

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية فرنسيس جونسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics Francis
Jeanson



Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

*Etude d'une digue d'un barrage en
terre avec une approche BIM-FEM
et simulation de rupture par brèche
Cas du barrage de Kef Eddir*

Présenté par :

BENSAADA Amina

BOUDIAF Manel

Encadré par :

Mr. ADJADJ Mustapha

Mr. HEBIB Rafik

Promotion 2022 / 2023

Remerciement :

Nous remercions tout d'abord de dieu le tout puissant qui nous a donné le courage, la volonté, la santé, la patience et les moyens de mener à terme ce modeste travail. En présentant ce travail, il nous est agréable d'exprimer, nos remerciements à nos encadrants Monsieur **ADJADJ Mustapha** et Monsieur **HEBIB Rafik** pour les conseils et les orientations qu'ils nous ont prodigué durant l'élaboration de ce modeste travail.

Nous témoignons notre reconnaissance à **Monsieur BOUINOUN Abdelhakim**, Directeur du barrage de Kef Eddir ainsi que tous les ingénieurs et techniciens de l'Agence Nationale Des barrages et Transferts (ANBT) pour les informations et la documentation qu'ils nous ont remises.

Nous tenons également à remercier les membres du jury qui nous ferons l'honneur d'examiner ce travail.

Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin afin de réaliser ce mémoire

Dédicace :

Je remercie Allah, le tout puissant, Clément et Miséricordieux, de m'avoir motivé à réaliser de modeste travail, ensuite je remercie mes très chers parents de m'avoir toujours soutenu et encouragé, c'est grâce à eux que je suis arrivé à ce stade de formation.

Je dédie ce travail à :

Mes très chers parents

Lynda Ramdani

Safi Bensaada

Chère Maman, la profondeur de mes sentiments pour vous ne peut s'exprimer dans aucune dévotion., vos sacrifices innombrables et votre dévouement firent pour moi un encouragement et une source d'inspiration. Vous avez guetté mes pas, et m'avez couvert de tendresse, vos prières et votre bénédiction m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études. Vous m'avez aidé et soutenu pendant de nombreuses années avec à chaque fois une attention renouvelée. Puisse Dieu, tout puissant vous combler de santé, de bonheur et vous procurer une longue vie.

Mon très cher Papa, vous avez toujours été mon école de courage, de patience, de confiance et surtout d'espoir et d'amour. Vous êtes et vous resterez pour moi un exemple à suivre, ma référence, la lumière qui illumine mon chemin. J'implore Dieu, tout puissant, de vous accorder une bonne santé, une longue vie et beaucoup de bonheur.

À mes chers frères Mohamed et Réda, ainsi qu'à ma seule et unique sœur Yasmine. Pour votre soutien et vos encouragements. Que ce travail soit l'expression de ma profonde affection. Puisse Dieu le tout puissant, vous préserver du mal, vous combler de santé et vous guider vers le bonheur et la réussite.

À mes grand parents paternel et maternel, ainsi à la tante à papa qui est ma deuxième maman, pour tous leurs prières et leurs encouragements.

À toute la famille Bensaada et Ramdani

À tous les citoyens de ma ville Gouraya.

À tous mes enseignants de l'école primaire à l'université.

À tous mes amis et à toute la famille de l'ENSTP.

À tous ceux qui connaissent Amina de près ou de loin.

Amina Bensaada

Dédicace :

Je commence cette dédicace par témoigner ma gratitude éternelle envers Allah de m'avoir donné la force et le courage pour réaliser ce modeste travail que je dédie en premier lieu à mes parents qui ont consacré leur existence à bâtir la mienne

*Mon cher père, **Boudiaf Messaoud**, mon mentor et mon modèle. Votre sagesse, votre encouragement et votre dévouement sans faille et surtout les leçons que vous m'avez apprises et que je retiens mot par mot m'ont permis d'atteindre de nouveaux sommets. Vous m'avez enseigné la persévérance, l'ambition et la valeur du travail acharné mais avant tout ça les principes et les valeurs, je vous suis éternellement reconnaissante et je suis énormément fière d'être votre fille, chaque réussite que j'ai pu atteindre est aussi la vôtre.*

*Ma chère mère, **Lahreche Hafida**, les mots ne me suffisent pas pour exprimer ma gratitude pour votre amour inconditionnel, votre tendresse et votre soutien qui ont été des piliers essentiels dans mon cheminement. Tu as été mon plus grand soutien, m'encourageant à croire en moi et à poursuivre mes rêves et aller le plus loin possible. Tes encouragements ont été les piliers sur lesquels j'ai pu m'appuyer pour surmonter tous les obstacles que j'ai rencontrés le long de ce chemin et notre complicité précieuse est une force qui me pousse vers l'avant vous êtes ma source d'inspiration et vous rendre fière de moi est mon souhait, qu'Allah protège et bénisse votre vie.*

*À mon frère bien-aimé, **Boudiaf Mohamed**, ton soutien inconditionnel a été un catalyseur essentiel de ma réussite, merci d'avoir été à mes côtés et je vous souhaite tout le bonheur et la réussite du monde.*

À tous les membres de ma famille, mes grands-parents, mes oncles et tantes ainsi que mes cousins et cousines

À tous mes amis, ceux qui ont partagés cette aventure avec moi et qui ont été à mes côtés tout le long du chemin

Manel Boudiaf

ملخص:

هذه المذكرة تقدم دراسة حول تصميم وتحليل الاستقرار وتخطيط أعمال الملء لسد كاف الدير الذي يقع على بعد 8 كيلومترات جنوب مدينة داموس في ولاية تيبازة باستخدام طريقة العناصر المنتهية ونمذجة معلومات المباني ونظرًا للقصص الحزينة التي عاشها البشر بسبب انهيار السدود والمشاهد الخطيرة التي تنشأ عن ذلك، تم إجراء نماذج محاكاة انهيار سد كاف الدير لتقييم تأثير الانهيار على المدن والاراضي المجاورة، بهدف وضع استراتيجيات للسيطرة على المخاطر وتقليل الأضرار.

الكلمات المفتاحية: ، السد الترابي، استقرار، انهيار، نمذجة معلومات المباني، فيضانات

Résumé :

Ce mémoire présente une étude sur la conception et l'analyse de stabilité ainsi que la planification des travaux de remblayage d'un barrage en terre en utilisant une approche BIM MEF pour le cas du barrage de Kef Eddir qui est implanté à 8 Km au sud de la ville de Damous, dans la wilaya de Tipaza et vu les tristes histoires vécues par l'humanité due à la rupture des barrages et les graves scènes qui sont engendrées une simulation de rupture par brèche a été réalisée pour voir L'impact de la rupture sur les villes situées à l'aval du barrage de Kef Eddir afin de pouvoir mettre en place des stratégies pour maîtriser les risques et diminuer les dégâts

Mots clés : Barrage en terre, stabilité, BIM, rupture ,inondation.

Abstract:

This thesis presents a study on the design, stability analysis, and planning of embankment works for an earthen dam using a BIM FEM approach, for the case of the Kef Eddir Dam located 8 km south of the city of Damous, in the wilaya of Tipaza. knowing the tragic stories experienced by humanity due to dam breaches and the severe scenes that ensue, a breach simulation was conducted to assess it's impact downstream cities from the Kef Eddir Dam. The objective is to establish strategies to control risks and minimize damages.

Keywords: Earth dam, stability, BIM, rupture, flooding.

Liste des figures :

Chapitre I : Recherche bibliographique et généralité sur les barrages.

Figure I.1 : Le barrage de Saad El Kafara (selon schnitter 1994).

Figure I.2 : Barrage Sig

Figure I.3 : Évolution du nombre de barrages et de la capacité de stockage entre 1830 et 2019.

Figure I.4 : Les familles de barrages en béton.

Figure I.5 : Coupe type d'un barrage-poids.

Figure I.6: Barrage-poids.

Figure I.7 : Barrage voûte: modèle statique simplifié.

Figure I.8 : Barrage voûte.

Figure I.9 : Barrage à contrefort - cas du barrage de Roselend en France.

Figure I.10 : Barrage en BCR- cas du barrage de Portugués au Porto Rico.

Figure I.11 : Barrage de Tourtemagne: câblage dans une coupe longitudinale développée et en coupe horizontale.

Figure I.12 : Barrage de Tourtemagne construit par post-contrainte.

Figure I.13: Les types de barrages en remblai.

Figure I.14 : Coupe schématique de différents types de barrages en remblai et disposition des éléments d'étanchéité.

Figure I.15 : Barrage en enrochement à masque amont.

Figure I.16 : Coupe schématique d'un barrage en remblai

Figure I.17 : Barrage en terre homogène avec drain.

Figure I.18 : Barrage en remblai avec membrane interne: (1) membrane interne bitumineuse, (2) zones de transition, (3) galerie d'injection, (4) membrane, (5) protection de surface (aval et amont).

Figure I.19 : 1 : Noyau 2 : Recharges 3 : Filtres 4 : Protection de talus (Rip-rap)

Figure I.20 : Barrage zoné.

Figure I.21: Mécanisme- de rupture d'une digue par surverse.

Figure I.22: Exemple de processus d'érosion interne dans un barrage : (A et B) avec formation de renard dans le remblai par érosion rétrogradant en amont et par fuite concentrée, (C) avec formation de renard dans la formation par érosion rétrogradant en amont, et (D) avec formation de renard du remblai à la fondation.

Figure I.23 : Rupture du barrage de Telon (USA).

Figure I.24 : Le mécanisme de glissement coté aval en situation de crue.

Chapitre II : Présentation du barrage de Kef Eddir.

Figure II.1 : Zone d'étude du projet.

Figure II.2: Barrage de Kef Eddir.

Figure II.3: Plan de situation du barrage de Kef Eddir.

Figure II.4 : Vue en plan du Barrage Kef Eddir sur Google Earth.

Figure II.5 : Vue d'ensemble de l'aménagement du barrage de Kef Eddir.

Figure II.6 : Carte topographique du site.

Figure II.7 : Géologie de surface.

Figure II.8 : Géologie du réservoir.

Figure II.9 : Carte de zonage sismique de l'Algérie.

Figure II.10: Sismicité historique et instrumentale de la région de Kef-Eddir.

Figure II.11: Représentation des failles actives et supposées actives incorporées dans le modèle l'aléa sismique de la région Kef-Eddir.

Figure II.12 le bassin versant du barrage de Kef eddir

- Figure II.13: Stations hydrométriques et pluviométriques considérées par l'étude hydrologique du barrage de Kef Eddir.
- Figure II.14: Températures mensuelles données par la station de Cherchell.
- Figure II.15: Températures mensuelles données par la station de Ténès.
- Figure II.16 : Histogramme de l'évaporation mensuelle à la station de Echeleif
- Figure II.17 : Histogramme de l'humidité relative de la station cap Ténès
- Figure II.18: Courbe capacité-hauteur $H=f(V)$.
- Figure II.19 : Courbe Hauteur- Surface $H=f(S)$.

Chapitre III : Etude géotechnique

- Figure III.1 : Localisation des sondages et la zone d'emprunt.
- Figure III.2: Sondage F2.3, profondeur 11-35m de la tête du forage
- Figure III.3: sondage F2.6, profondeur 22.5 - 26.5 m de la tête du forage.
- Figure III.4 : sondage F2.2, profondeur 24 - 29 m de la tête du forage.
- Figure III.5 : Coupe stratigraphique du barrage.
- Figure III.6: Diagramme spectral des caractéristiques pressiométriques.
- Figure III.7: Courbe granulométrique des matériaux alluvionnaires.
- Figure III.8: Courbes granulométriques des matériaux colluvionnaires et éluvionnaires.
- Figure III.9: Diagramme de Casagrande.
- Figure III.10: Zone d'emprunt et carrière.
- Figure III.11 : Résultats des essais de consolidation zones d'emprunt de colluvions.
- Figure III.12: Analyses granulométriques zone d'emprunt de sable située en aval.
- Figure III.13: Fuseaux granulométriques du noyau, Filtre, transition et TVO.
- Figure III.14: Coupe type de la digue du barrage.
- Figure III.15: Types et étapes d'analyses géotechniques MIDAS NX.
- Figure III.16: Insertion de la carte topographique et création d'une surface du terrain.

Chapitre V : Modélisation numérique MEF

- Figure V.1 : Champ d'action de MIDAS NX.
- Figure V.2 : Insertion de la carte topographique et création d'une surface du terrain sur TGM
- Figure V.3 : Surface du terrain importé sur Midas GTS NX
- Figure V.4 : La forme finale de model du terrain.
- Figure V.5 : Géométrie du barrage
- Figure V.6 : géométrie du terrain avec le barrage
- Figure V.7 : La loi de comportement utilisée pour chaque matériau.
- Figure V.8 : maillage du modèle
- Figure V.9: conditions au limites et poids propre
- Figure V.10 : modèle réduit
- Figure V.11: stage de construction analyse d'infiltration
- Figure V.12 : Iso-lignes de pression interstitielle en régime permanent
- Figure V.13 : Lignes équipotentielle
- Figure V.14 : La ligne phréatique
- Figure V.15 : Les lignes d'infiltration dans la digue
- Figure V.16 : Modèle 2D sur Slide
- Figure V.17 : Zones favorables par le glissement circulaire (talus aval) $F_s= 2.347$
- Figure V.18 : Zones favorables par le glissement circulaire (talus amont) $F_s= 2.348$
- Figure V.19: maillage et mise en eau
- Figure V.20 : Zones favorables par le glissement circulaire (talus aval) $F_s= 1.614$

Chapitre VI : Conception de la maquette numérique 3D & planification BIM 4D

- Figure VI.1 : Les dimensions du BIM.
- Figure VI.2 : Champs d'action du BIM.
- Figure VI.3 : Flux de travail BIM.
- Figure VI.4 : L'évolution de la maquette numérique lors des différentes phases d'un projet.
- Figure VI.5 : Champ d'action de OpenRoads Designer.
- Figure VI.6 : la topographie du site du barrage de Kef Eddir.
- Figure VI.7 : Axe du barrage.
- Figure VI.8: Création d'un WorkSpace.
- Figure VI.9: Importation du terrain sur OpenRoads Designer.
- Figure VI.10 : Importation de l'axe du barrage.
- Figure VI.11 : Modélisation du terrain sur OpenRoads Designer.
- Figure VI.12 : Alignement vertical et horizontal du barrage.
- Figure VI.13: Importation de la coupe transversale du barrage.
- Figure VI.14: Attribuer une propriété de chaque composant du template.
- Figure VI.15 : Le template (Profile type) final du barrage.
- Figure VI.16 : Le template (Profile type) final du barrage.
- Figure VI.17: Création d'un corridor.
- Figure VI.18 : Modèle géométrique du barrage de Kef Eddir.
- Figure VI.19 : Maquette numérique BIM 3D du barrage de Kef Eddir.
- Figure VI.20 : Division du modèle géométrique du barrage en plusieurs coupes sur Autocad.
- Figure VI.21 : Calcul des volumes de chaque matériau pour chaque coupe sur Autocad.
- Figure VI.22 : Le scénario de planification 4D et diagramme de Gantt.
- Figure VI.22 : Importation de la maquette numérique sur Synchro Pro.
- Figure VI.23 : Visualisation des travaux de remblayage à 10 m au 02/04/2024.
- Figure VI.24 : Visualisation des travaux de remblayage à 20 m au 22/08/2024.
- Figure VI.25: Visualisation des travaux de remblayage à 30 m au 09/01/2025.
- Figure VI.26: Visualisation des travaux de remblayage à 40 m au 25/06/2025.
- Figure VI.27: Visualisation des travaux de remblayage à 50 m au 05/11/2025.
- Figure VI.28: Visualisation des travaux de remblayage à 60 m au 04/01/2026.
- Figure VI.29: Visualisation des travaux de remblayage à 70 m au 07/06/2026.
- Figure VI.30 : Visualisation des travaux de remblayage à 80 m au 16/07/2026.
- Figure VI.31 : Fin de travaux de remblayage du barrage au 19/08/2026.

Chapitre VII : Simulation de rupture du barrage de Kef Eddir

- Figure VII.1 : zone de barrage sur Earth data
- Figure VII.2 : les données disponibles sur Earth Data pour la zone voulue.
- Figure VII.3 : Résultat de l'introduction du fichier terrain et du fichier de projection dans RAS
- Figure VII.4 : Délimitation du plan d'eau ainsi que la zone inondable
- Figure VII.5 : Frontières et maillage.
- Figure VII.6: Courbe Élévation-volume.
- Figure VII.7: Fenêtre de (Run/Unsteady flow analysis)

Liste des tableaux

Chapitre II : Présentation du barrage de Kef Eddir

- Tableau II.1: Principales caractéristiques de l'évacuateur de crues
Tableau II.2: Principales caractéristiques de la tour de prise.
Tableau II.3: Principales caractéristiques de la vidange de fond.
Tableau II.4: Principales caractéristiques de la galerie de déviation.
Tableau II.5 : caractéristiques physiques et morphologiques du bassin versant.
Tableau II.6 : températures mensuelles enregistrées dans les stations de Cherchell et Ténès
Tableau II.7: L'évaporation mensuelle à la station de Echeleif
Tableau II.8: distribution mensuelle de l'humidité relative de la station cap Ténès.
Tableau II.9 : Valeurs du volume et de la surface inondée.

Chapitre III : Etude géotechnique

- Tableau III.1: récapitulatif des résultats du forage F2.1
Tableau III.2: récapitulatif des résultats du forage F2.2
Tableau III.3: récapitulatif des résultats du forage F2.3
Tableau III.4: récapitulatif des résultats du forage F2.4
Tableau III.5: récapitulatif des résultats du forage F2.5
Tableau III.6: récapitulatif des résultats du forage F2.6
Tableau III.7: récapitulatif des résultats du forage F2.13.
Tableau III.8: récapitulatif des résultats du puits PU.6.
Tableau III.9: récapitulatif des résultats du puit PU.9
Tableau III.10: récapitulatif des résultats du puit PU.10.
Tableau III.11: récapitulatif des résultats du puit PU.10.
Tableau III.12: récapitulatif des résultats du puit PU.11
Tableau III.13: récapitulatif des résultats du puit PU.12
Tableau III.14: récapitulatif des résultats du puit PU.14
Tableau III.15: récapitulatif des résultats du puit PU.18
Tableau III.16: récapitulatif des résultats du RQD.
Tableau III.17: Programme des essais réalisés.
Tableau III.18: Récapitulatifs des résultats des essais pressiométriques réalisés dans le sondage FP2.2
Tableau III.19 : Récapitulatif des résultats des essais pressiométriques réalisés dans le sondage FP2.3
Tableau III.20: Récapitulatifs des résultats des essais pressiométriques réalisés dans le sondage FP2.1
Tableau III.21: Plages des valeurs de E et Pl généralement mesurés pour les principaux types de sols.
Tableau III.22: récapitulatif des résultats des essais de pénétration standard exécutés sur un dépôt alluvionnaire.
Tableau III.23: Classification de la compacité du sol.
Tableau III.24: récapitulatif des résultats des essais de pénétration standard exécutés sur un dépôt colluvionnaire
Tableau III.25: récapitulatifs des résultats de l'essai Lugeon
Tableau III.26: plages de valeurs de la perméabilité k généralement mesurés dans les principaux types de roches.
Tableau III.27: Propriété physique des matériaux de la fondation alluvionnaire.
Tableau III.28: Valeur de la teneur en eau naturelle.

Tableau III.29: Récapitulatif des résultats de la teneur en eau des matériaux colluvionnaires.
Tableau III.30 : Résultats de l'essai de limite d'Atterberg.
Tableau III.31: Ordre de grandeur pour classer le sol selon l'indice de plasticité.
Tableau III.32: Récapitulatifs des paramètres mécaniques et hydrauliques des matériaux de fondation
Tableau III.33: Volume des matériaux pour la construction du barrage de Kef Eddir.
Tableau III.32: Propriétés physiques des matériaux argileux de la zone d'emprunt.
Tableau III.33: Classification du sol selon sa consolidation.
Tableau III.34: Classification du sol vis à vis de la compressibilité.
Tableau III.35: Propriétés mécaniques des matériaux argileux de la zone d'emprunt.
Tableau III.36: Granulométrie du filtre.
Tableau III.37: Granulométrie du matériau de transition.
Tableau III.38: Paramètres de résistance des matériaux de fondation et des zones d'emprunt alluvionnaires, colluvionnaires, sable et transition

Chapitre IV : Dimensionnement de la digue

Tableau IV.1 : Les résultats du calcul de la revanche.
Tableau IV.2: Résultats du calcul de la largeur de la crête.
Tableau IV.3: Pentés des talus en fonction de la hauteur et le type du barrage.
Tableau IV.4: Coefficient K en fonction de la classe du barrage.
Tableau IV.5: Résultats du calcul de l'épaisseur de revêtement.
Tableau IV.6: Pentés des talus en fonction de la perméabilité du matériau.

Chapitre V : Modélisation numérique MEF

Tableau V.1 : Valeurs du FS en fonction de l'importance de l'ouvrage.

Chapitre VI : Conception de la maquette numérique 3D & planification BIM 4D

Tableau VI.1 : Planning ou scénario de planification de la construction du barrage de Kef Eddir.

Liste des abréviations

TVO: Tout venant de l'oued.

CW: Chemin de Wilaya.

APD: Avant Projet Détaillé.

F: Forage de reconnaissance.

PU: Puit d'exploitation.

RQD: Rock Quality Designation.

Em: Module pressiométrique.

Pl: Pression limite.

E: Module de Young.

SPT: Essai de pénétration Standard.

Wn: Teneur en eau naturelle.

Ip: Indice de plasticité.

WL: Limite de liquidité.

Wp: Limite de plasticité.

γ_h : Poids volumique humide.

γ_{sat} : Poids volumique saturé.

C': La cohésion effective.

ϕ : L'angle de frottement.

Cu: La cohésion apparente.

Cg: Indice de gonflement.

Cc: Indice de compression.

Cc: Indice de compression.

NPHE: Niveau des plus hautes eaux.

Hb: Hauteur du barrage.

R: La revanche.

F: Fetch.

BIM: Building Information Modeling.

3D: 3ème dimension.

4D: 4ème dimension.

