow \tau/\eta > P_c$$

La condition de stabilité vis-à-vis la poussée de l'eau est vérifiée donc le barrage est stable.

Conclusion

L'étude de la stabilité nous a permis de conclure que le barrage de KISSIR est stable vis-à-vis des talus qui ont des rapports de l'ordre 1/2,5 et 1/3, en ce qui concerne l'érosion interne et la poussée d'eau.

Le gradient hydraulique est inférieur au gradient critique, ce qui implique qu'il n'y aura pas de risque de phénomène de renard.

Ainsi, nous pouvons conclure que le barrage de KISSIR est stable.

Conclusion générale

Conclusion générale

De nos jours, la technologie de construction de barrage est l'un des moyens les plus fiables pour répondre à la demande adéquate en eau. Elle est apparue il y'a près de 5000 ans et est réponde dans le monde entier.

Ce travail a été entrepris dans le but de mener une étude appropriée sur la stabilité du barrage de KISSIR et, par conséquent, de réaliser une modélisation de la faisabilité du barrage.

L'étude des barrages nécessite une campagne d'identification des sols, c'est pourquoi une étude topographique, hydrologique, géotechnique et géologique a été menée pour déterminer le schéma technique de ce barrage.

Le type du barrage approuvé est un barrage en terre avec un noyau central en argile.

D'un point de vue mécanique, le corps du barrage de KISSIR est stable, comme le confirme l'étude de stabilité du barrage. De plus, l'étude hydraulique menée confirme que le barrage de KISSIR est stable vis-à-vis des talus choisis, de l'érosion interne et de la poussée de l'eau.

Pour réduire les pressions, nous avons étudié quatre variantes du tapis drainant en fonction de la largeur en pied du barrage, tout en vérifiant la stabilité de ce dernier.

Référence bibliographique

- [1] W.DJAMAA et A.BOUZIT, 2018. « ETUDE DU COMPORTEMENT HYDROLOGIQUE DU BARRAGE DE KISSIR ». Master en hydraulique. Université Mohamed Seddik Benyahia Jijel.
- [2] Cahier d'instruction barrage de KISSIR.
- [3] Mémoire de synthèse barrage de KISSIR.
- [4] S.BOUTEFARA et A.BENAYACHE, 2009. « Etude géologique, géotechnique et modélisation numérique du barrage de Kissir (wilaya de Jijel) » Université Mohamed Seddik Benyahia Jijel.
- [5] F.BOULKHIOUT et W.BOUCHEMELLA, 2006. « Contribution à l'étude hydrogéologie et Géotechnique du barrage de Barrage de Kissir ». Université Mohamed Seddik Benyahia Jijel.
- [6] M.LOUNIS, 2016. « ETUDE DE STABILITE DU BARRAGE DE KISSIR POUR PLUSIEURS SCENARIOS ». Université Mohamed Seddik Benyahia Jijel.
- [7] Henri Varlet, barrages réservoirs : tome III : barrages en terre et en enrochement, édition Eyrolles, 1966.
- [8] B.MESSAID, 2009. « ETUDE DE LA POSITION EFFICACE DES DRAINS DANS LES BARRAGES EN TERRE ». Thèse de doctorat. Université Colonel Hadj-Lakhdar- Batna.
- [9] G. Philiponat, D. Hubert. Fondations et ouvrages en terre. Eyrolles, 1979.
- [10] N. CHETATHA, 2016. « ETUDE D'UN BARRAGE EN TERRE (DIGUE) *BARRAGE OUED HALIB (W. SETIF)* ». Université Ziane Achour de Djelfa.
- [11] A. BAGHDAD, 2008. « Contribution à l'étude de faisabilité géologique et géotechnique du barrage de Kissir El-aouana w. de Jijel –Algérie-». Université Mohamed Seddik Benyahia Jijel.

ملخص:

نظرا للنمو السكاني والتنمية الصناعية، ازدادت الحاجة إلى المياه لذلك أصبح من الضروري اعتماد طريقة لتوفير المياه، ويعد بناء السدود أحد الطرق التي تعتمدها دول العالم وكذلك الجزائر لتلبية الطلب. يهدف سد كيسير إلى تعبئة المياه من وادي كيسير لتلبية الإحتياجات من المياه الصالحة للشرب ولسقي سيول مدينة جيجل. **الكلمات المفتاحية:** سد كيسير، استقرار، حاجز السد، مصرف الفيضان، نفق التحويل، برج السحب والمراقبة.

Résumé :

En raison de la croissance démographique et du développement industriel, les besoins en eau ont augmenté, il est donc devenu nécessaire d'adopter une méthode d'approvisionnement en eau, et la construction de barrages est l'une des méthodes adoptées par les pays du monde ainsi que l'Algérie pour répondre à la demande.

Le barrage de KISSIR vise à mobiliser l'eau de la vallée de KISSIR pour satisfaire les besoins en eau potable et en eau d'irrigation des plaines côtières de la ville de Jijel.

Mots clés : barrage de KISSIR, stabilité, digue, évacuateur de crues, tunnel de dérivation, tour de prise d'eau.

Abstract :

As a result of population growth and industrial development, water needs have increased, so it has become necessary to adopt a method of water supply, and the construction of dams is one of the methods adopted by the countries of the world as well as Algeria to meet the demand.

The KISSIR Dam aims to mobilise water from the KISSIR Valley to meet the drinking and irrigation water needs of the coastal plains of the town of Jijel.

Key words : KISSIR dam, stability, dam barrier, flood spillway, transfer tunnel, water intake tower.