Table des matières :

Liste des figures

Liste des tableaux

Nomenclature

Introduction générale.....01

Chapitre I: Recherche bibliographique et généralité sur les barrages

I.1	Introduction.....	03
I.2	Historique des barrages.....	03
I.3	Les différents types de barrages.....	06
I.3.1	Les barrages rigides (en béton et maçonnerie)	06
I.3.1.1	Les barrages poids.....	07
I.3.1.2	Les barrages voûte.....	08
I.3.1.3	Les barrages à contrefort.....	09
I.3.1.4	Les barrages en béton compactés au rouleau BCR.....	10
I.3.1.5	Les barrages avec post-tension.....	11
I.3.2	Les barrages en remblai.....	12
I.3.2.1	Les barrages en enrochement.....	13
I.3.2.2	Les barrages en terre.....	14
I.3.2.2.1	Terminologie.....	15
I.3.2.2.2	Classification des barrages en terre.....	16
I.4	Principaux modes de rupture des barrages en terre.....	18
I.4.1	Erosion externe par surverse.....	19
I.4.2	Erosion externe du pied de digue coté amant.....	19
I.4.3	Erosion interne.....	20
I.4.4	Glissement de talus coté aval.....	21
I.5	Conclusion.....	22

Chapitre II: Présentation du barrage de Kef Eddir

II.1	Introduction.....	22
II.2	Identification du projet.....	22
II.2.1	Présentation générale.....	22
II.2.2	Fiche technique.....	22
II.3	Présentation de l'ouvrage.....	23
II.4	Situation géographique de l'ouvrage.....	23
II.5	Objectif du barrage.....	25
II.6	Présentation de l'aménagement du barrage.....	25
II.6.1	Ouvrage de déviation.....	25
II.6.1.1	Le batardeau.....	25
II.6.1.2	Galerie de déviation.....	26
II.6.2	Ouvrage annexes.....	26
II.6.2.1	Évacuateur de crues.....	26
II.6.2.2	Tour de prise.....	27
II.6.2.3	Vidange de fond.....	27
II.6.2.4	Galerie d'injection.....	28
II.7	Topographie du site.....	29
II.8	Géologie.....	30
II.9	Sismicité du site.....	35
II.10	Hydrologie.....	36
II.10.1	Bassin versant.....	37

II.10.1.1	Caractéristiques morphologiques du bassin versant de Oued Damous.....	37
II.10.1.2	Climatologie.....	38
II.10.1.3	Température.....	38
II.10.1.4	Evaporation.....	40
II.10.1.5	Humidité relative.....	40
II.10.1.6	Vent.....	41
II.10.1.7	Pluviométrie.....	41
II.10.2	Etude des apports.....	41
II.10.2.1	Apports liquides.....	41
II.10.2.2	Apports solides.....	42
II.10.2.3	Les courbes hauteur-capacité et hauteur-surface.....	42
II.10.2.4	Volume utile.....	43

Chapitre III: Etude géotechnique.

III.1	Introduction.....	45
III.2	Etude géotechnique du barrage de Kef Eddir.....	45
III.3	Travaux de reconnaissances du terrain.....	45
III.4	Travaux de reconnaissances de la zone objet de l'étude.....	48
III.4.1	Résultats des prélèvements des sondages.....	48
III.4.2	Lithologie.....	57
III.5	Mesure du RQD.....	58
III.6	Les essais réalisés.....	59
III.7	Résultats des essais de reconnaissances du terrain.....	59
III.7.1	Essai in situ.....	59
III.7.1.1	Essai pressiométrique.....	59
III.7.1.2	Essai de pénétration standard SPT.....	62
III.7.1.3	Essai de perméabilité.....	65
III.7.1.3.1	Essai Lugeon.....	65
III.7.1.3.2	Essai Lefranc.....	66
III.7.1.4	Mesure piézométrique.....	66
III.7.2	Essais de laboratoire.....	67
III.7.2.1	Dépôt alluvionnaire.....	67
III.7.2.1.1	Analyse granulométrique.....	67
III.7.2.1.2	Teneur en eau.....	68
III.7.2.2	Dépôt colluvionnaire.....	68
III.7.2.2.1	Analyse granulométrique.....	68
III.7.2.2.2	Teneur en eau.....	68
III.7.2.2.3	Limite d'Atterberg.....	69
III.7.2.4	Zone d'emprunt.....	70
III.7.2.4.1	Noyaux.....	71
III.7.2.4.1.1	Propriétés physiques des matériaux argileux.....	72
III.7.2.4.1.2	Propriétés mécaniques des matériaux argileux.....	72
III.7.2.4.2	Filtre et transition.....	75
III.7.2.4.3	Recharge amont et aval.....	77
III.7.2.4.3.1	Essai Proctor normal.....	77
III.7.2.4.3.2	Masse volumique.....	77
III.7.2.4.3.3	Essai Los Angeles.....	77
III.7.2.4.3.3	Essais triaxiaux.....	77
III.7.2.4.4	Matériaux de protection.....	78
III.7.3	Paramètres de résistance.....	78

Chapitre IV : Dimensionnement de la digue.

IV.1	Introduction.....	80
IV.2	Dimensionnement de la digue.....	80

IV2.2	Hauteur du barrage	80
IV2.2.1	Calcul de la revanche R	80
IV.2.3	Calcul du tassement de la digue en terre.....	81
IV.2.4	Détermination de la largeur de la crête.....	81
IV.2.5	Longueur en crête	82
IV.2.6	Les Pentes des talus	82
IV2.7	Largeur à la base du barrage	83
IV.2.8	Protection des Talus	83
IV.2.9	Les bermes	84
IV.2.10	Le noyau	84
IV.2.11	Filtres	85
IV.2.12	Transitions.....	86

Chapitre V : Modélisation numérique MEF

V.1	Introduction	88
V.2	Présentation MIDAS NX:	88
V.3	Modélisation de la géométrie :	89
V.3.1	Géométrie du terrain	89
V.3.2	Géométrie du barrage	89
V.3.3	Assemblage terrain+barrage.....	91
V.3.4	Modèle de comportement des matériaux	91
V3.5	Maillage	92
V.3.6	Conditions aux limites et poids propre	93
V.4	Analyse des infiltrations	94
V.5	Présentation de logiciel Rocscience SLIDE	97
V.6	Modélisation 2D.....	97
V.7	Analyse de stabilité statique	98

Chapitre VI : Modélisation de la maquette numérique 3D & Planification BIM 4D

VI.1	Introduction.....	102
VI.2	Flux du travail BIM	103
VI.3	Conception de la maquette numérique 3D	104
VI.3.1	Le but de la maquette 3D	104
VI.3.2	Présentation du logiciel OpenRoads Designer	105
VI.3.3	Le flux de travail	105
VI.3.4	Les données du site du barrage.....	106
VI.3.5	Modélisation du terrain	106
VI.3.5.1	Importation du levé topographique	107
VI.3.5.2	Importation de l'axe du barrage	107
VI.3.5.3	Maillage du terrain	108
VI.3.5.4	Alignement horizontale et verticale du barrage.....	109
VI.3.6	Modélisation de la structure.....	109
VI.3.6.1	Création du template (Profil type)	109
VI.3.6.2	Création d'un corridor - Template drop.....	111
VI.3.7	La maquette numérique du barrage de Kef Eddir	112
VI.4	La Planification BIM 4D.....	113
VI.4.2	Le principe de la BIM 4D dans la construction d'un barrage	113
VI.4.3	Présentation du logiciel Synchro Pro	114
VI.4.4	Le planning de construction du barrage de Kef Eddir.....	114
VI.4.5	Importation du planning sur Synchro Pro.....	118
VI.4.6	Importation de la maquette numérique sur Synchro Pro	118

VI.4.7	Création d'une Animation 4D.....	119
V.5	Conclusion	122

Chapitre VII : Simulation de rupture du barrage de Kef Eddir

VII-1	Introduction.....	124
VII-2	Présentation du logiciel HEC-RAS.....	124
VII-3	Simulation de rupture de barrage de Kef eddir	124
VII.3.1.1	Préparation des données topographiques pour l'HEC RAS.....	124
VII.3.1.2	Création du MNT de notre site d'étude.....	124
VII.3.1.3	- Importation du terrain TIN dans HEC RAS	125
VII.3.2-	Délimitation du plan d'eau et du surface inondable	126
VII.3.3-	Frontières du domaine d'étude et maillage de la surface d'écoulement	127
VII.3.4	Simulation de l'inondation	127
VII.3.5	résultats	128
VII.3.6	Prévention et moyens De secours.....	131
VII.3.7	Conclusion	132

Introduction générale

Les barrages sont parmi les ouvrages les plus importantes qui répondent aux besoins de la population en eau potable et d'irrigation dans le monde, retenant des millions de mètres cubes d'eau permettant ainsi de réguler les crues et produire de l'énergie hydroélectrique. Les barrages en terre représentent quantitativement l'essentiel des barrages réalisés en Algérie. Leur nombre continue à se développer en raison du fort accroissement des besoins en eau, ces ouvrages exigent une grande fiabilité en matière de sécurité afin d'assurer la stabilité et pour éviter le drame de l'inondation suite à la rupture du barrage.

Le barrage de Kef Eddir, situé à Damous à l'ouest de la wilaya de Tipaza, est une infrastructure majeure qui joue un rôle primordial dans l'aménagement des ressources hydrauliques de la région. Compte tenu de son importance vitale en termes de fourniture d'eau et de contrôle des inondations, il est essentiel de garantir la sécurité et la stabilité de cet ouvrage. C'est dans cette optique que notre étude se concentre sur l'analyse approfondie de la digue du barrage de Kef Eddir, en utilisant une approche combinée du Building Information Modeling (BIM) et de la Méthode des Éléments Finis (MEF), ainsi qu'une simulation de rupture par brèche.

Le BIM, en tant que modèle numérique intégré, offre la possibilité de représenter de manière précise et complète la digue du barrage de Kef Eddir. En combinant la dimension temporelle (4D), il permet de simuler l'évolution de l'ouvrage dans le temps et de prendre en compte les différentes étapes de sa construction, de son exploitation et de son éventuelle réhabilitation. Ce modèle numérique offre une représentation virtuelle de la digue, intégrant les différentes données géométriques, physiques et fonctionnelles de l'ouvrage, ce qui facilite son analyse et sa compréhension.

Parallèlement, la Méthode des Éléments Finis (MEF) constitue un outil d'analyse numérique puissant pour étudier le comportement structurel de la digue du barrage. En utilisant cette méthode, nous sommes en mesure de simuler les interactions entre les différents matériaux composant la digue, d'évaluer leur comportement sous diverses contraintes hydrauliques et géotechniques, et de prédire leur stabilité à long terme. L'intégration du BIM avec la MEF offre ainsi une approche complète pour l'analyse structurelle de la digue, en tenant compte de sa géométrie complexe et de son environnement hydraulique spécifique.

En outre, la simulation de rupture par brèche constitue un enjeu majeur dans l'étude des barrages en terre. La compréhension des mécanismes de rupture et la modélisation de leurs conséquences permettent de prévoir les risques potentiels et de mettre en place des mesures de prévention et de gestion des crises. Ainsi, dans notre mémoire, nous nous concentrons spécifiquement sur l'étude de la rupture par brèche du barrage de Kef Eddir. Nous cherchons à modéliser les effets de cette rupture, à évaluer les débits d'eau générés et à proposer des scénarios d'évacuation adaptés pour minimiser les impacts sur les populations et les infrastructures environnantes.

En résumé, notre mémoire se consacre à l'étude approfondie de la digue du barrage de Kef Eddir en utilisant une approche BIM-MEF et en incluant la simulation de rupture par brèche. Cette approche novatrice permettra de mieux comprendre le comportement de la digue, d'évaluer sa stabilité et ses risques associés, et de proposer des mesures de gestion des crises efficaces. Grâce à cette recherche, nous espérons contribuer à l'amélioration de la conception et de la gestion des barrages en terre, en mettant en évidence les spécificités du barrage de Kef Eddir.

Chapitre I : Recherche bibliographique et généralité sur les barrages

I.1 Introduction :

Un barrage est une structure destinée à retenir l'eau d'un cours d'eau, pour former un réservoir. Les barrages sont généralement construits dans une vallée ou canyon naturel le long d'une rivière ou d'un cours d'eau, et peuvent être de différentes tailles et formes, en fonction de son emplacement, de la qualité d'eau qu'il doit retenir et des conditions climatiques de la région. Les barrages constituent l'une des réalisations les plus importantes et les plus complexes du génie civil, et depuis toujours un facteur important de développement et de prospérité économique. Les barrages sont des ouvrages remarquables à plusieurs titres :

- Par leurs dimensions puisque certains d'entre eux sont les plus grandes constructions de génie civil existantes ;
- Par l'ampleur des conséquences que pourrait avoir leur rupture ;
- Par l'impact qu'ils ont sur les paysages.

Le domaine des barrages se trouve au point de rencontre de spécialités aussi variées que la résistance des matériaux, la géologie, l'hydrologie, l'hydraulique, la mécanique des sols,...

Un barrage donne à l'homme un réservoir, susceptible d'être employé pour assurer plusieurs finalités :

- L'irrigation des terres cultivées.
- L'alimentation en eau potable des collectivités humaines.
- La régularisation des crues.
- La production hydroélectrique.
- L'utilisation touristique et sportive d'un plan d'eau.
- L'élevage de poissons, ...

I.2 Historique des barrages en Algérie :

L'homme a toujours essayé d'apprivoiser l'eau en la retenant, la dérivant, ou s'en protéger pour son plus grand intérêt. Cette activité a commencé avant même la naissance des civilisations, à des périodes très reculées, dans des zones très éloignées les unes des autres. D'après la littérature, les premiers barrages de stockage d'eau ont été érigés dans des régions à climat aride et semi-aride, essentiellement au Moyen Orient (Iraq, Égypte, Yémen, etc.), les plus vieux vestiges connus proviennent du barrage de Saad El Kafara d'une hauteur de 14 m et d'une longueur de 113 m (figure 01) réalisé en Egypte entre 2950 et 2750 avant J-C.

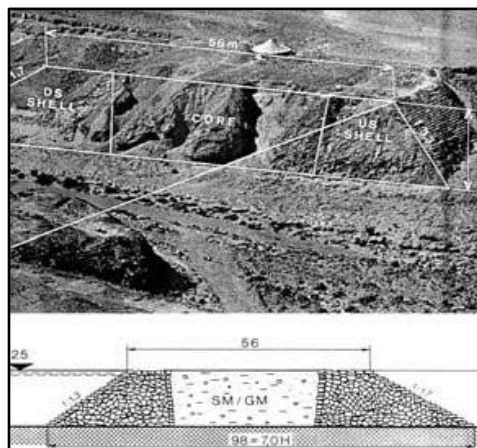


Figure I.1 : Le barrage de Saad El Kafara (selon schnitter 1994).

L'Algérie qui se situe dans l'extrême nord de l'Afrique, correspond au pays le plus étendu du continent, mais aussi du pourtour méditerranéen, sa superficie est de 2.381.740 km², plus de 87,5 % de celle-ci se situe dans une région désertique. Ce pays représente le cas type d'une région aride à semi-aride. Ainsi, depuis des millénaires, les habitants de ce pays tentent de mobiliser les eaux de surface et souterraine par des différents moyens pour subvenir à leurs besoins en eau. La mobilisation des eaux en Algérie peut être scindée en trois périodes :

- Avant l'époque coloniale (avant 1830):

Il est difficile de retracer l'histoire des barrages en Algérie avant l'arrivée des colonisateurs français, car peu de documents historiques ont été conservés sur la construction de barrages dans cette région. Cependant, il est connu que les populations autochtones de l'Algérie ont utilisé diverses méthodes pour collecter et stocker l'eau la technique consiste à dériver les eaux d'un oued au moyen d'un barrage en terre et en branchages ou en pierres et à répartir l'eau le plus loin possible par un dispositif de séguias.

- Pendant la période coloniale (1830-1962) :

Pendant l'ère coloniale plus de neuf barrages de faible capacité de stockage ont été construits durant la période 1846-1910 dont plusieurs ont connu des problèmes de rupture en raison des conditions hydrologiques qui n'étaient pas bien connus et des techniques de réalisation qui n'étaient pas encore maîtrisées, le premier barrage construit par les Français en Algérie est celui de Saint-Denis du Sig en 1846 sur l'oued Mekkera; un barrage-poids rectiligne de 9 m de hauteur, 9 m d'épaisseur et 40 m de longueur en crête.

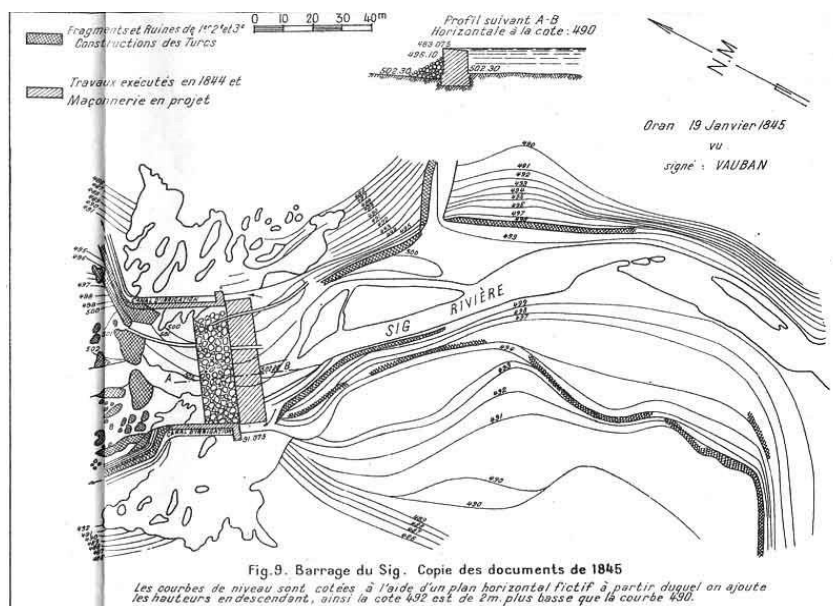


Figure I.2 : Barrage Sig. [1]

Plus de neuf barrages de faible capacité de stockage ont été construits durant la période 1846-1910 dont plusieurs ont connu des problèmes de rupture dus aux conditions hydrologiques qui n'étaient pas bien connus et des techniques de réalisation qui n'étaient pas encore maîtrisées, la période 1845-1910 soit 65 ans environ, a permis aux ingénieurs des barrages d'acquérir une expérience dans le domaine de construction des barrages et d'avoir plus d'informations sur les écoulements et les crues dans les oueds et de mieux connaître la topographie du terrain Algérien.

Sur la base des connaissances acquises des points de vue hydrologiques, topographiques, géologiques et de retour d'expérience dans la construction des barrages, treize barrages de grande et moyenne capacité ont été construits à partir de l'année 1932. On peut citer les barrages Oued Fodda (225 millions m³), Ghrib (280 millions m³), Ighil-Emda (100 millions m³) et le barrage D'erraguene (220 millions m³).

En 1962 les seize barrages réalisés pendant la période coloniale totalisent une capacité de stockage de l'ordre d'un milliard de m³, dont 20 % perdues par envasement, soit environ 200 millions de m³.

- Après l'indépendance (1962- 2023)

Dans un premier temps la politique de l'eau a été une sorte de continuité de ce qui avait prévalu avant l'indépendance, ainsi, seuls deux barrages ont été construit pendant les huit premières années, le barrage Cheffia (172 millions) en 1965 et le barrage Djorf-Torba (350 millions de m³) en 1969.

Lors des trois premiers plans quinquennaux (1970-1984) qui sont marqués par la restructuration du secteur agricole, cinq barrages de capacité globale 512 millions de m³ ont été construits dont l'objectif est d'accroître la superficie des terres irriguées. Le stress hydrique enregistré au début des années quatre-vingt-dix a accéléré édification d'un grand nombre de barrage, c'est ainsi que pendant les trois plans quinquennaux (1985-1989, 1990-1994 et 1995-1999), vingt-trois barrages ont été érigé avec une capacité totale de 2,86 milliards de m³, une redéfinition de la politique de l'eau en Algérie est survenue après l'année hydrologique 2001-2002 ou le potentiel stratégique des réserves en eau a atteint son niveau le plus faible, des grands projets de construction de barrages et des travaux de transfert ont été lancés à partir de l'année 2000 et trente barrages d'une capacité totale de 4.14 milliards de m³ ont été construits pendant la période allant de l'année 2000 jusqu'à aujourd'hui.

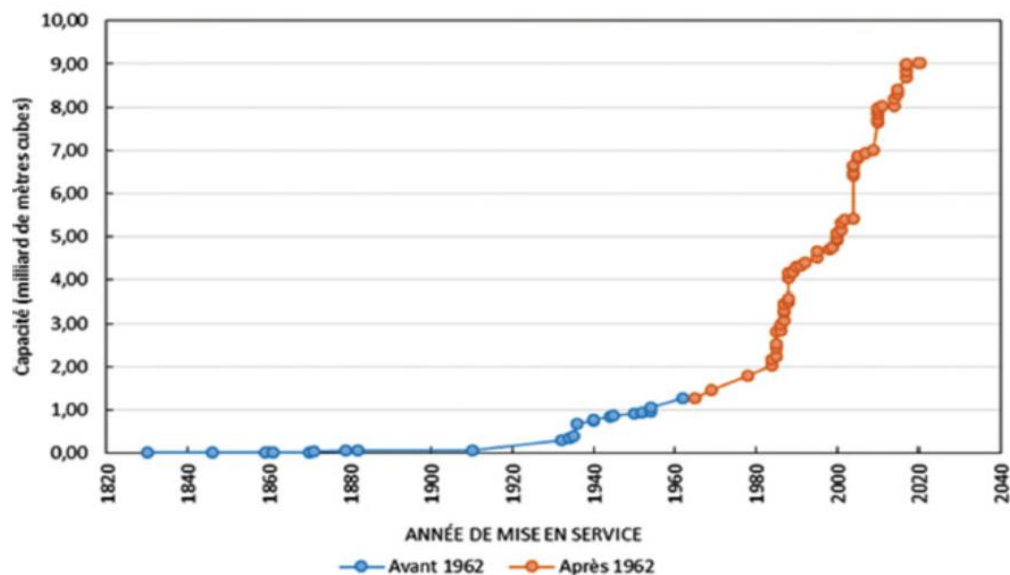


Figure I.3 : Évolution du nombre de barrages et de la capacité de stockage entre 1830 et 2019.[1]

Depuis 1962, plus de 60 barrages de capacité supérieure à 10 millions de m³ ont été réalisés dont le plus grand est celui de Beni Haroun (avec une capacité de 960 millions m³), ceci a fait passer la capacité de stockage d'un milliard de m³ en 1962 à plus de neuf milliards m³ en 2019, soit neuf fois la capacité disponible en 1962.

I.3 Les différents types de barrages :

Selon la forme de la vallée, la nature du sol, les matériaux à disposition sur le site, on classe les barrages selon deux grandes catégories :

- Barrages rigides : en béton, maçonneries.
- Barrages souples : les barrages en remblai (digues) en terre ou enrochement.

A cette classification, on peut ajouter les barrages hybrides ou composés. En effet, certains grands barrages peuvent comprendre des sections en béton et en remblai mises côte à côte. L'exemple fréquent est celui d'une construction en béton comportant un évacuateur de crue flanqué de barrages en remblai soit d'un côté soit de part et d'autre. Dans d'autres cas, la section de l'ouvrage est constituée de plusieurs types de matériaux. Il existe aussi des barrages où un remblai vient s'appuyer sur un mur en maçonnerie.

I.3.1 Barrages rigides (en béton et en maçonnerie):

Les barrages en béton sont le plus souvent fondés sur une fondation rocheuse, de module de déformation élevé. Comme l'illustre la figure 04, on distingue trois grandes familles de barrages en béton, chacune comportant un certain nombre de sous-familles.

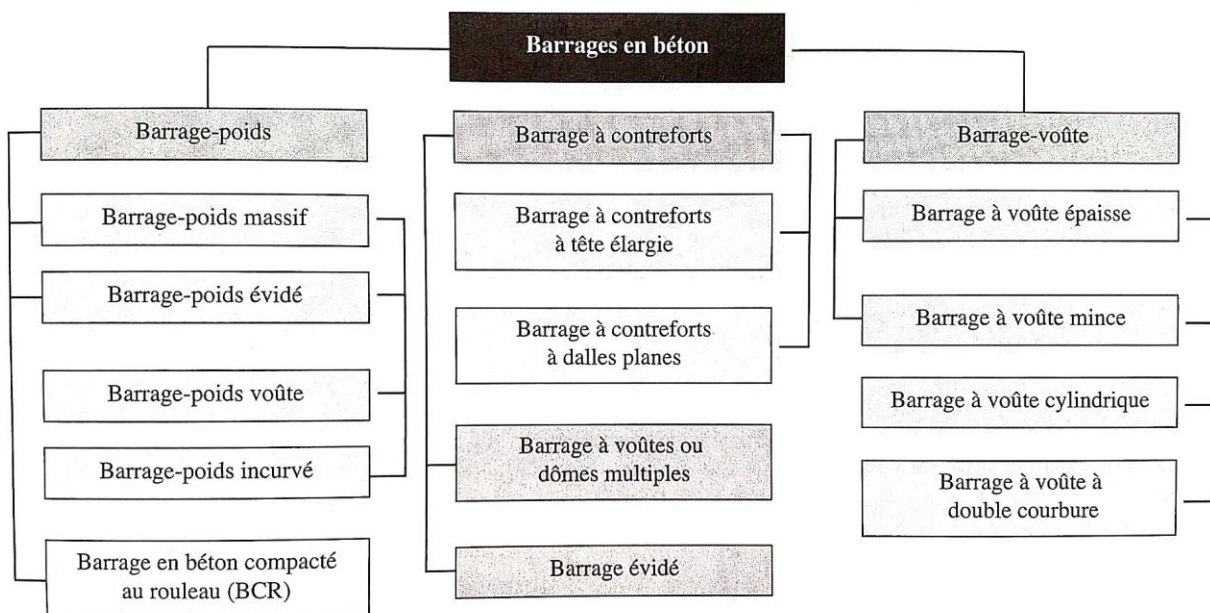


Figure I.4 : Les familles de barrages en béton. [2]

- Les trois types de barrages en béton se distinguent par leur forme, la nature de leur système statique et leur manière de s'opposer à la poussée de l'eau.

I.3.1.1 Barrage-poids:

Un barrage-poids est un ouvrage massif en maçonneries ou en béton dont la stabilité, sous l'effet de la poussée de l'eau, est assurée par le poids propre du barrage. Ce type de barrage est de forme triangulaire. Et plus la hauteur d'eau à retenir est importante, plus la structure des parois est imposante. En conséquence, un barrage poids nécessite de fortes quantités de béton.

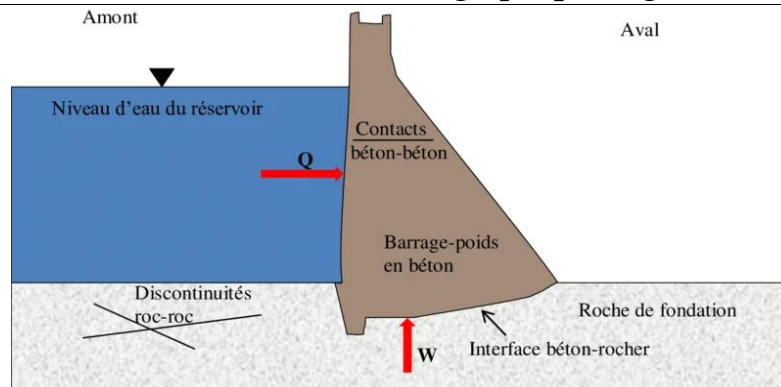
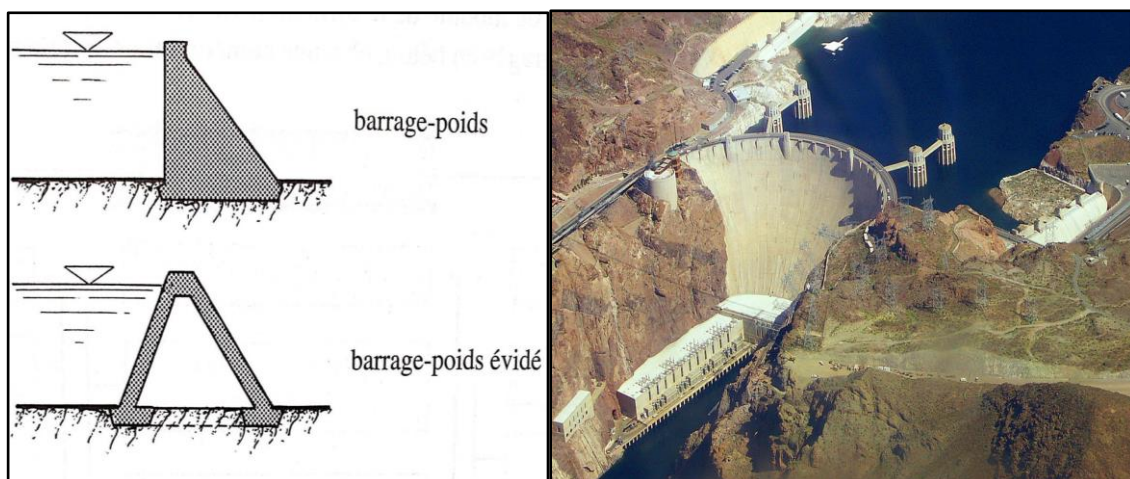


Figure I.5 : Coupe type d'un barrage poids. [3]

- Le barrage-poids est constitué d'éléments massifs juxtaposés, nommés plots. Dans le but de réaliser une économie de béton, il est possible d'aménager des alvéoles entre les plots, dans ce cas on parle de barrage-poids évidé. Une autre solution consiste à concevoir un barrage-poids voûte dont la stabilité est assurée en partie par son poids propre et en partie par ses appuis sur les rives.



(a) : Coupe-type des barrages-poids.

(b): Barrage-poids voûte- cas du barrage Hoover aux Etats Unis.

Figure I.6 : Barrage-poids. [2]

Avantages :

- Faibles contraintes dans le béton
- Faibles contraintes transmises au rocher
- Les variations de température ne produisent que des contraintes faibles.
- Gradient des sous-pressions sous la fondation faible.
- Évacuateur de crues peut facilement être intégré.

Particularités :

- Volume d'excavation important.
- Volume de béton important.
- Refroidissement artificiel nécessaire lors de la prise du béton.
- Sous-pressions importantes sous la fondation.
- Sensibilité aux tassements.
- Sensibilité aux séismes.

I.3.1.2 Barrage voûte :

Un barrage-voûte profite de sa forme arquée en plan pour reporter une part importante de l'effort de poussée de l'eau sur les flancs de la vallée. Ceux-ci reçoivent une force concentrée et donc subissent des contraintes importantes, ce qui exige un rocher de fondation excellent au plan mécanique.

Les barrages-voûtes sont, par rapport aux barrage-poids, très économes en béton. Cela représente couramment un gain de 50% de matière. La finesse de la structure impose par conséquent à la fondation des gradients hydrauliques très élevés, ce qui renforce encore la nécessité d'avoir une fondation d'excellente qualité.

Ce type de barrage est particulièrement adapté aux vallées étroites. Sa conception courbée permet de fermer la vallée tout en créant une haute chute d'eau.

On peut modéliser le barrage-voûte par une série d'éléments porteurs horizontaux et verticaux, selon la figure suivante :

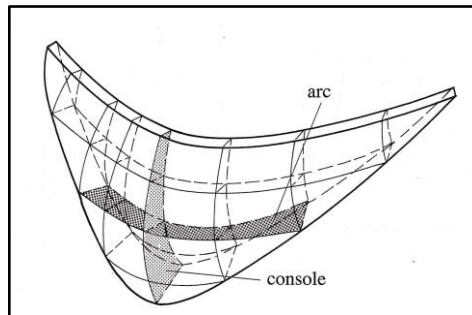
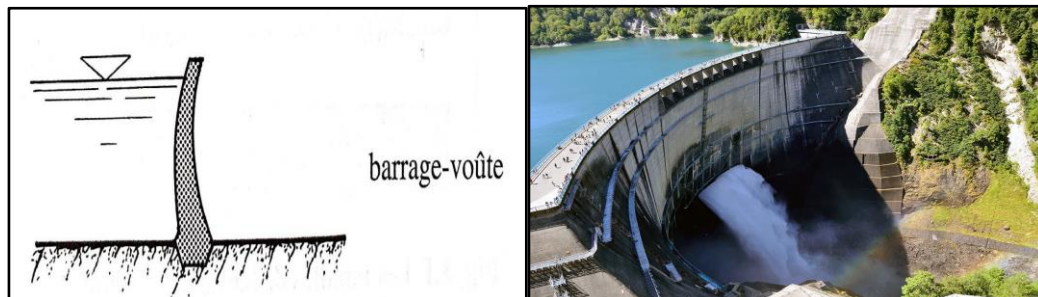


Figure I.7 : Barrage voûte: modèle statique simplifié. [2]



(a) : Coupe type d'un barrage voûte. (b) : Barrage voûte - cas du barrage Kurobe au japon.

Figure I.8 : Barrage voûte. [2]

Avantages:

- Volume de béton faible,
- Volume d'excavation relativement limité,
- Faibles sous-pressions sous la fondation,
- Haute résistance au séisme.

Particularités:

- Contraintes importantes dans le béton,
- Contraintes importantes dans le rocher sous la fondation,
- Efforts transmis obliquement aux appuis latéraux,
- Sensibilité limitée aux tassements (hyperstaticité),
- Échauffement durant la prise du béton pouvant nécessiter des mesures particulières,
- Gradient de sous-pression sous la fondation important,
- Drainage des fissures des massifs d'appui devant être rigoureusement traité,

- Difficultés d'intégration de l'évacuateur de crues dans le barrage.

I.3.1.3 Barrage à contrefort:

Le barrage hydraulique à contreforts est construit en béton armé, c'est le type de barrage qui utilise le moins de béton. De forme triangulaire, il est particulièrement léger, en comparaison avec un barrage-poids ou un modèle à voûtes.

Sa structure se compose d'un mur plat, qui repose sur des contreforts venant soutenir la surface orientée vers le lac d'accumulation. Ces derniers sont situés à l'arrière du barrage et solidement ancrés au sol rocheux, qui doit être d'une extrême robustesse. Les flancs du barrage reposent eux aussi sur la roche. La poussée de l'eau est donc concentrée sur les flancs et le sol.

Parfois, le barrage à contreforts peut être consolidé par des voûtes, on l'appelle alors barrage multivoûtes. Celles-ci ont pour rôle de résister à la poussée de l'eau, elles sont très utilisées pour les longs barrages. Elles viennent renforcer les contreforts, mais ne se substituent pas à ces piliers indispensables.

Le plus grand barrage de ce type au monde se trouve au Québec, il s'agit du barrage de Daniel-Johnson, qui mesure 1314 mètres de long.

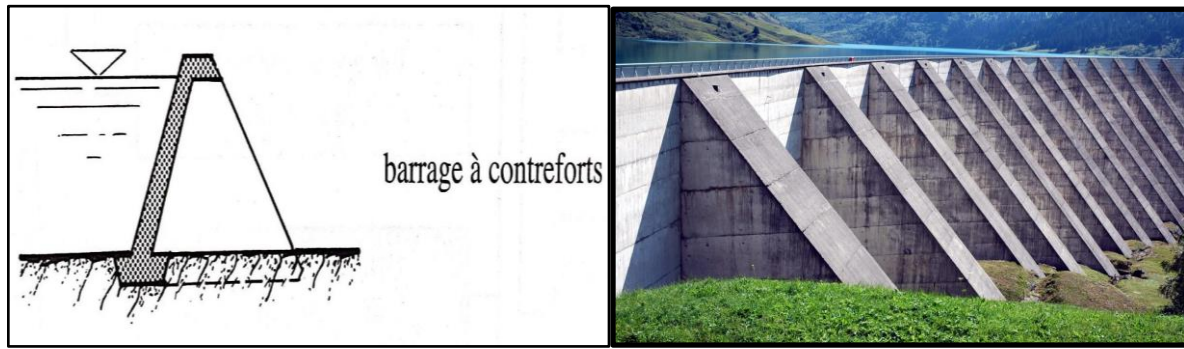


Figure I.9 : Barrage à contrefort - cas du barrage de Roselend en France. [2]

Avantages:

- Faibles sous-pressions sous la fondation,
- Échauffement faible lors de la prise du béton,
- L'évacuateur de crues peut facilement être intégré.

Particularités:

- Volume de béton plus faible que pour le barrage-poids, contraintes moyennes transmises au rocher,
- Volume d'excavation important,
- Gradient des sous-pressions sous la fondation localement très important,
- Contraintes de température peuvent être importantes dans la tête,
- Risque limité de tassements,
- Grande sensibilité aux séismes.

I.3.1.4 Barrages en béton compacté au rouleau BCR:

Depuis la fin des années 1970, une nouvelle technologie s'est développée pour optimiser la construction de barrages-poids: le béton compacté au rouleau BCR (Roller Compacted Concrete, RCC). La mise en place de béton BCR permet d'utiliser des bétons très secs, très faiblement dosés en ciment. Les résistances obtenues, particulièrement faibles, sont compatibles avec les exigences des barrages-poids qui s'opposent à la poussée de l'eau par leur poids propre. On exploite au mieux

les propriétés du béton en mettant en œuvre des techniques de mise en place et de compactage qui sont issues des barrages en remblai, de façon à minimiser la main-d'œuvre nécessaire à la construction.



Figure I.10 : Barrage en BCR- cas du barrage de Portugués au Porto Rico.

Avantages:

- Faible dosage en ciment
- Surface de coffrage restreinte
- Emprise réduite par rapport au barrage-poids
- Mise en place sur grande surface par couches minces
- Faible coût de construction
- Teneur en eau réduite
- Exécution rapide

Particularités :

- Requier des fondations sur rocher.
- Mise en place et compactage identiques aux barrages en remblai.
- Limitation des percolations par la mise en place d'un revêtement du parement amont.
- Pas de système de refroidissement artificiel du béton.
- Bonne résistance en cas de séisme, de submersion.
- Possibilité d'incorporer un évacuateur de crue de surface, des galeries de contrôle et des puits.

I.3.1.5 Barrages en béton avec post-tension:

Le barrage en béton avec post-tension est construit en béton précontraint, les câbles de post-contrainte verticaux et horizontaux sont placés pour diminuer les risques de fissuration aux variations de température et pour améliorer la résistance aux effets du gel. La post-contrainte est aussi utilisée pour conforter un barrage existant (Figure I.10) et améliorer ses conditions de sécurité de stabilité ou dans le cas de la surélévation d'ouvrage. Dans le cas de nouveaux barrages, la post-contrainte ne doit pas assurer à elle seule la stabilité de l'ouvrage.

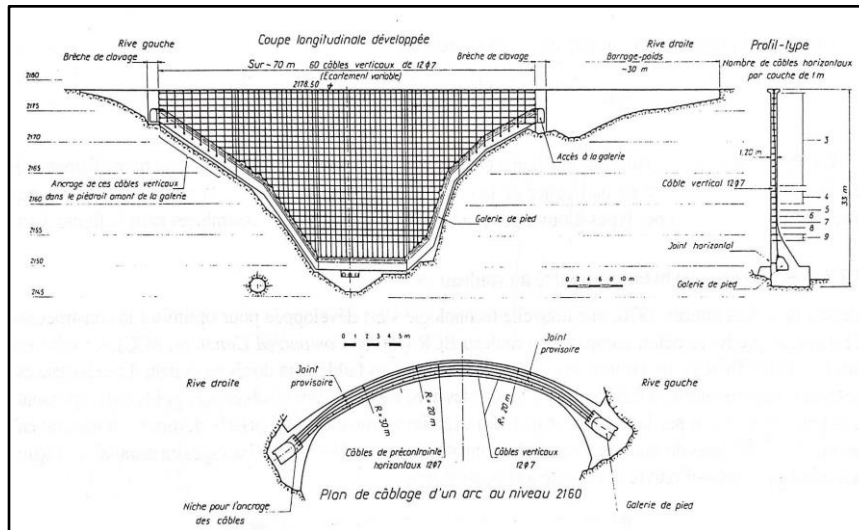


Figure I.11 : Barrage de Tourtemagne: câblage dans une coupe longitudinale développée et en coupe horizontale. [2]



Figure I.12 : Barrage de Tourtemagne construit par post-contrainte.

I.3.2 Barrages en remblai:

Les barrages en remblai (digues) sont constitués essentiellement de matériaux granulaires naturels meubles prélevés à proximité immédiate de l'ouvrage. On distingue deux catégories de barrages en remblai :

- Les barrages en terre, réalisés essentiellement à partir de sols naturels meubles prélevés dans des gravières.
- Les barrages en enrochements, dont la majeure partie est constituée de matériaux de carrière concassés.

Comme pour les autres types de barrages, les barrages en remblai doivent répondre à deux fonctions essentielles: la fonction statique, qui consiste à transmettre à la fondation la poussée de l'eau retenue à l'amont et la fonction de coupure étanche.

Les sols meubles des barrages en terre peuvent, selon leurs caractéristiques géotechniques, être suffisamment imperméables pour suffire aux deux fonctions. Il existe de ce fait un grand nombre de barrages (ou de digues) en terre homogène.

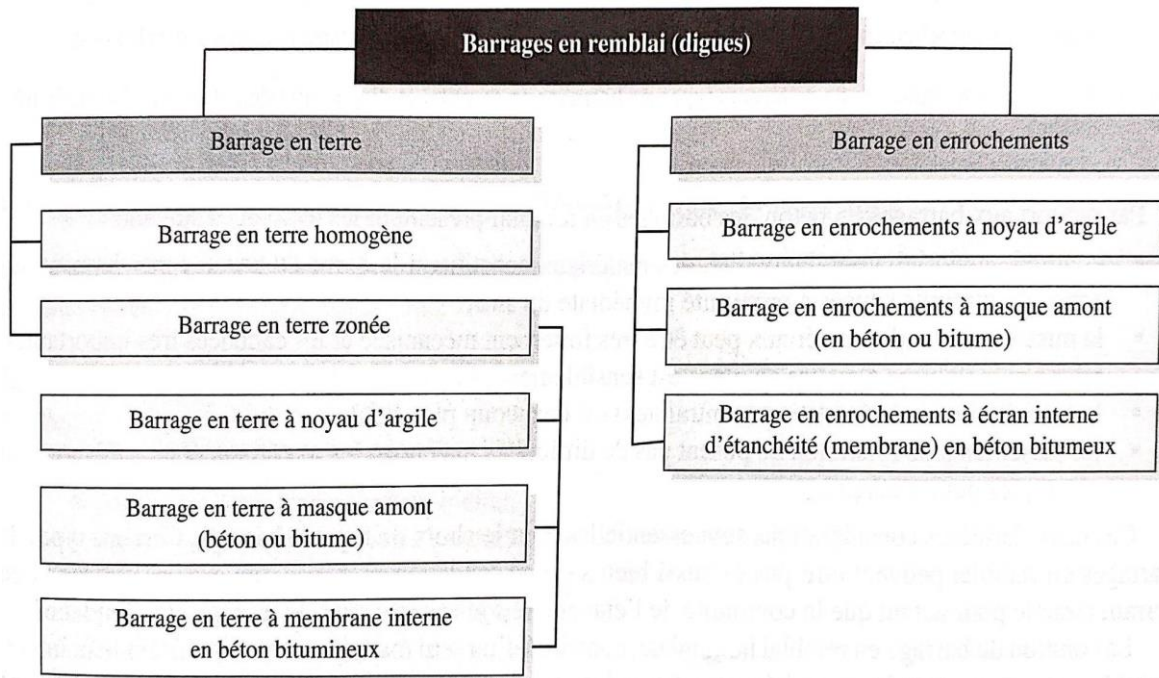


Figure I.13: Les types de barrages en remblai. [2]

- Lorsque la perméabilité du sol d'emprunt principale est trop importante, la solution consiste à concevoir un barrage en remblai zoné, c'est-à-dire constitué de plusieurs matériaux répartis par zones dans le corps du barrage.
- Les matériaux de carrière avec lesquels sont constitués les barrages en enrochements sont toujours perméables (à des degrés divers). Ces enrochements sont donc toujours associés à un autre élément assurant la fonction d'étanchéité.

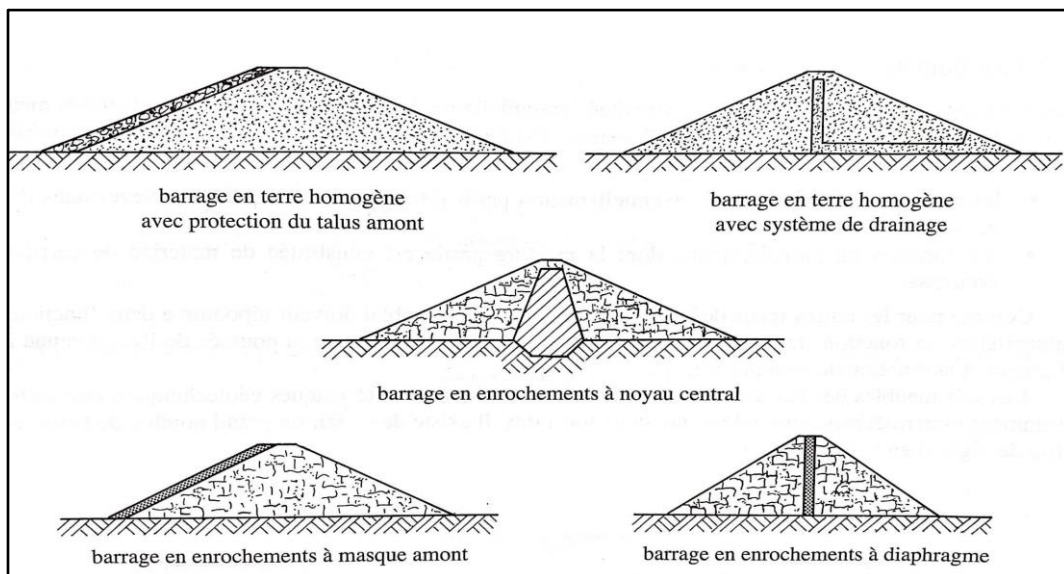


Figure I.14 : Coupe schématique de différents types de barrages en remblai et disposition des éléments d'étanchéité. [2]

I.3.2.1 Barrages en enrochements:

Fondamentalement, ce type d'ouvrage est constitué d'un tas de cailloux (enrochements) à grande échelle. Le matériau constituant le corps du barrage n'a pas de propriété particulière d'imperméabilité. La fonction de rétention de la structure est obtenue par un masque mince et étanche construit sur le parement amont.

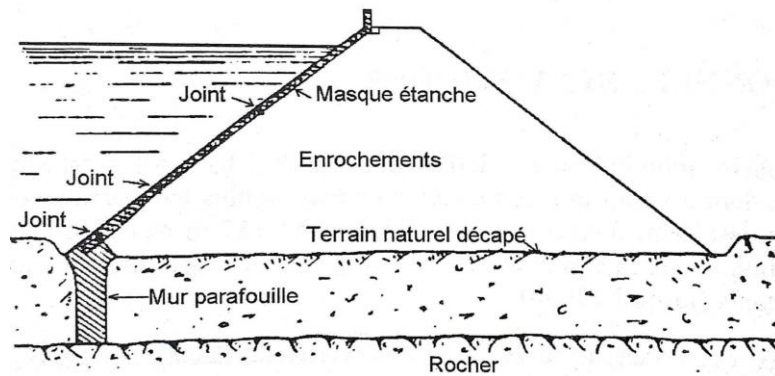


Figure I.15 : Barrage en enrochement à masque amont. [2]

I.3.2.2 Barrages en terre:

Les barrages en terre sont des barrages constitués de matériaux meubles allant de l'argile fine à des éléments très grossiers. Ils regroupent plusieurs catégories en fonction de la méthode employée pour assurer l'étanchéité. Ce type d'ouvrage très ancien est le plus utilisé, il représente près de 70% du parc mondial des barrages. En Algérie plusieurs barrages sont construits en matériaux meubles, c'est le cas du barrage de Kef-Eddir, qui fait l'objet de notre étude.

I.3.2.2.1 Terminologie :

La figure suivante donne la coupe schématique d'un barrage en terre (Figure I.15). Sont aussi mentionnés les principaux termes utilisés pour caractériser les composantes de ce type de barrage. On notera surtout :

- **Crête** : Elle facilite la circulation sur le barrage une fois terminée. Le niveau de la crête définit la hauteur maximale qu'atteint le barrage.
- **Berme (Risberme)** : Elle permet la réalisation et la réparation des revêtements de talus, contribue à la stabilité des digues, réduit la vitesse des eaux de ruissellement sur les surfaces des talus aval.
- **Ecran d'injection** : C'est généralement un coulis de ciment ou de résine injecté dans la base du barrage pour diminuer les fuites à travers le sol de fondation en colmatant les pores et les fissures.
- **Drains** : Ce sont des organes de barrage réalisés en matériaux pulvérulents et drainants. Ils servent à contrôler et à orienter les infiltrations dans le corps du barrage. Ils peuvent être horizontaux, verticaux ou de pied.
- **Filtres** : Ce sont des dispositifs incorporés avec les drains. Ils sont réalisés en matériaux drainants et permettent d'éviter le colmatage des drains et l'érosion interne du massif.
- **Noyau** : C'est un organe réalisé souvent en matériau fin imperméable, il permet l'étanchéité des barrages zonés.

- **Recharge:** Elle est réalisée en matériau grossier et placée de part et d'autre du noyau. Elle est indispensable pour la fonction de stabilité du barrage.
- **Parement de protection :** C'est une couche mince placée sur les parements pour lutter contre l'action des vagues et de la pluie.
- **Revanche :** La revanche R est la différence de côte entre les Plus Hautes Eaux (PHE) correspondant à la crue de projet et la crête pour éviter la submersion du remblai par les vagues.
- **Tapis étanche:** Quand le fond du réservoir n'est pas très étanche, il est recommandé de le tapisser par un matériau imperméable permettant la diminution des fuites.

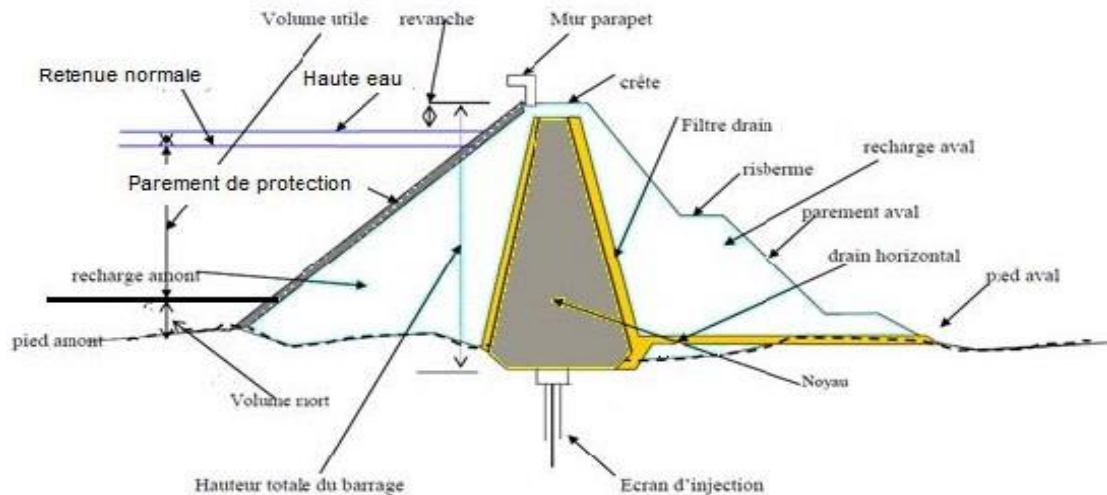


Figure I.16 : Coupe schématique d'un barrage en remblai (Millogo Founémé A. ,2009).

I.3.2.2.2 Classification des barrages en terre :

Les barrages en remblai de terre se classent :

1- Barrage en terre homogène :

Ce sont des barrages constitués d'un seul matériau qui garantit l'imperméabilité et la stabilité, accompagné de dispositifs de drainage contre la filtration (Figure I.16). Le remblai est constitué de matériaux du type argile, argile sablonneuse, limons, sable limoneux, etc.

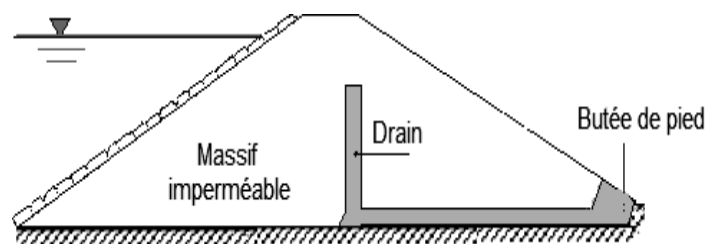


Figure I.17 : Barrage en terre homogène avec drain. [2]

2. Barrage à membrane centrale :

Le barrage en remblai avec membrane centrale est une alternative intéressante dans le cas où le matériau nécessaire à la confection du noyau argileux fait défaut à proximité du site de construction. Toutefois, le projet dépend aussi de la disponibilité en matériau pour les corps d'appui. Les principaux modes de mise en œuvre de cette membrane interne (Figure I.17) sont:

- Un noyau bitumineux ($e_{\min} = 50 \text{ cm}$; $H/e \leq 120$),
- Une paroi moulée à sec ($e_{\min} = 80 \text{ cm}$).

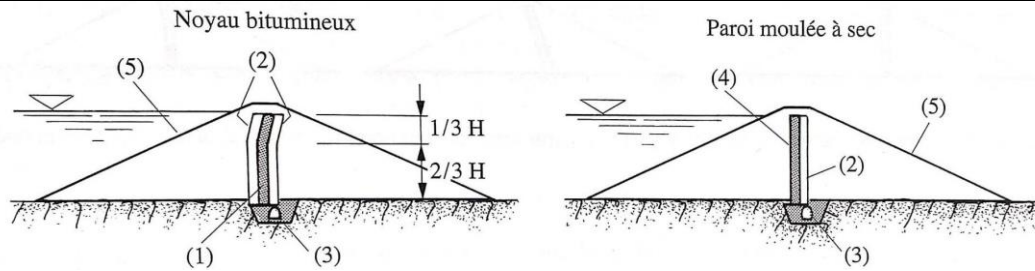
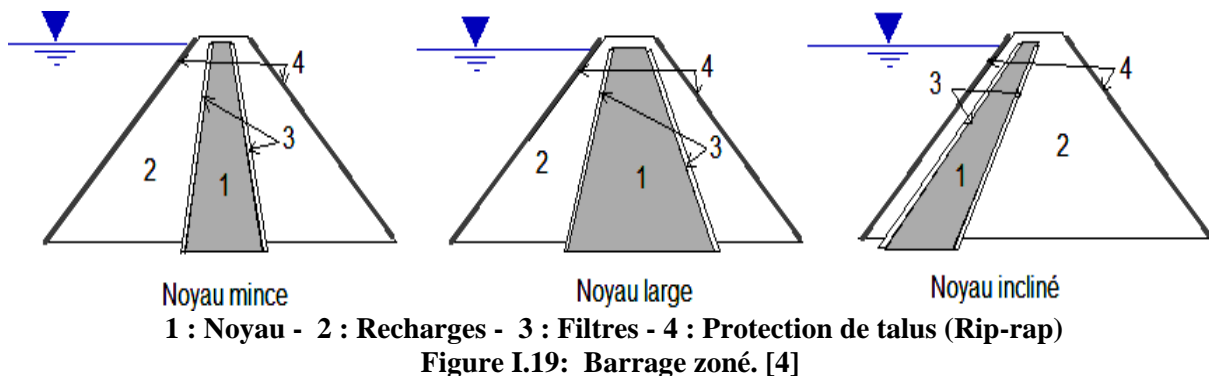


Figure I.18 : Barrage en remblai avec membrane interne: (1) membrane interne bitumineuse, (2) zones de transition, (3) galerie d'injection, (4) membrane, (5) protection de surface (aval et amont). [2]

3- Barrage en terre hétérogène ou zoné :

Ce sont des barrages composés d'une zone centrale, appelée noyau, qui assure le rôle d'étanchéité. Placée au cœur du remblai, le noyau (vertical ou incliné) est constitué de matériaux argileux imperméables, d'épaisseur variable généralement plus large à la base à cause des pressions interstitielles plus fortes. La fonction de stabilité est apportée par les recharges (Figure I.18)



Ces massifs plus perméables que le noyau sont réalisés en enrochements, ou en terre plus grossière. Pour se prémunir contre des phénomènes d'érosion interne, le noyau est entouré de couches filtrantes. Une granulométrie spécialement étudiée est utilisée entre la taille très petite des grains d'argile et les grains bien plus grossiers des recharges.

Plusieurs couches de filtres successifs sont généralement nécessaires.

L'épaisseur du noyau dépend:

- D'une largeur minimale en crête pour le passage des engins.
- De la disponibilité des terres imperméables.
- Du gradient hydraulique en contact avec la fondation.

La solution du noyau central mince est choisie lorsque la roche de fondation est peu déformable, imperméable et résistante à l'érosion interne. Ces noyaux minces sont peu pénalisants pour la stabilité des talus.

Dans le cas d'une digue à noyau incliné, le noyau est déplacé vers l'amont, ce qui présente certains avantages comme:

- La possibilité de construire le corps d'appui séparément du noyau (en période de forte pluviométrie) ;
- Le noyau est comprimé par la poussée de l'eau ;
- La surélévation du barrage est plus facile à réaliser.

Avantages :

- Corps du barrage très flexible s'adaptant aux conditions de terrain.
- Structure très peu sensible aux tassements et aux séismes.
- Excavations limitées.
- Contraintes très faibles sur le sol.
- Gradient hydraulique faible dans le noyau et dans la fondation.

Particularités :

- Volume de matériaux à mettre en place très important.
- Disponibilité de matériaux argileux en grande quantité à proximité du site.
- Mise en place du noyau argileux impossible lors de conditions météorologiques défavorables.

I.4 Principaux modes de rupture des barrages en terre :

La rupture est liée à une évolution plus ou moins rapide d'une dégradation de l'ouvrage susceptible d'être détectée par la surveillance et l'auscultation. Les barrages en remblai peuvent être touchés par une rupture progressive, et bien que les mécanismes d'endommagement mettent en jeu de nombreux phénomènes physiques différenciables, on peut les résumer généralement par les principaux modes de rupture constatés sur les digues en remblai; la surverse, l'érosion du pied de digue du côté du fleuve (affouillement), l'érosion interne, et le glissement de talus d'un côté ou de l'autre de l'ouvrage.

I.4.1 Érosion externe par surverse :

La surverse désigne le débordement de l'eau par-dessus la crête de la digue (Figure I.19), Ce débordement peut entraîner l'établissement d'une brèche dans l'ouvrage, qui débute en général en pied de talus côté aval et se propage vers la crête. On sait que la présence de matériaux perméables, et la présence d'hétérogénéités sur l'ouvrage, constituent un facteur aggravant pour la création et l'élargissement d'une brèche, une fois la surverse établie.

L'érosion subie lors de la surverse se déroule en deux phase :

- Une phase d'érosion progressive : l'eau s'écoulant par-dessus des digues, érode la digue ;
- Une phase de basculement : le profil en travers de la digue ne résiste plus à la poussée de l'eau.

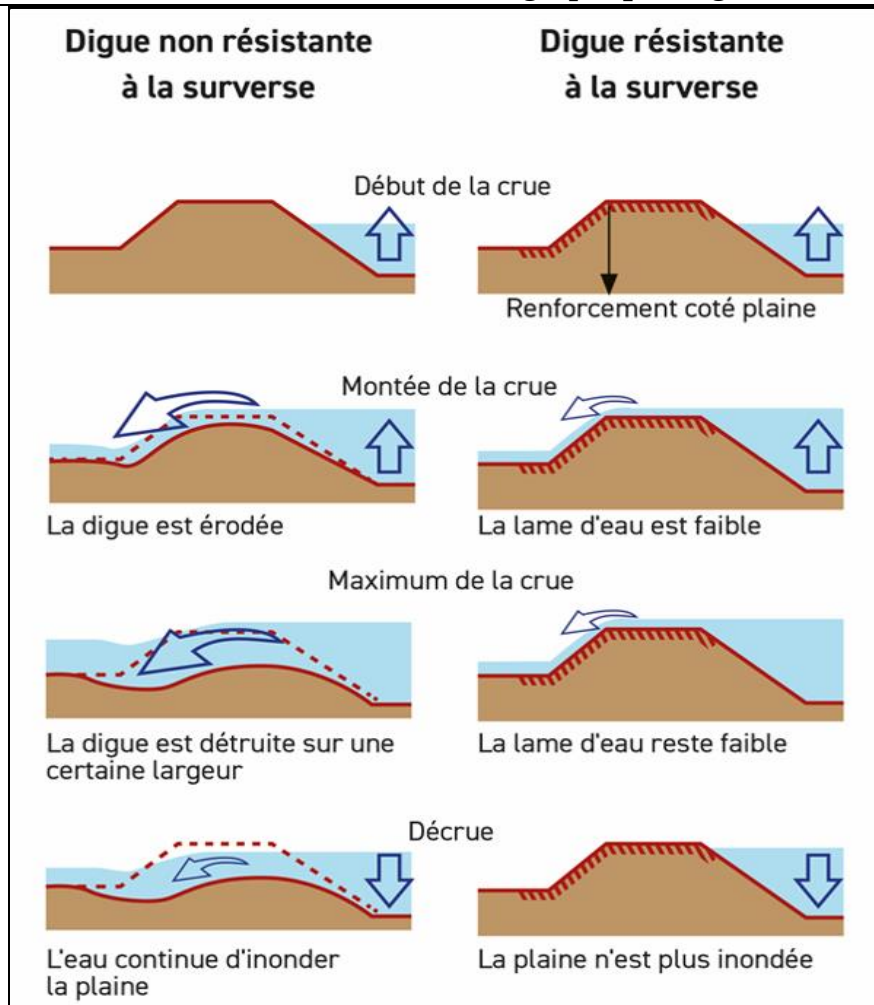


Figure I.20 : Mécanisme de rupture d'une digue par surverse. [4]

I.4.2 Érosion externe du pied de digue côté amont :

Ce mécanisme de déstabilisation du talus côté fleuve apparaît sous l'effet de l'érosion due à l'eau (remous, courant, batillage). Cette érosion du pied entraîne l'augmentation de la pente du talus, et par suite le glissement de celui-ci quand la pente devient trop forte. Ce mécanisme peut également conduire à l'établissement d'une brèche.

I.4.3 Érosion interne :

L'érosion interne (figure 1.14) est un processus selon lequel les particules sont éloignées du noyau ou de la fondation en empruntant des voies de migration préférentielles. Ce procédé est initialement favorisé par :

- La présence d'un chemin d'infiltration et d'une source d'eau,
- L'existence des matériaux érosifs à l'intérieur de ce chemin et transportables par le flux d'infiltration,
- L'absence de protection qui pourrait retenir ces particules

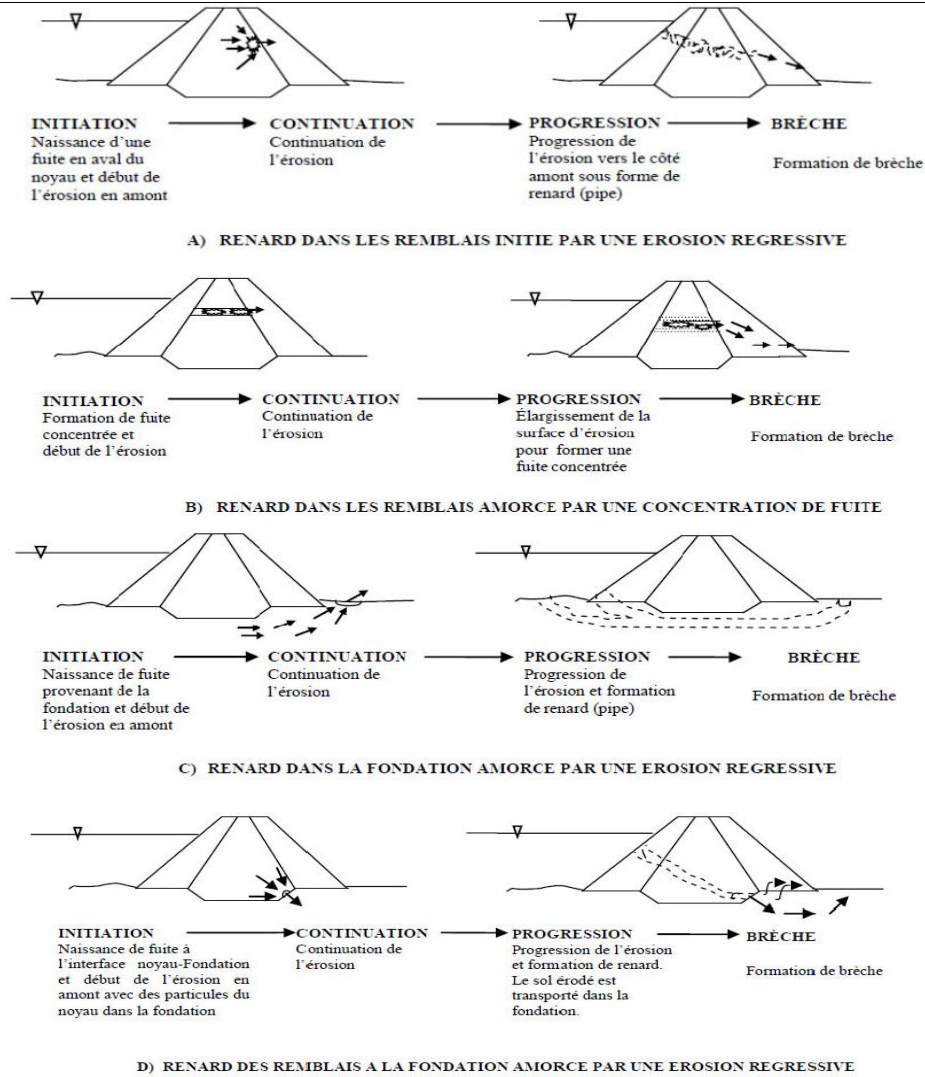


Figure I.21 : Exemple de processus d'érosion interne dans un barrage : (A et B) avec formation de renard dans le remblai par érosion rétrogradant en amont et par fuite concentrée, (C) avec formation de renard dans la fondation par érosion rétrogradant en amont, et (D) avec formation de renard du remblai à la fondation [4]



(a) : Avant rupture. (b) : Après rupture.

Figure I.23 : Rupture du barrage de Teton (USA).

I.4.4 Glissement de talus côté aval :

Lorsque l'ouvrage est saturé, le talus côté aval peut être déstabilisé car l'équilibre mécanique du talus est modifié par la présence d'eau, éventuellement sous pression.

Il existe deux mécanismes de glissement :

- Le glissement du talus côté aval, se produisant le plus souvent durant la crue ;
- Le glissement du talus côté fleuve, se produisant lors de la décrue.

➤ Le glissement côté aval en situation de crue :

Ce mécanisme se produit lorsque trois facteurs sont réunis :

- Un profil de digue étroit avec pentes de talus fortes (pentes supérieures à 0,65) ;
- Une piézométrie élevée dans la digue liée à l'absence de drainage et/ou à la présence des couches hétérogènes ;
- Une faible compacité du remblai donnant de faibles caractéristiques mécaniques des matériaux du corps de digue, ou encore la présence d'une couche argileuse sous consolidée au niveau de la fondation.

Ces trois facteurs sont potentiellement réunis dans les zones d'anciennes brèches dont la réparation n'a pas toujours été menée dans les meilleures conditions.

La figure illustre ce mécanisme :

Le cas typique est l'apparition d'une ligne de glissement quasi circulaire dans le corps du remblai aux pentes de talus trop raides :

La saturation du remblai et la raideur du talus
Provoquent des ruptures de masse par glissement du talus

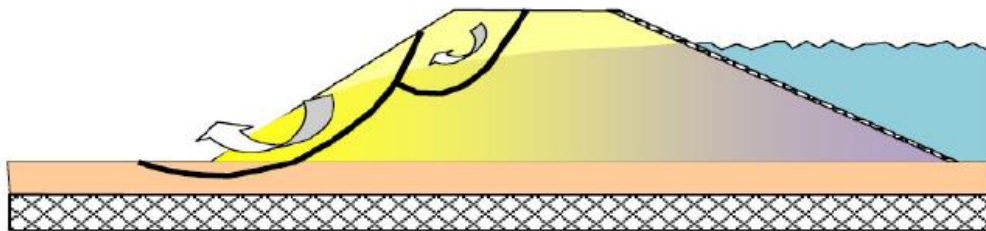


Figure I.24 : Le mécanisme de glissement côté aval en situation de crue. (Méraux et Al 2001)

I.5 Conclusion :

Les barrages en terre sont les seuls qui conviennent à une fondation non rocheuse, ils présentent l'avantage de pouvoir être adaptés à peu près à n'importe quelle fondation, et de pouvoir être réalisés avec une très grande variété de sols pour le barrage Kef eddir un barrage en terre zoné a noyau central argileux a été choisi car il présente le meilleur compromis sécurité-cout grâce à la disponibilité des matériaux de construction pas loin du site du barrage ainsi que son faible sensibilité séisme par rapport au barrages en béton dans une zone fortement sismique .

L'inconvénient majeur des barrages en terre est les infiltrations à travers leurs massifs. Donc la partie la plus délicate des barrages en terre et en enrochement est l'organe d'étanchéité, pour un barrage zoné a noyau argileux L'érosion interne est l'une des principales causes de rupture.

Chapitre II : Présentation du Barrage de Kef Eddir.

II.1 Introduction :

L'étude du milieu d'un barrage peut se diviser en trois parties essentielles à savoir ; la topographie qui a pour but : la détermination du site du barrage, la géologie qui désigne tous études de différentes couches qui constitues l'ensemble du site entourant la zone d'étude, et l'étude géotechnique qui nous permettras de connaître les caractéristiques des matériaux prélevées sur le site pour la réalisation de notre ouvrage.

II.2 Identification du projet du barrage de Kef Eddir:

II.2.1 Présentation générale :

Le projet consiste à construire un barrage sur Oued Damous, à l'extrême ouest de la wilaya de Tipaza, avec une capacité totale de 125 millions de mètres m³, ce qui fait de lui le plus grand barrage de la région, qui alimentera 03 wilaya dont Tipaza, Chlef et Ain Delfa, avec 60 millions de m³ par an, auprès de plus d'un million d'habitant.

II.2.2 Fiche technique du projet :

Intitulé du projet: Réalisation du barrage de Kef Eddir.

Maître d'ouvrage: Agence Nationale des Barrages et Transfert ANBT.

Bureau d'étude: TecSult International Limitée.

Maître d'œuvre: Groupement d'entreprise PIZZAROTTI-TODINI.

Bureau de contrôle et de suivi: TecSult International Limitée.

Entreprise de réalisation: Groupement d'entreprise PIZZAROTTI-TODINI (2006-2012) - Cosider TP (2012-2016).

Coût du projet: 10 milliards de Dinar Algérien.

Début des travaux: 2006.

Etat d'avancement: Projet réceptionné en 2016.



Figure II.1 : Zone d'étude du projet.

II.3 Présentation de l'ouvrage :

Le Barrage **Kef Eddir** est un ouvrage de retenue en terre de type zoné avec une longueur en crête de 478 m, une largeur en crête de 14m et une hauteur de 93 m. La capacité au niveau normal d'exploitation est de 125 hm³.



Figure II.2 : Barrage de Kef Eddir.

II.4 Situation géographique de l'ouvrage :

- Le barrage Kef Eddir est situé à l'ouest de la ville d'Alger sur l'Oued Damous, à environ 8 km au sud de la ville de Damous et près du village Beni Mileuk dans la wilaya de Tipaza. Le site du barrage est accessible à partir de la ville de Damous, par le chemin de wilaya CW-24 sur 8,4 km et par une petite piste qui passe par le village de Lazib. De la CW-4 au site, la piste fait moins de 1km.
- La ville de Damous avec une superficie de 11204 Ha est limitée administrativement par trois wilayas (Tipaza, Chlef et Ain Defla).
- Les coordonnées des extrémités de l'axe du barrage, exprimées dans le système Nord Sahara sont :
 - Rive gauche :
E- 379 691
N-4 038 022
 - Rive droite:
E- 379 848
N-4 037 597

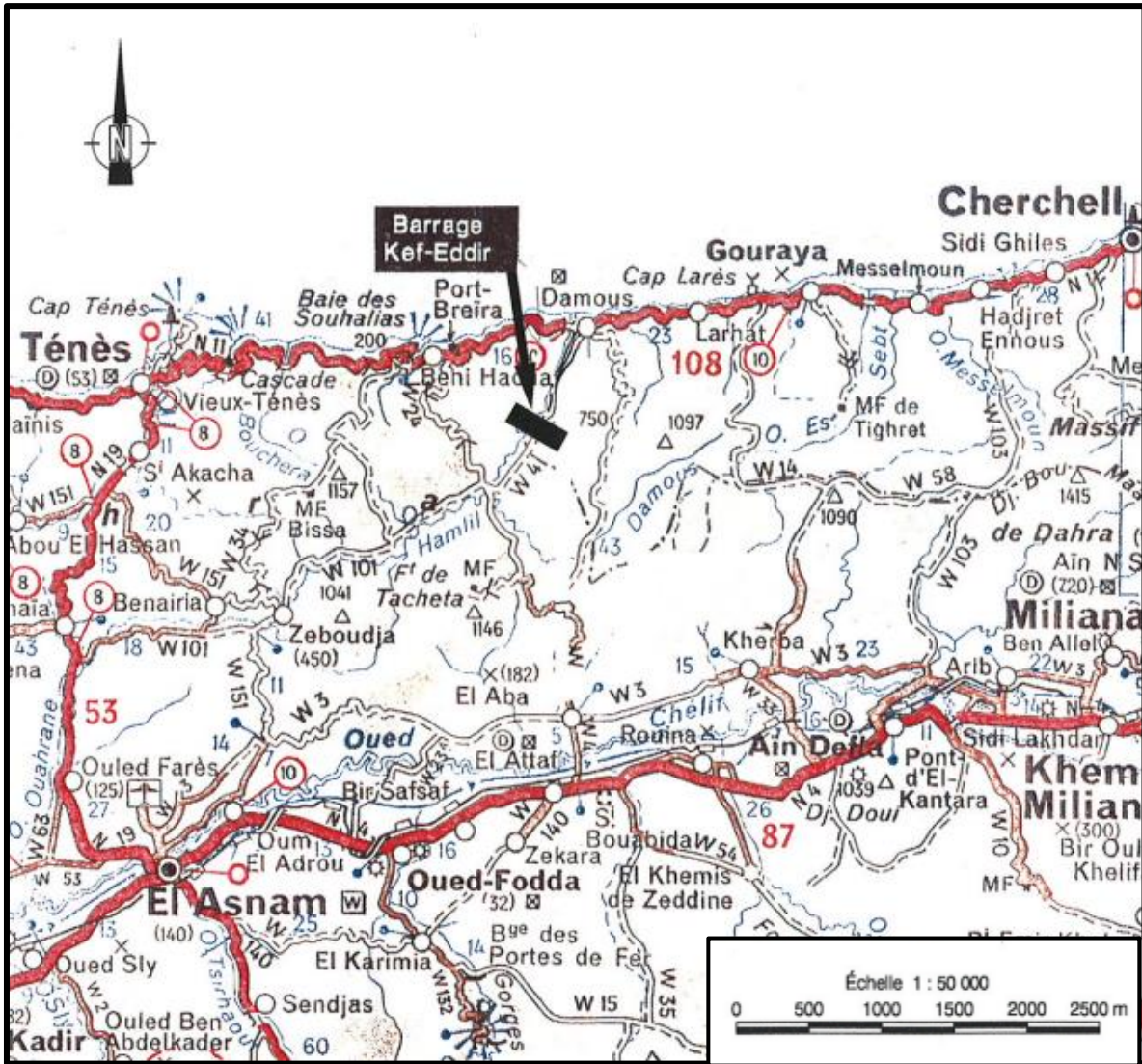


Figure II.3 : Plan de situation du barrage Kef Eddir.



Figure II.4: Vue en plan du Barrage Kef Eddir sur Google Earth.

II.4 Objectif du barrage :

- Le barrage Kef Eddir est destiné à satisfaire les besoins en eau pour la consommation humaine, les activités industrielles et pour l'irrigation de l'immense vallée agricole constituée par le croissant fertile des vallées de Damous, Larhat, de la bande agricole côtière de Gouraya, de Oued Sebt et de Messelmoun.
- Il alimente toute la région et les wilayas environnantes. Plus de 21 millions de mètres cubes par an pour les besoins de l'AEP et 17 millions de mètres cubes/an pour les besoins touristiques et ceux de l'agriculture dans la wilaya de Tipaza. La wilaya de Chlef disposera quant à elle de plus de 12 millions de mètres cubes par an, tandis que la wilaya d'Aïn Defla aura près de 8 millions de mètres cubes d'eau par an.

II.5 Présentation de l'aménagement du barrage:

L'ensemble de l'aménagement du barrage de Kef Eddir se constitue d'une digue en terre, des ouvrages de déviation et des ouvrages annexes tel que :

II.5.1 Ouvrages de déviations :

Les ouvrages de dérivation sont constitués d'un batardeau amont, d'un batardeau aval et d'une galerie de dérivation. L'ensemble de ces ouvrages est dimensionné pour le contrôle d'un débit de pointe de la crue de chantier (1:40 ans) estimé à 760 m³/s et correspondant à un débit laminé transitant par la galerie de dérivation.

Le choix de cette période de retour a été motivé par le souci de minimiser le risque de dépassement en raison des grandes excavations qui doivent être réalisées en aval du batardeau et des pertes qui peuvent en résulter en cas de dépassement.

II.5.1.1 Le batardeau :

- **Le batardeau amont** est un ouvrage temporaire constitué par une digue en alluvions tout-venant de l'oued (TVO) compactées avec une zone imperméable amont inclinée en argile. L'épaisseur de cette zone varie entre 6,0 m environ à la base et 1,5 m près du couronnement. Cette épaisseur permet une imperméabilisation suffisante de l'ouvrage compte tenu des caractéristiques connues du matériau argileux à mettre en place. Cette couche est reliée au rocher de fondation par une paroi moulée en ciment bentonite.
- Un géotextile sépare la couche d'argile des alluvions du corps du batardeau depuis la paroi moulée jusqu'au niveau 60,0 m NGA. Le choix du niveau 60,0 m NGA comme limite supérieure du géotextile est dicté par le fait que le niveau d'eau reste en général au-dessous de cette côte et que le risque d'un lessivage significatif de l'argile en partie haute est faible en cas de dépassement occasionnel de ce niveau lors des crues extrêmes.
- Le batardeau amont a une hauteur maximum de 25,5 m et sa crête est située au niveau 75,5 m.
- **Le batardeau aval** est quant à lui également un ouvrage provisoire. Le même système de coupure étanche que celui adopté pour le batardeau amont y est prévu. Dans son cas, l'épaisseur de la coupure est de 1,0 m.

II.5.1.2 Galerie de déviation :

- La galerie de dérivation de 245 m de longueur qui longe le pied de la rive droite sous le barrage, presque perpendiculairement à l'axe longitudinal de ce dernier. Elle se compose d'une galerie de section rectangulaire. Elle a été construite à l'air libre dans une tranchée excavée en grande partie dans de la marne. Cette galerie est en mesure d'évacuer un débit de 760 m³/s.

II.5.2 Ouvrages annexes :

- Les ouvrages annexes sont : l'évacuateur de crues, la tour de prises d'eau, la vidange de fond et la galerie d'injection. Tous ces ouvrages sont localisés sur la rive droite, qui présente une topographie plus favorable que celle de la rive gauche qui est très abrupte et qui aurait nécessité la réalisation d'ouvrages souterrains.

II.5.2.1 Évacuateur de crues :

- L'évacuateur de crues est un ouvrage dimensionné pour le passage de la crue décennale laminée de 2 620 m³/s. Il comprend les parties distinctes suivantes :
 - Un seuil déversant à surface libre;
 - Un bassin amont;
 - Un bassin du pont de l'évacuateur de crues;
 - Un coursier composé de 2 segments de pente constante suivi d'un saut de ski;
 - Un bassin de dissipation;
 - Un canal de fuite pour rejoindre le lit de l'oued Damous en aval.
- L'évacuateur de crues a les caractéristiques suivantes :

Tableau II.1 : Principales caractéristiques de l'évacuateur de crues. [5]

Ouvrage	Caractéristiques
Type et localisation	Évacuateur de crues de type Creager, implanté en rive droite
Seuil Côte de déversement Largeur Crue de projet laminée	Déversoir - de type Creager 111,25 m 50,0 m 2 620 m ³ /s
Coursier : a. <u>À pente constante :</u> - Longueur - Largeur - Côte à l'entrée b. <u>Saut de ski :</u> - Profil - Longueur - Largeur - Côte à l'entrée	Section transversale avec murs verticaux en béton 285,00 m 50,00 m 100,00 m Rayon R = 9,0 m, angle θ de sortie du jet d'eau de 40° 10,00 m 50,00 m 52,95 m

Bassin de dissipation : - Longueur - Largeur	Protégés par du perré 65,50 m 50,00 m et s'élargit avec une pente de 10°
Canal de fuite - Largeur - Longueur (approximative)	Section transversale trapézoïdale 98,00 m 200,00 m

II.5.2.2 Tour de prises :

La tour de prises est située au-dessus de la chambre des vannes de la vidange de fond et abrite trois (3) pertuis de prises. Elle a un diamètre intérieur de 7 m et une hauteur totale de 83,50 m à partir du niveau de la fondation. Son toit est à la cote 126 m. À son sommet on retrouve la chambre de manœuvre qui est dotée d'un pont roulant destiné à la manœuvre de la vanne batardeau et des grilles et batardeaux des différentes prises ainsi qu'à toutes les opérations d'entretien des équipements installés dans la tour.

- La tour de prise a les caractéristiques représentées sur le tableau suivant :

Tableau II.2: Principales caractéristiques de la tour de prise. [5]

Ouvrage	Caractéristiques
Type et localisation	Tour de prise cylindrique, implantée en rive droite.
Tour de prise Hauteur maximale Diamètre intérieur Diamètre extérieur Nombre de prises Niveau de la chambre de manœuvre	83,50 m 7,00 m 9,50 m 3 120,50 m
Galerie d'adduction Type de conduite Nombre de conduites Diamètre de l'adduction Type de vanne	Conduit en acier 1 1000 mm Vanne à papillon avec opération électrique
Accès à la tour de prise Forme Dégagement	Par la galerie d'accès (par la section supérieure de la galerie de dérivation) Demi-cercle 3,0 m

II.5.2.3 Vidange de fond :

- La galerie de vidange de fond occupe la partie inférieure de la galerie de dérivation après division de cette dernière à l'aide d'une dalle horizontale suite à la fin de la phase de dérivation. Son entrée se trouve à la base de la tour de prise en rive droite. Elle est dotée d'un pertuis situé à la cote 51,80 m de forme rectangulaire avec un dégagement minimum de 2,00 x 3,50 m soit une section de 7,00 m².

- La vidange de fond a les caractéristiques suivantes :

Tableau II.3 : Principales caractéristiques de la vidange de fond. [5]

Ouvrage	Caractéristiques
Type et localisation	Bétonnée et localisée en rive droite.
Vidange de fond Section d'écoulement Côte à l'entrée Côte à la sortie Débit maximum de vidange	Section transversale rectangulaire En U arrondi 49,50 m 49,00 m 133 m ³ /s
Vannes Nombre de vannes Hauteur des vannes Largeur des vannes	Une vanne de service et une vanne de garde, espacées de 3,25 m 2 2,25 m 2,0 m

II.5.2.4 Galerie d'injection :

- Les injections sont faites à partir d'une galerie d'injection qui est implantée dans le roc le long de l'axe du barrage, sauf en rive gauche où une partie de l'injection sera faite à partir de la surface.
- Le rideau d'injection a une profondeur d'une quarantaine de mètres (1/3 de la charge hydraulique totale du réservoir).
- La galerie d'injection a les caractéristiques représentées sur le tableau suivant :

Tableau II.4: Principales caractéristiques de la galerie de déviation. [5]

Ouvrage	Caractéristiques
Type et localisation	Galerie à l'axe du barrage installée dans une tranchée dans le lit de l'oued et en rive droite. Galerie d'accès en souterrain en rive gauche et en tranchée en rive droite.
Forme Largeur Hauteur Longueur en tranchée Longueur en souterrain	Fer à cheval 2,40 2,80 497 m 180 m

- L'ensemble de l'aménagement décrit précédemment est représenté sur la figure suivante :

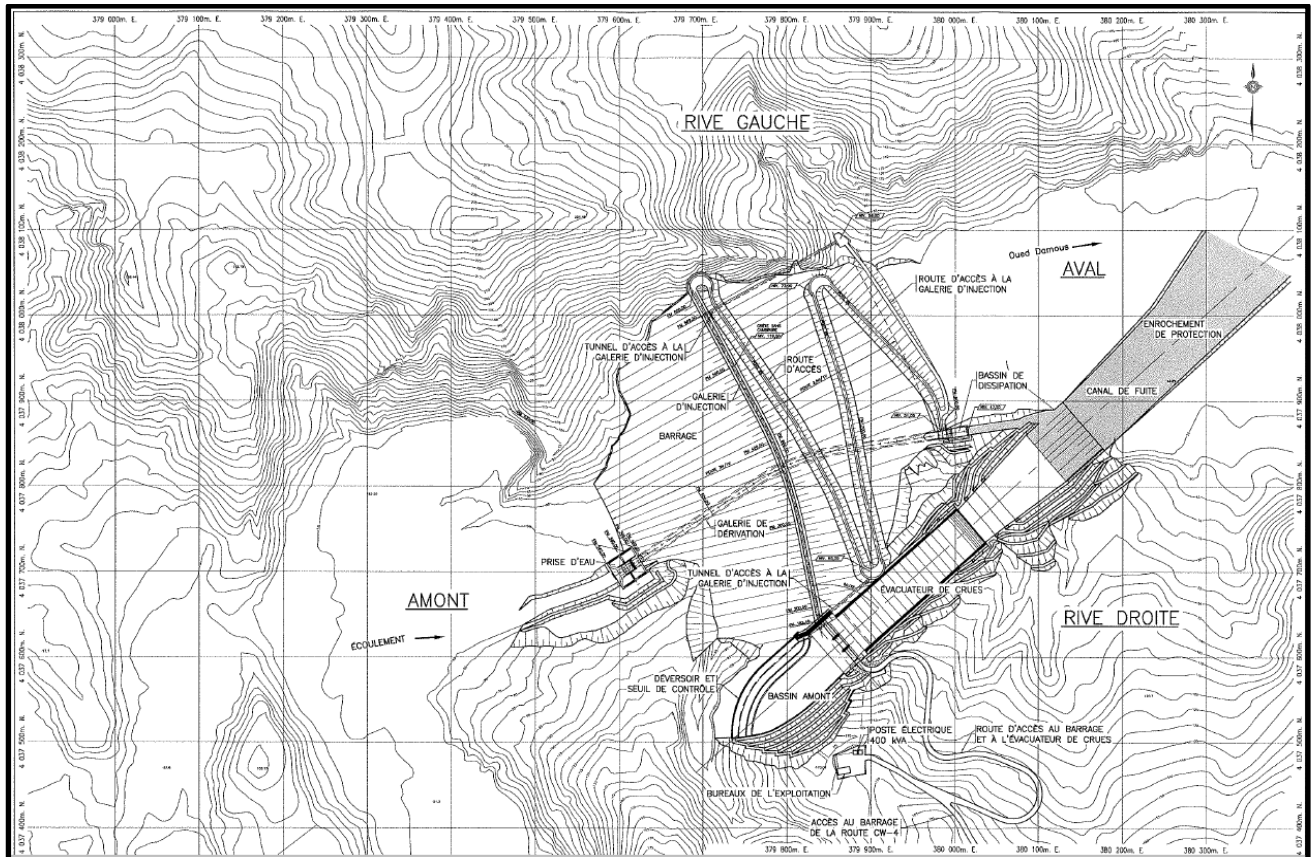


Figure II.5: Vue d'ensemble de l'aménagement du barrage de Kef Eddir. [5]

II.6 Topographie du site :

Dans le cadre de l'étude d'APD, un levé topographique au 1 : 1000 avec des courbes de niveaux aux 1 m a été réalisé dans la zone des ouvrages. La topographie au 1 : 5000 du réservoir avec des courbes de niveau au 5 m, a quant à elle, été obtenue par photo restitution après l'implantation de points de contrôle sur le terrain. Le site du barrage se trouve dans une vallée ayant une plaine alluvionnaire d'environ 150 m de largeur et dont les niveaux varient entre 50 et 52 m.

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

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



Figure II.6: Carte topographique du site. [5]

II.7 Géologie :

La région de l'Algérie du nord fait partie de la zone alpine méditerranéenne et le Nord-africain alpin. Au sud, l'accident Sud atlasique marque les limites entre le Nord-africain alpin et la plateforme saharienne.

La formation géologique dominante de la région du barrage Kef Eddir (Damous et ses environs) est de la marne argileuse grise foncée avec localement des lits calcaireux donnant un aspect plus massif au rocher en affleurement.

Généralement, les marnes sont très fracturées dû à un tectonisme régional intense, altérées et désagrégées en surface. Les marnes sont des argiles consolidées qui contiennent une certaine proportion de calcaire et quand elles ne sont que peu calcaires, elles évoluent comme des argilites.

Dans le pourtour du réservoir, les marnes affleurent le long des berges, surtout dans les zones d'érosion, et dans la partie amont du réservoir, de minces lits gréseux apparaissent dans la masse rocheuse. Les formations superficielles sont constituées de matériaux hétérogènes d'origines différentes selon leur localisation. La cartographie de la géologie de surface montrant les différentes lithologies rencontrées a été établie à partir de l'interprétation des photos aériennes suivie de la validation de cette interprétation par une campagne de terrain.

La géologie de surface du réservoir se présente comme suit :

- La plaine de l'oued, d'une largeur d'une centaine de mètres à plus d'un kilomètre, est constituée d'alluvions récentes et de terrasses alluvionnaires. Trois (3) types de matériaux alluvionnaires ont été identifiés et nommés **A1**, **A2** et **A3**, tel que :

- **Les alluvions récentes (A1)** se retrouvent essentiellement dans le lit actif de l'oued, c'est-dire la zone active de transport et recouvert par l'eau durant les crues annuelles.

Les matériaux composant ces alluvions (A1) sont de texture grossière en raison du régime torrentiel de l'oued. Ils sont constitués de sable, de gravier de cailloux et de blocs avec des traces de silt et d'argile. Les cailloux et les blocs sont présents en quantités variables qui peuvent atteindre un maximum de 50 %. Généralement, ce dépôt est stratifié avec des horizons de granulométries plus fines. Dû à la forte turbidité de l'eau durant les crues, les alluvions récentes montrent des traces de silt et d'argile. Occasionnellement, le silt et l'argile se présentent en minces lits d'ordre centimétrique.

La granulométrie des alluvions récentes varie selon leur position dans les méandres de l'oued, généralement plus fine vers les rives connexes qui sont des zones de sédimentation.

- **Des alluvions de type (A2)** se sont formées en terrasses tout le long de l'oued, par accentuation des méandres pendant le creusement de la vallée, et sont constituées de matériaux granulaires grossiers avec des intercalations de matériaux fins. Ces terrasses sont parfois recouvertes par les crues exceptionnelles. Elles sont constituées de sable et gravier stratifiés avec trace de silt et argile et avec un pourcentage variable de cailloux et blocs arrondis. Généralement, ces dépôts incluent des horizons de silt et d'argile d'épaisseur variable.
- **Les alluvions anciennes (A3)** sont essentiellement constituées de graviers, de cailloux et blocs arrondis dans une matrice silteuse et argileuse due à l'altération de la fraction sableuse.
Le pourcentage de cailloux et blocs est variable et peut atteindre une proportion de 50 %. Ce matériau très dense est en phase de consolidation avec un début de cimentation. Ces alluvions se retrouvent à toutes les élévations et ont été mises en place au cours du soulèvement du socle pendant que l'oued continuait à s'encaisser.
- **Les colluvions (C)**, identifiées, consistent en un matériau constitué de silt et d'argile avec du sable gravier et cailloux angulaires à sub-angulaires et des blocs dans des proportions variables. Ces matériaux sont généralement compacts et recouvrent les talus sur des épaisseurs variables habituellement plus importantes au pied des talus. Ces matériaux se retrouvent partout dans la région du réservoir à cause de la présence des marnes qui, de par leur nature argileuse, sont très fissurées et altérées par un processus d'élévation.
- **Les éluvions** se présentent en processus qui consiste en une altération du rocher par les eaux d'infiltration par entraînement vers le bas des substances solubles donnant un horizon éluvial constitué majoritairement d'argile et le pourcentage d'éléments grossiers croît avec la proximité du rocher. À cause du ruissellement, la partie fine (sable, silt et argile) des colluvions est entraînée au pied des pentes laissant des pavages de gravier et cailloux sur les talus, observés surtout en rive gauche dans l'axe du barrage.

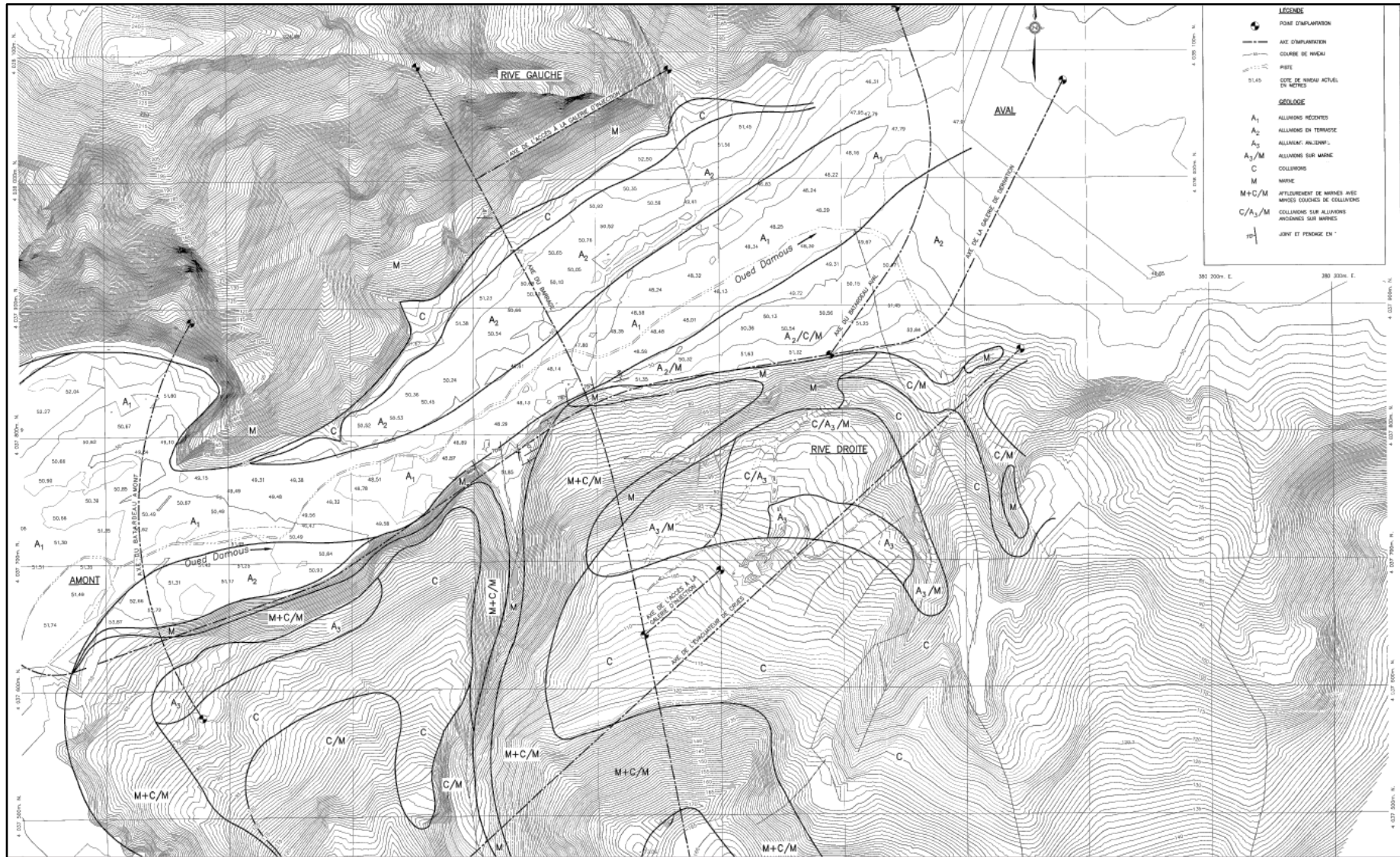


Figure II.7 : Géologie de surface. [5]

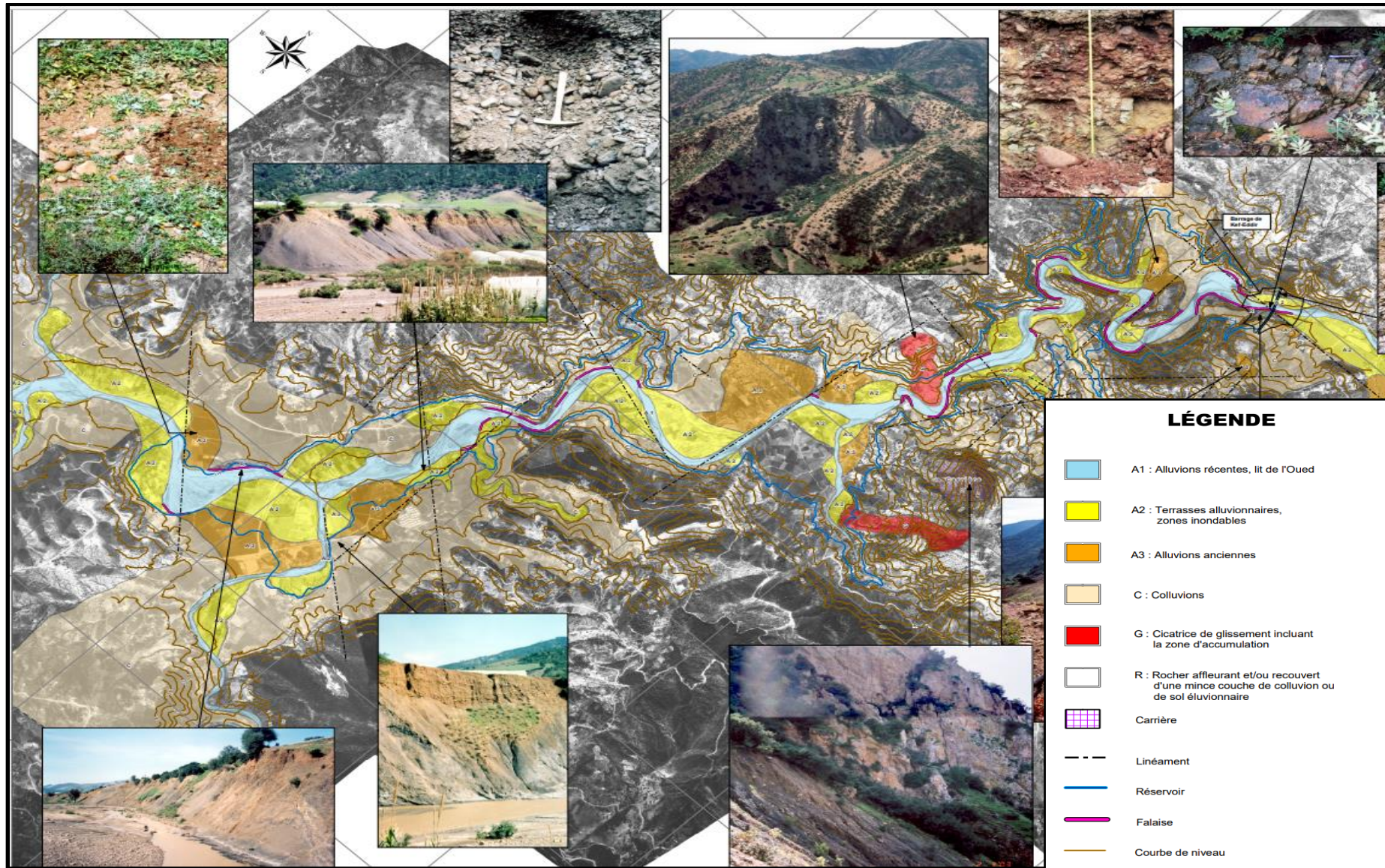


Figure II.8 : Géologie du réservoir.[5]

II.8 Sismicité du site :

Le site du barrage est situé dans la zone III selon le Règlement parasismique Algérien. C’est une région qui figure parmi les zones les plus sismiques de l’Algérie, où de nombreux séismes de forte intensité ont été observés par le passé. L’activité sismique du site de Kef-Eddir est comparable à celle des zones les plus actives de la Californie.

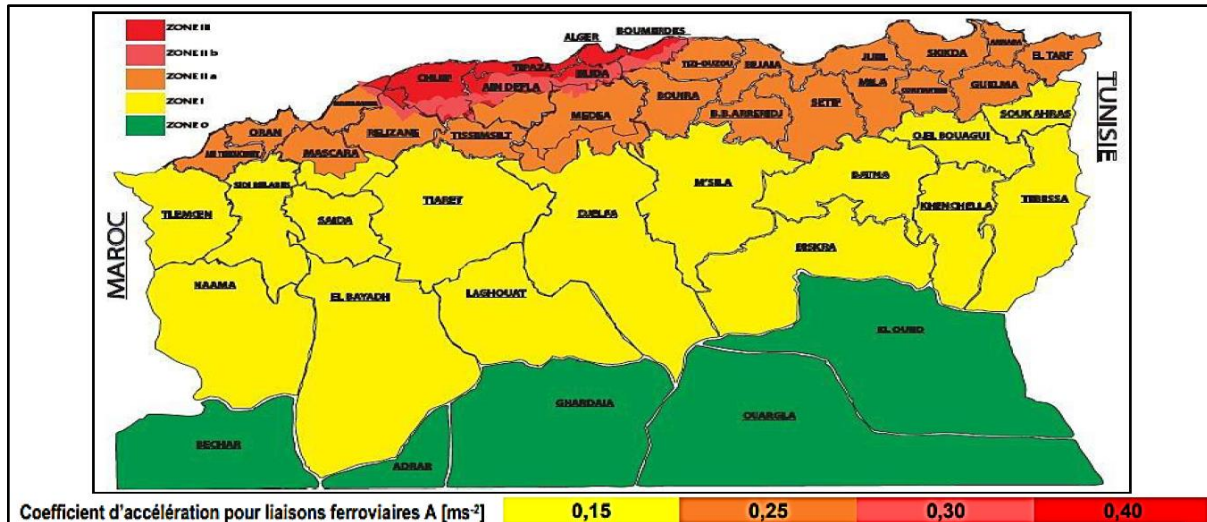


Figure II.9 : Carte de zonage sismique de l’Algérie.

- L’évaluation de l’aléa sismique du site du barrage a identifié dix-huit (18) failles au voisinage du site du barrage ainsi que treize (13) séismes d’une magnitude supérieure à 5,0, dont deux (2) dévastateurs.
- Le séisme de Chlef du 9 septembre 1954, dont l’épicentre est situé à moins de 50 km du site du barrage de Kef-Eddir, avait une magnitude M de 6,7 sur l’échelle Richter et une intensité se situant entre X et XI, et le séisme de Chlef du 10 octobre 1980, d’une magnitude M de 7,2 et d’une intensité de IX qui ont causé des dégâts majeurs.
- D’autre part, le séisme de Chlef du 9 septembre 1954 a causé des dégâts majeurs au barrage de Bentiba .
- La sismicité historique et instrumentale de la région d’étude couvrant la période de 1563 à 2000 est illustrée par la figure II.10 alors que la représentation des zones de faille active et supposée active est présentée à la figure II.11.

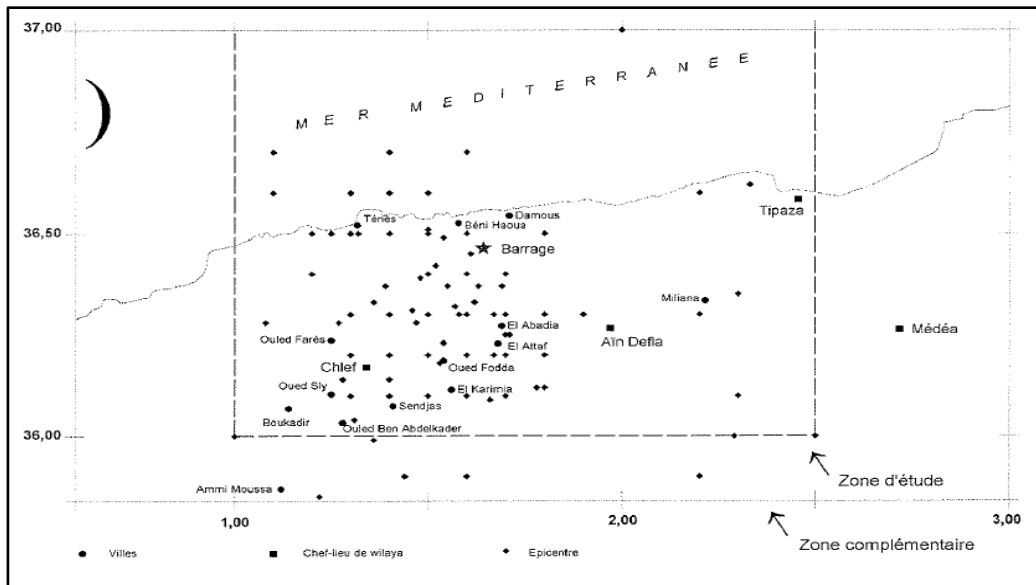


Figure II.10 : Sismicité historique et instrumentale de la région de Kef-Eddir. [5]

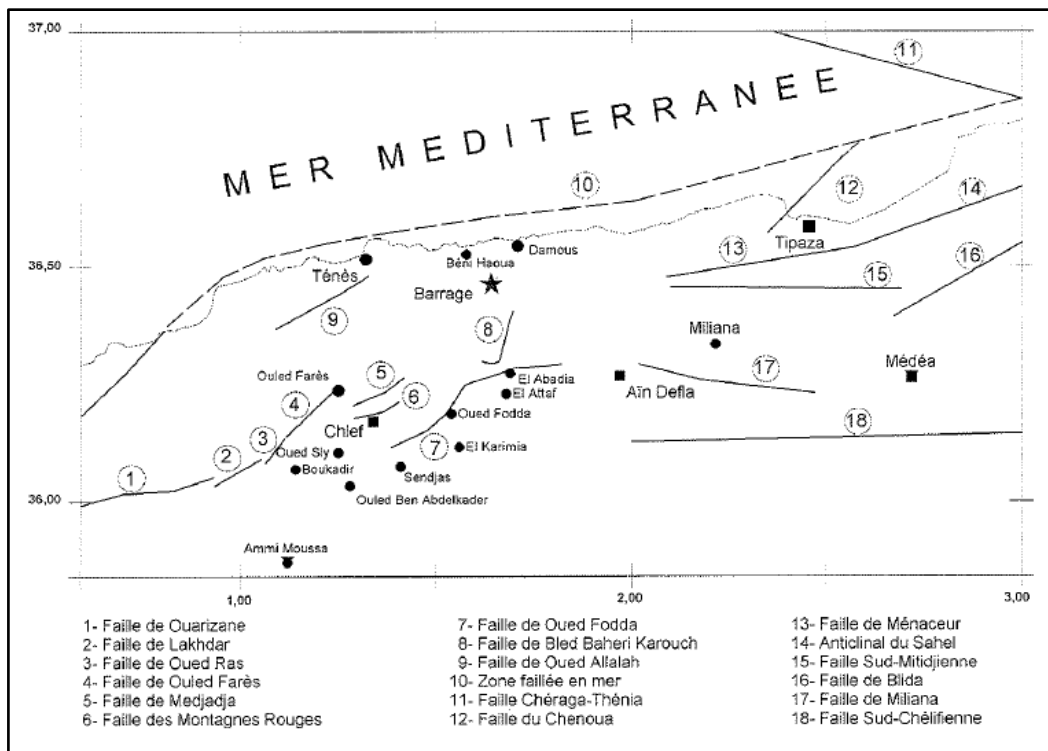


Figure II.11 : Représentation des failles actives et supposées actives incorporées dans le modèle l'aléa sismique de la région Kef-Eddir. [5]

II.9 Hydrologie :

Les études hydrologiques sont très importantes pour la réalisation des travaux de génie hydraulique. L'objectif est de mettre en évidence les paramètres hydrologiques des oueds, tels que les courants de crue, les apports du bassin, les apports liquides et solides, Le dimensionnement des ouvrages hydrauliques est toujours lié à une bonne estimation des caractéristiques de la zone d'étude, comme les débits disponibles ainsi que les débits extrêmes.

II.9.1 Le bassin versant:

Un bassin versant est une portion de territoire délimitée par des lignes de crête (ou lignes de partage des eaux) et irriguée par un même réseau hydrographique. A l'intérieur d'un même bassin, toutes les eaux reçues suivent, du fait du relief, une pente naturelle et se concentrent vers un même point de sortie appelé exutoire. Le barrage de Kef Eddir se trouve dans Le bassin versant de l'oued Damous qui est montré à la figure II.12 :

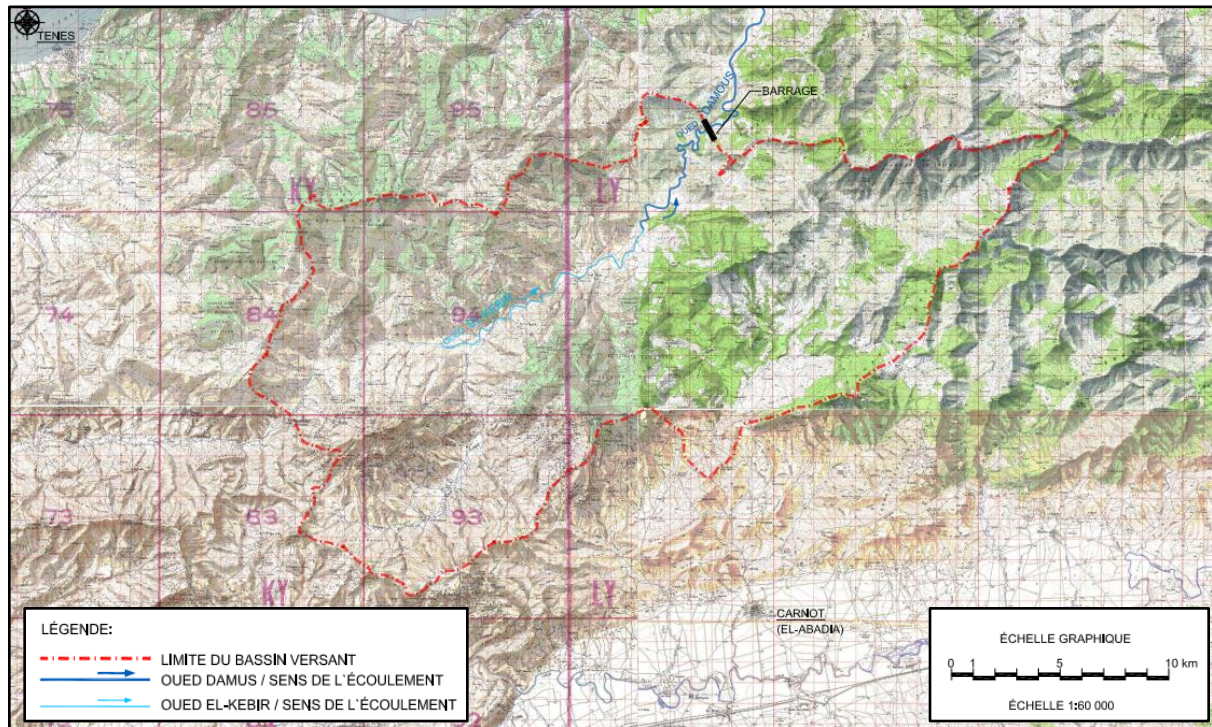


Figure II.12 : Le bassin versant du barrage de Kef Eddir [6]

II.9.1.1 Caractéristiques morphologiques du bassin versant de Oued Damous:

Les caractéristiques physiques et morphologiques du bassin versant qui ont été déduites de la carte topographique (échelle 1 : 50 000) se présentent comme suit dans le tableau II.5

Tableau II.5 : caractéristiques physiques et morphologiques du bassin versant.

Paramètre	Valeur
Superficie du bassin versant	(S) = 482 km²
Altitude moyenne déterminée sur la courbe hypsométrique	(Hmoy) = 395 m
Longueur du Thalweg principal	(L) = 43 km
Longueur du Thalweg principal jusqu'au point le plus proche du centre de gravité du bassin	(Lc) = 17,5 km
Longueur du rectangle équivalent	(LR) = 37,2 km
Pentes longitudinales des principaux affluents et de l'oued principal	(IP) = 1,4 à 9,7 %
Dénivelée séparant les altitudes ayant approximativement 5 % et 95 % de la surface du bassin au-dessus d'elles	(D) = 750 m
Pente globale du bassin	(I) = D/LR = 2 %
Indice de compacité	(IC) = 1,57
Densité de drainage	(Dd) = 2,18 km/km²

II.9.1.2 Climatologie :

Les caractéristiques climatologiques de la région du barrage de Kef-Eddir sont estimées par les données disponibles des stations climatologiques avoisinantes, les données climatiques ont été extraites de l'étude hydrologique exécutée dans le cadre de l'étude de l'avant-projet détaillé du barrage Kef Eddir. La localisation des stations considérées par rapport au bassin versant de l'oued Damous est montrée à la figure II.13

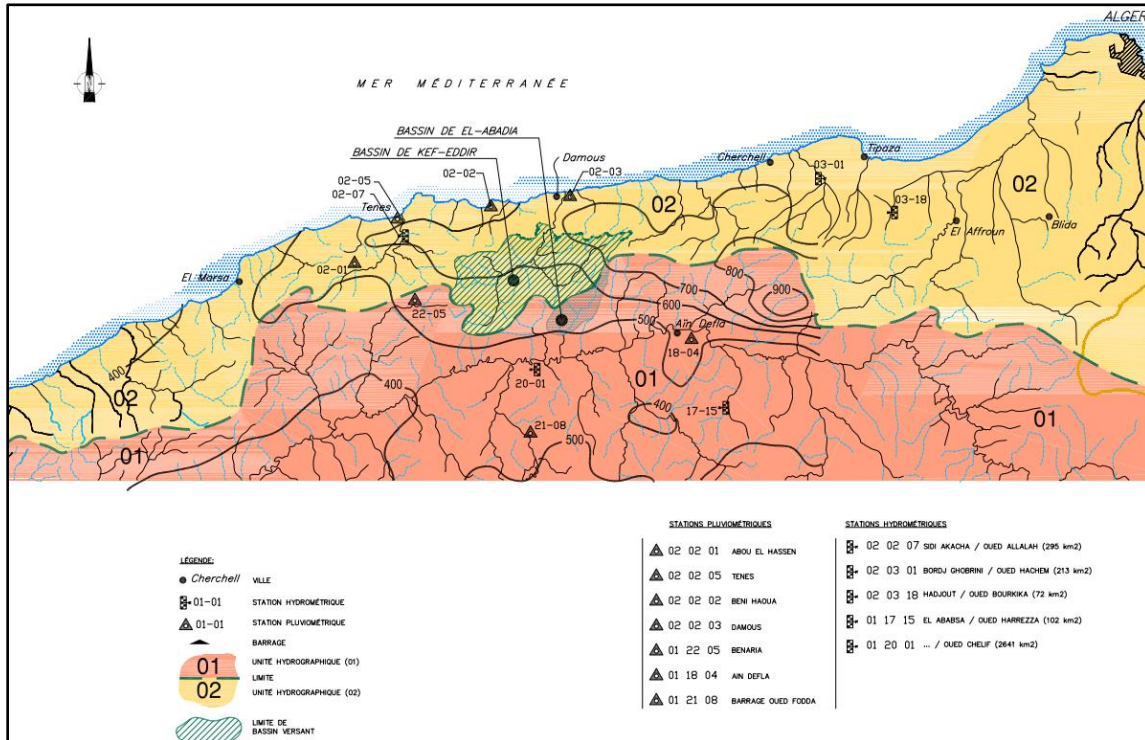


Figure II.13: Stations hydrométrique et pluviométriques considérées par l'étude hydrologique du barrage de Kef Eddir [6]

II.9.1.3 Température :

Les caractéristiques climatiques de la région du bassin versant ne sont enregistrées qu'aux stations de Cherchell et de Ténès, les répartitions mensuelles des températures enregistrées à ces deux stations se présentent dans le tableau II.6 . Le régime des températures est caractérisé par des étés chauds et des hivers relativement doux. Les données enregistrées à la station de Ténès sont représentatives des températures du bassin versant de l'oued Damous. Les moyennes mensuelles des températures enregistrées à cette station indiquent une température moyenne minimale de

9,4 °C en hiver et une température moyenne maximale de 28,8°C en été. La température prise en compte pour le projet est de 19,1°C

Tableau II.6 : températures mensuelles enregistrées dans les stations de Cherchell et Ténès. [6]

Station		Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	juill.	Aout	Sep	Oct	Nov.	Déc
Cherchell	Max °C	20,6	21,0	26,1	28,7	27,1	30,8	34,1	33,8	31,8	28,5	24,5	22,7
	Min °C	4,6	5,0	5,0	6,6	10,3	14,0	17,0	18,0	15,3	11,1	9,6	4,8
	Moy °C	12,6	13	15,55	17,65	18,7	22,4	25,55	25,9	23,5	19,8	17,05	13,75
Ténès	Max °C	19,5	21,6	25,4	28,3	30,9	31,8	37,8	36,9	34,1	31,4	26,7	21,6
	Min °C	4,0	3,8	4,8	6,2	9,9	13,4	16,4	17,6	14,0	10,6	7,4	4,1
	Moy °C	11,75	12,7	15,1	17,25	20,4	22,6	27,1	27,25	24,05	21	17,05	12,85

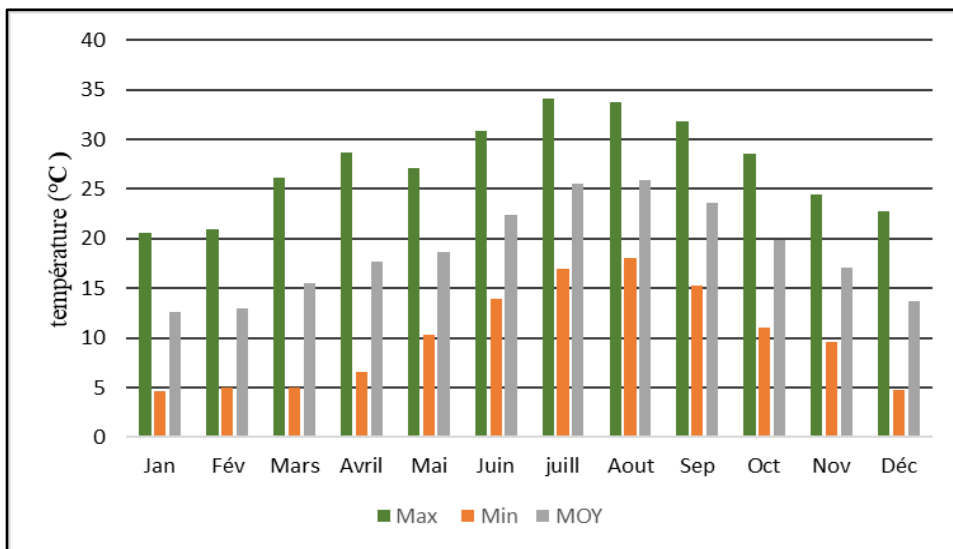


Figure II.14: Températures mensuelles données par la station de Cherchell. [6]

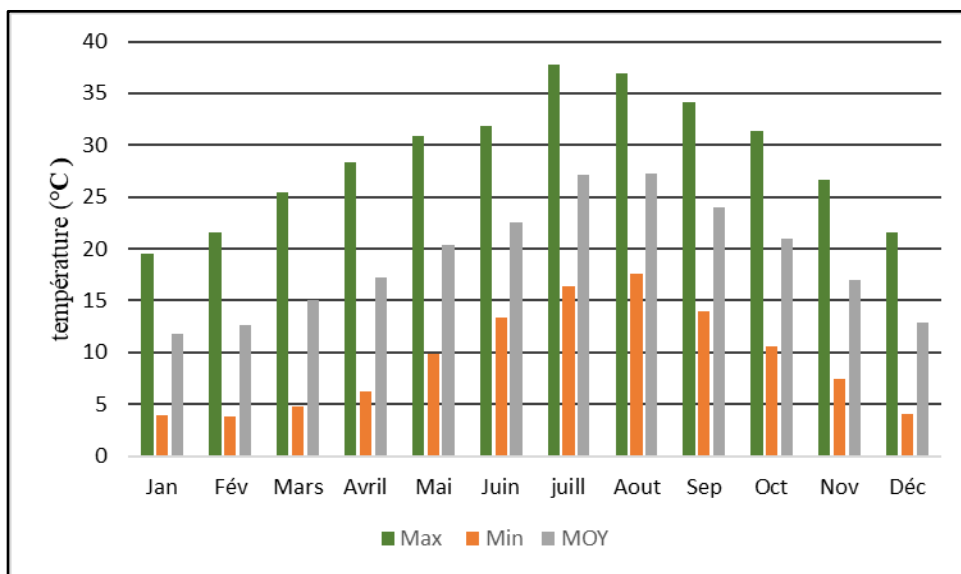


Figure II.15: Températures mensuelles données par la station de Ténès. [6]

II.9.1.4 Évaporation :

L'évaporation n'est mesurée qu'à la station d'Echelif. L'évaporation mensuelle disponible à cette station est résumée dans le tableau II.7

Tableau II.7: L'évaporation mensuelle à la station de Echeleif. [6]

Mois	jan.	fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc
Ev (mm)	47,5	57,5	88,5	109	152	214	265,5	234	193	108	79,5	53,5

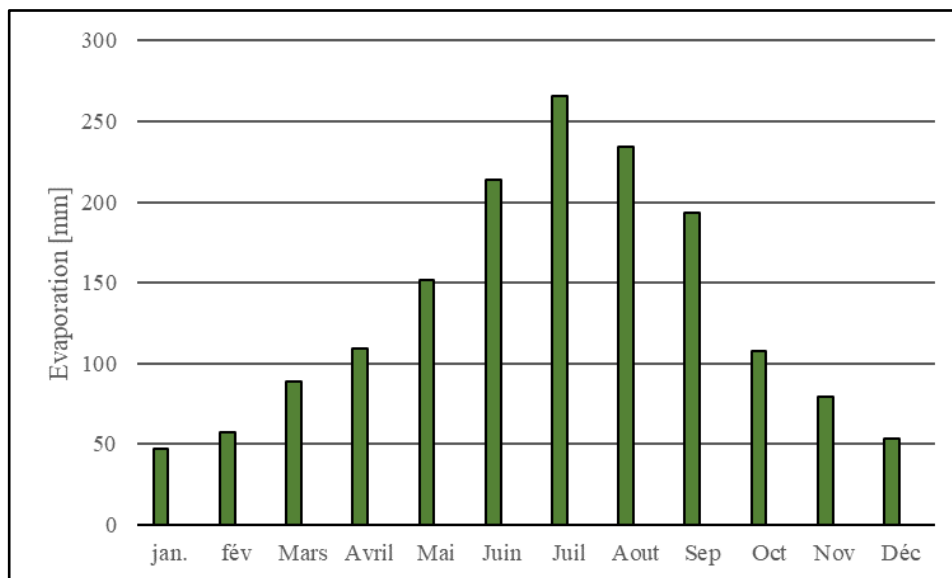


Figure II.16 : Histogramme de l'évaporation mensuelle à la station de Echeleif. [6]

II.9.1.5 Humidité relative

La distribution mensuelle de l'humidité relative enregistrée à la station de Cap Ténès est récapitulée dans le tableau II.8:

Tableau II.8 : distribution mensuelle de l'humidité relative de la station cap Ténès. [6]

mois	jan.	fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc
Hum (%)	77	75	72	71	72	72	69	70	71	72	73	74

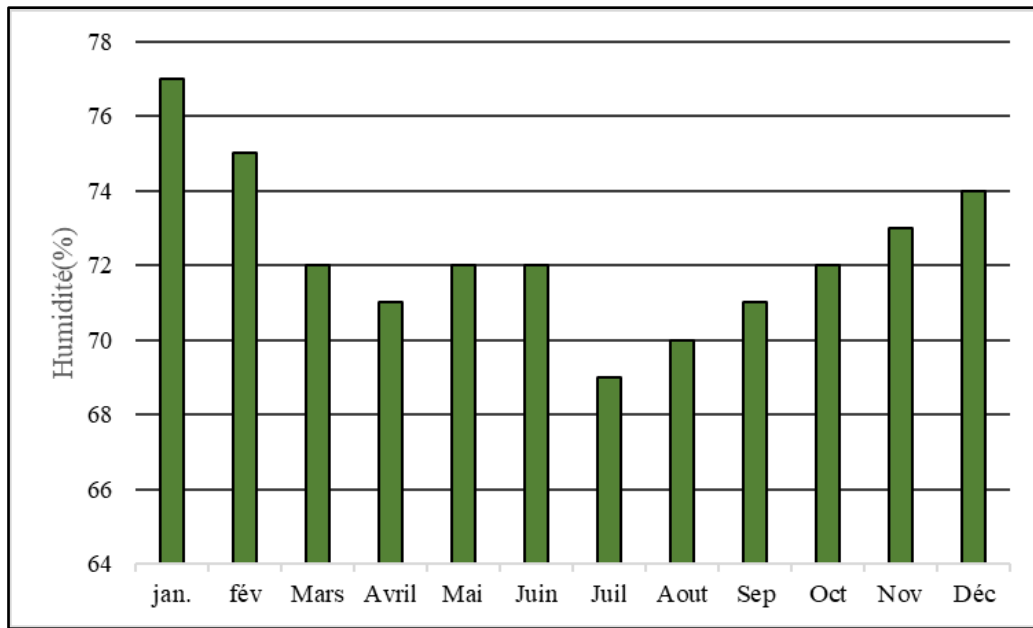


Figure II.17 : histogramme de l'humidité relative de la station cap Ténès. [6]

II.9.1.6 Vents :

Les données enregistrées à la station de Chlef sont représentatives des vents du bassin versant de l'oued Damous. Le vent observé à cette station se caractérise par une vitesse moyenne variant de 1 m/s à 4,5 m/s. Les vents les plus forts prédominent de mai à juin. Les directions générales observées du vent sont de l'ouest et de l'est avec des pourcentages de fréquence de 28,2 % et 17,5 % respectivement.

II.9.1.7 Pluviométrie:

Afin de déterminer la pluviométrie sur le bassin versant de l'oued Damous Cinq stations pluviométriques voisines ont été considérées (Abou El Hassen,Benaria,Ténès,Damous,Beni Haoua) . La précipitation annuelle moyenne (Pan) présumée pour le bassin versant du barrage de Kef-Eddir est de 645 mm/an, cette valeur est obtenue par planimétrie de la carte pluviométrique de l'Algérie du Nord de ANRH (Agence Nationale des Ressources Hydrauliques).

II.9.2 Etude des apports:

II.9.2.1 Apports Liquides :

L'écoulement moyen annuel est le volume d'eau écoulé à l'issue d'un bassin c'est une notion fondamentale en hydrologie. Le oued Damous ne dispose pas de station hydrométrique donc on a opté pour les formules empiriques pour estimer les paramètres hydrologiques nécessaires au dimensionnement des ouvrages, Pour l'apport moyen annuel du barrage de Kef eddire, on prend $A0 = 71,2 \text{ hm}^3$

- lame d'eau écoulée :

$$Le = \frac{A_0}{S}$$

- Avec : Le : lame d'écoulement en mm ;
- A0: apport moyen interannuel en m3 ;
- A : surface du bassin versant en m2

En appliquant la formule ci-dessus on trouvera : $Le=147.71 \text{ mm}$

II.9.2.2 Apports solides :

Les apports solides dépendent de l'étendue du relief du bassin versant, de la nature géologique des sols et de leur résistance à l'érosion, liée elle-même à la couverture végétale, au régime des pluies et des températures.

Au site de l'aménagement Kef-Eddir, les valeurs obtenues sont les suivantes :

- taux d'abrasion : 1 667 t/km² /an $T_a = 1\ 111\ m^3 /km^2 /an$
- volume d'envasement après 50 ans $V_m = 30\ hm^3$

II.9.2.3 Les courbes hauteur-capacité et hauteur-surface

Ces courbes sont très importantes dans l'étude d'un barrage, car elles permettent, par des simples lectures de ces courbes, de connaître la valeur du volume d'eau ainsi que la surface inondée en fonction du niveau de la surface de l'eau dans la retenue.

Tableau II.9 : Valeurs du volume et de la surface inondée. [6]

Niveau(m)	volume (hm)	Surface (Km ²)
50	0,027	0,02
60	1,51	0,28
70	6,46	0,71
80	16,37	1,26
90	36,11	2,70
100	69,36	3,95
105	91,89	5,06
110	119,26	5,89
115	150,89	6,76
120	186,99	7,68
125	228,36	8,87
130	275,44	9,96

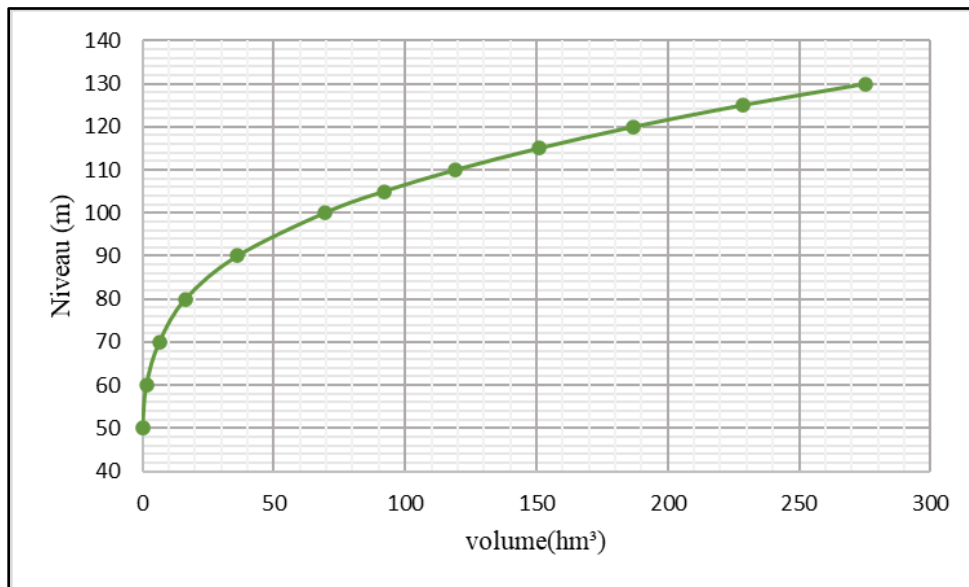


Figure II.18 : Courbe capacité-hauteur H=f(V). [6]

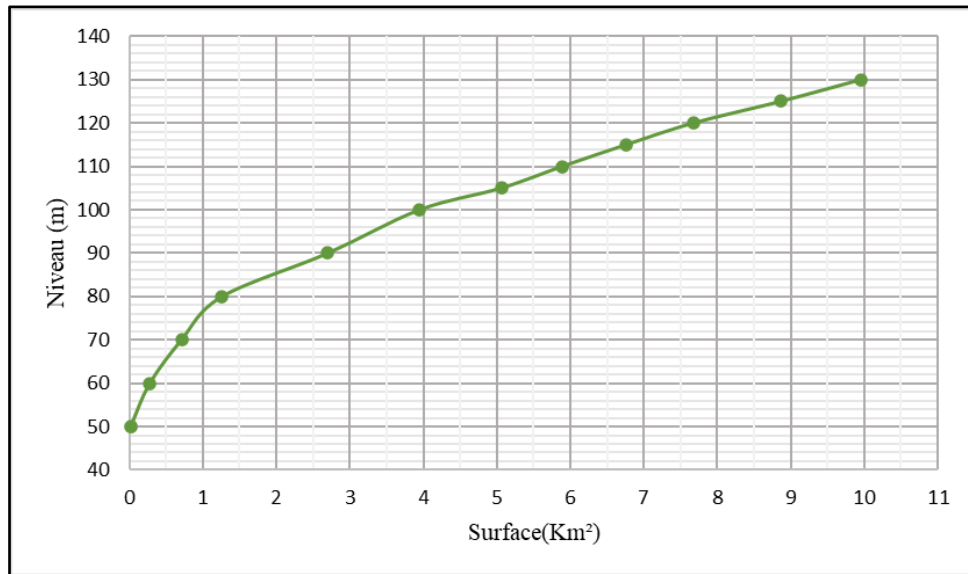


Figure II.19 : Courbe Hauteur- Surface $H=f(S)$. [6]

II.9.2.4 Volume utile :

La retenue du barrage de Kef Eddir permettra la mobilisation de 95 Hm^3 , donc le volume utile de la retenue est de 95 Hm^3 .

Le volume au niveau normal de la retenue est :

$$V_{NNR} = V_m + V_{\text{utile}}$$

$$\text{AN: } 125 \text{ Hm}^3$$

A partir de la courbe capacité – hauteur figure II.18 on tire le niveau normal du barrage $NNR = 111,25 \text{ m NGA}$.

Chapitre III : Etude géotechnique.

III.1 Introduction:

L'étude géotechnique d'un barrage en terre est une étape cruciale dans la conception et la construction d'un ouvrage hydraulique. Cette étude est une investigation approfondie du sol et du sous-sol sur le site du projet afin d'évaluer les conditions géologiques, hydrologiques et géotechniques du site, de déterminer les caractéristiques du sol et de sa capacité portante et de concevoir la structure conforme aux normes de sécurité, de stabilité et de durabilité requises pour un ouvrage de barrage en terre.

L'étude géotechnique nécessite une phase de reconnaissance du terrain, où des techniques d'exploration telles que le carottage, la sismique ou la géophysique sont utilisées pour évaluer les propriétés du sol, de la roche et de l'eau. Elle comprend également des essais spécifiques pour évaluer la résistance des matériaux, leur élasticité, leur perméabilité et leur comportement sous contrainte.

Les résultats de l'étude géotechnique sont utilisés pour concevoir le barrage avec une structure adaptée aux propriétés du sol et de la roche sur lesquelles l'ouvrage sera construit. Elle permet également de déterminer le type de fondations nécessaires et les caractéristiques de la digue, afin de garantir une résistance suffisante aux contraintes naturelles, telles que les séismes ou les glissements de terrain.

En somme, l'étude géotechnique est un pilier fondamental de la construction des barrages en terre, garantissant la sécurité et l'efficacité de l'ouvrage, tout en assurant sa durabilité à long terme.

III.2 Etude Géotechnique du barrage de Kef Eddir :

Dans le but d'envisager les caractéristiques générales du terrain, pour la construction du barrage de Kef Eddir et la création d'une retenue, à ce niveau d'étude, une reconnaissance géologique a été effectuée sur le terrain ainsi que des essais de laboratoire selon le programme établi. L'objectif des reconnaissances fut l'obtention des résultats pour les besoins de l'étude du choix du site d'implantation ainsi que du type d'ouvrage adopté sur le terrain.

L'étude géologique ne permet pas de définir les caractéristiques de comportement mécaniques et hydrauliques des sols, c'est-à-dire, leurs aptitudes à fournir les matériaux nécessaires à la construction de la digue ou à constituer des fondations suffisamment stables et imperméables, il importe donc de procéder à des essais mécaniques et des essais physiques.

III.3 Travaux de reconnaissance du terrain :

Les travaux de reconnaissance sur le chantier ont été réalisés par l'entreprise HYDRO TECHNIQUE, et ont consisté en la réalisation de dix-sept (17) forages conventionnels avec échantillonnage, de trente-sept (37) puits d'exploration avec échantillonnage manuel et de quatre (4) sondages pressiométriques, ainsi que 10 essais ont été réalisés au laboratoire de l'entreprise de la même entreprise pour identifier les caractéristiques géotechniques de chaque matériau. Le tableau III.1 présente une synthèse des travaux réalisés aussi bien sur le site du barrage que sur les zones d'emprunt.

Tableau III.1 : Synthèse des travaux de reconnaissances. [7]

Désignation	Nombre	Cumulatif	Remarques
Site du barrage			
Forages avec échantillonnage	17	592.7 m	75 essais de pénétration standard
Puits d'exploration	21	76.05 m	Echantillonnage manuel à chaque horizon intercepté
Pressiomètres	4	90.7 m	48 essais
Piézomètres et tubes d'observation	10	195.7 m	100 essais d'eau Lugeon 36 essais d'eau Lefranc
Zone d'emprunt			
Puits d'exploitation zones d'argile	16	46.45	-
Puits d'exploitation zones de sable	3	5.8 m	-

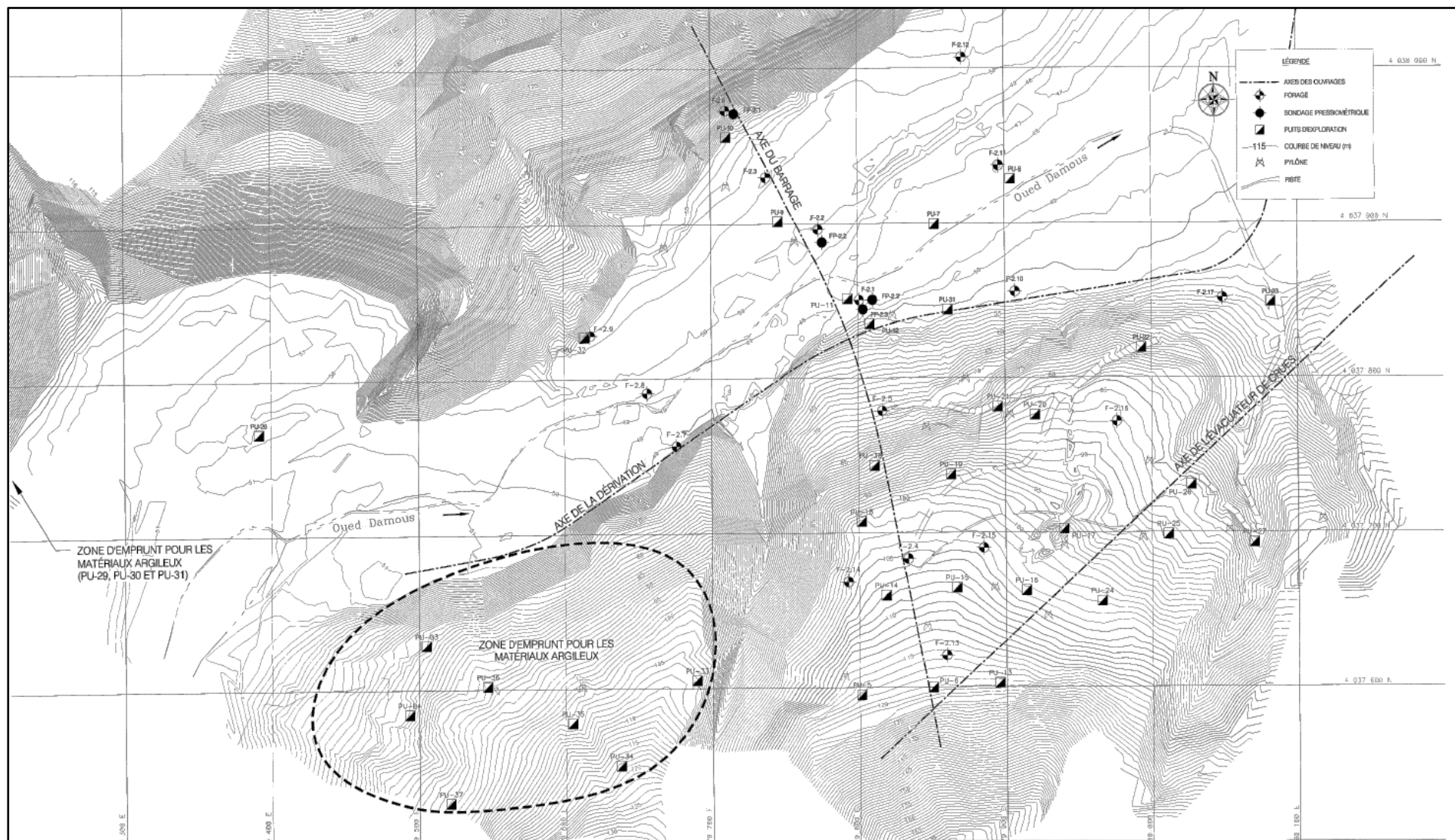


Figure III.1 : Localisation des sondages et la zone d'emprunt. [7]

III.4 Travaux de reconnaissance dans la zone objet de l'étude :

Pour l'étude géotechnique de la digue du barrage de Kef Eddir, 07 forages de reconnaissance (F2.1, F2.2, F2.3, F2.4, F2.5, F2.6 et F2.13) et 07 puits d'exploration avec échantillonnage manuel (PU.6, PU.9, PU.10, PU.11, PU.12, PU.14, PU.18) ont été exécutés sur l'axe du barrage, afin de définir les séquences litho stratigraphiques du sol et sous-sol de la zone explorée.

- Voici quelques photos sur les carottes prélevées à partir des sondages :



Figure III.2 : Sondage F2.3, profondeur 11-35m de la tête du forage. [7]




Figure III.3 : sondage F2.6, profondeur 22.5 - 26.5 m de la tête du forage. [7]

Figure III.4 : sondage F2.2, profondeur 24 - 29 m de la tête du forage [7]

III.4.1 Résultats des prélèvements des sondages :

Les tableaux suivants présentent les résultats des prélèvements de chaque forage exécuté sur l'axe du barrage :

Tableau II.2: récapitulatif des résultats du forage F2.1

Forage	Profondeur (m)	Description du sol	Stratigraphie
F2.1 : lit de l'oued à proximité de l'axe du barrage	0 - 10.5	alluvions : limons sableux graveleux en surface caillouteux en profondeur	



	10.5 - 19	Schiste marneux altérée fracturée avec joints rouillée et occasionnellement remplie d'argile passée entre 16 m et 17m devenant plus saine a partir de 16.8 m	
	19 - 45	Schiste marneux saine 99 joints fermés subverticaux remplie de calcite	

Tableau II.3: récapitulatif des résultats du forage F2.2



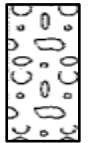


Forage	Profondeur (m)	Description du sol	Stratigraphie
F2.2 : lit de l'oued à proximité de l'axe du barrage	0 - 1	alluvions : limons sableux avec un peu d'argile	
	1 - 1.5	Sable limoneux à grains moyens	
	1.5 - 3	Graviers et galets de tailles moyennes à matrice sablo-limoneuse	
	3 -24	sable fin a moyen gris avec graviers galets et blocs	
	24 - 45	schiste marneux très fracturé devenant moins altéré à partir du 13.54 m de profondeur	

Tableau III.3: Récapitulatif des résultats du forage F2.3



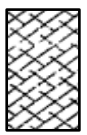
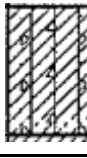
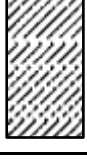


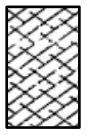
Forage	Profondeur (m)	Description du sol	Stratigraphie
F2-3: lit de l'oued à proximité de l'axe du barrage	0 - 3	Alluvions limons sableux graveleux	
	3 - 17	alluvions graviers et cailloux de tailles variables dans une matrice sablo limoneuse	
	17 - 45	schiste marneux gris massif fracturé broyé devenant plus compacte a partir de 27 m	

Tableau III.4: Récapitulatif des résultats du forage F2.4

Forage	Profondeur (m)	Description du sol	Stratigraphie
F2-4: rive droite à proximité de l'axe du barrage	0 - 1.95	colluvions argile jaune silteuse a traces de gravier	
	1.95 - 4.5	colluvions argile bariolée	
	4.5 - 7.5	alluvions: alternance de graviers et galets avec du sable à grains moyens	
	7.5 - 11	colluvions : limon sableux a limon argileux graveleux présence de blocs de shale et de grés entre 9,8m et 10 .30m	
	11 - 40	Schiste marneux très altérée , devient compacte à 28 m de	

		profondeur avec joints remplis de produits d'altération	
--	--	---	--

Tableau III.5: Récapitulatif des résultats du forage F2.5



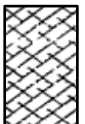
Forage	Profondeur (m)	Description du sol	Stratigraphie
F2-5: rive droite à proximité de l'axe du barrage	0 - 5	Colluvions: Argile brun-rouge brique, avec concrétions jaunâtres, de consistance très raide a duré	
	5 - 6.5	argile brune avec gravier marneux de consistance dure	
	6.5-75	Roc : Schiste marneux très altérée qui se défrite en petits cailloux qui devient compacte a partir de 19.5m . marne grise bleu schisteuse du 54.3m a la fin du forage	

Tableau III.6: Récapitulatif des résultats du forage F2.6

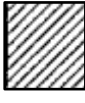
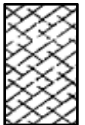




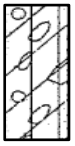


Forage	Profondeur (m)	Description du sol	Stratigraphie
F2-6: rive gauche à proximité de l'axe du barrage	0-1	matrice argileuse avec morceaux de marne schisteuse altérée	
	1-45	Schiste marneux altérée jusqu'à 22.5m la marne devient plus saine et compacte	

Tableau III.7: Récapitulatif des résultats du forage F2.13

Forage	Profondeur (m)	Description du sol	Stratigraphie
F2-13: rive droite à proximité de l'axe du barrage	0-8	culluvions jusqu'à 3m puis , une argile sableuse rouge très dense	
	8-12.5	Argile ocre marneuse graveleuse très dense et à partir de 11 m argile brune sableuse graveleuse	
	12.5-14	Argile sableuse brune dense	
	14-15.5	sable fin limoneux,dense	
	15.5-18	sable grossier limoneux, argileux et graveleux	
	18-24	marne grise-noire fissurée et oxydée	

- Les tableaux suivants présentent les résultats des prélèvements de chaque puit d'exploration exécuté sur l'axe du barrage :

Tableau III.8: Récapitulatif des résultats du puits PU.6.

Puit	Profondeur (m)	Description	Stratigraphie
	0 - 2.3	Colluvions : Silt et argile, sable avec un peu de gravier brun rougeâtre, avec inclusion blanchâtre (calcite), très dense.	

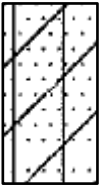
PU.6	2.3 - 3.8	Colluivions : Sable silteux et argileux avec un peu de gravier (schiste altéré) gris rougeatre bariolé, avec tracé de plaquage noir (oxydes ce fer et de manganèse), un peu humise, très dense.	
-------------	-----------	--	---

Tableau: Récapitulatif des résultats du puit PU.9

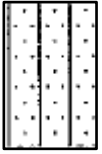


Puit	Profondeur (m)	Description	Stratigraphie
PU.9	0 - 0.5	Alluvions récentes : Limon et sable fin avec intercalation minces de graviers et de cailloux et quelques blocs (diam inf. à 30 cm), gris brun.	
	0.5 - 1.75	Alluvions récentes : Gravier et cailloux avec des traces de sable et de silt. Horizons stratifiés grossier (environ. 50% de cailloux) à la base devenant graveleux dans l'horizon supérieur.	
	1.75 - 3.75	Alluvions récentes : Sable et gravier avec quelques cailloux (≤ 2%) et un bloc de 30 cm de diamètre. Traces de silt et d'argile	

Tableau III.9: récapitulatif des résultats du puit PU.10


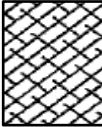
Puit	Profondeur (m)	Description	Stratigraphie
PU.10	0 - 3.6 m	Colluivions : Sable graveleux avec un peu de limon et d'argile, quelques cailloux de schistes (marnes), très humide, compact. Effondrement des parois sur plus de 5m de longueur.	
	3.6 - 4.9	Roc : Marnes grises, altérées en surface avec de nombreux joints et foliation, oxydé, brun- gris.	

Tableau III.10: Récapitulatif des résultats du puit PU.11

Puit	Profondeur (m)	Description	Stratigraphie
------	------------------	-------------	---------------


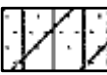
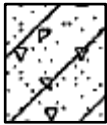
PU.11	0 - 1.1	Colluvions : Sable graveleux avec un peu de limon et d'argile, quelques cailloux anguleux de schistes, brun-gris compact, humide.	
	1.1 - 1.4	Alluvions : Limon argileux gris avec sable et environ 15% de gravier arrondis.	
	1.4 - 3.0	Alluvions : Gravier et cailloux arrondis dans une matrice argileuse grise. Environ 15% de cailloux.	

Tableau III.11: Récapitulatif des résultats du puit PU.12

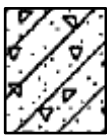
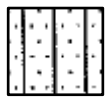


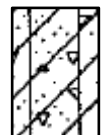

Puit	Profondeur (m)	Description	Stratigraphie
PU.12	0 – 1	Colluvions : Argile sableuse avec gravier, environ 25% de cailloux et blocs, brun rougeâtre.	
	1 - 1.5	Alluvions : Silt et sable fin, gris, compact.	
	1.5 - 1.8	Alluvions : Matériaux granulaires stratifiés, sable grossier et gravier fin uniforme, traces de silt.	

Tableau III.12: Récapitulatif des résultats du puit PU.14

Puit	Profondeur (m)	Description	Stratigraphie
PU.14	0 - 0.5	Colluvions : Argile sableuse avec un peu de gravier formé de grès et de schistes altérés, jaunâtre, ces, très dense, avec quelques cailloux.	
	0.5 - 1.2	Colluvions : Argile silteuse et sableuse avec traces de gravier brunâtre, avec quelques cailloux de grès, un peu humide, dense.	
	1.2 - 2.0	Colluvions : Argile rougeâtre et noirâtre avec un peu de sable et quelques graviers formés de schistes, humide, dense.	




	2 - 3.7	Colluvions : Silt argileux avec un peu de sable et des traces de gravier bariolé, rougeâtre gris, un peu humide dense.	
	3.7 - 3.85	Colluvions : Argile sableuse, rougeâtre et avec des inclusions blanchâtre, peu humide, très dense.	

Tableau III.13: Récapitulatif des résultats du puit PU.18

Puit	Profondeur (m)	Description	Stratigraphie
PU.18	0 - 3.2	Alluvions : anciennes altérées : Gravier, cailloux, blocs (environ 50%) dans une matrice sableuse et argileuse, brun rougeâtre, très dense. Blocs de grès et de schistes arrondis de 30 à 80 cm de diamètre.	

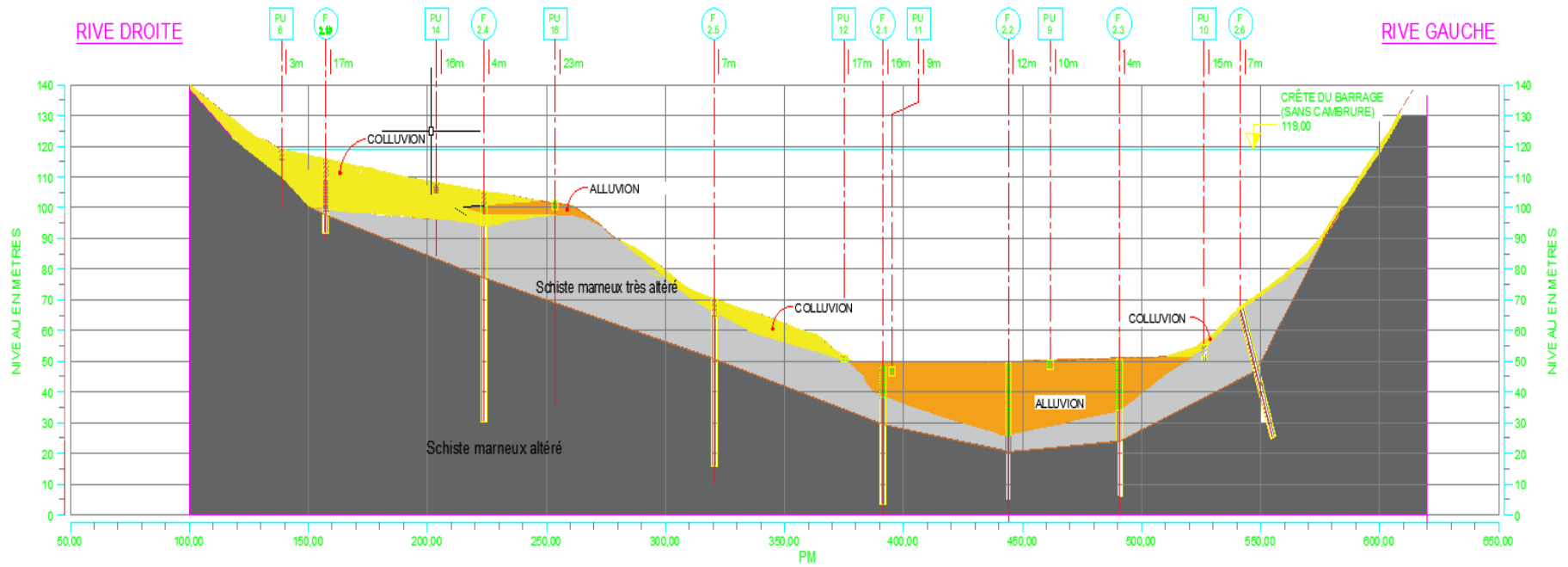


Figure III.5 : Coupe stratigraphique du barrage

III.4.2 Lithologie :

La coupe stratigraphique présentée dans la figure précédente est décrite comme suit :

Lit de l'oued :

- La coupe stratigraphique montre que le lit de l'oued a une largeur d'environ 150 m. L'épaisseur maximale du dépôt alluvionnaire récent est de l'ordre de 24 m. L'épaisseur du dépôt est plus grande au pied de l'appui gauche, au voisinage du forage F2.3, que celui de l'appui droit, au voisinage du forage F2 1.
- Les alluvions sont composées, dans la partie supérieure du dépôt jusqu'à une profondeur variant entre 1,5 et 3,5 m, d'un limon sableux et graveleux avec un peu d'argile, moyennement dense. En profondeur, les alluvions sont composées de sable graveleux à du gravier sableux moyennement denses à denses. Au voisinage du socle rocheux, le pourcentage des cailloux interceptés dans les sondages devient de plus en plus important.
- Sous le dépôt alluvionnaire, le socle rocheux, qui consiste en une marne fissurée, a été rencontré. La marne altérée est fissurée sur une profondeur de 16 à 18 m. Par la suite, elle devient plus saine.

Rive gauche :

- L'appui gauche du barrage, présente des pentes de 35° dans sa partie inférieure, de 55° dans sa partie médiane (entre les niveaux 67 m et 90 m) et de 40° dans sa partie supérieure. La pente moyenne de l'appui gauche est de 43°.
- Une couche mince d'éluvions de très faible épaisseur (décimétrique) recouvre par endroit la surface. La roche, une marne altérée, est affleurante dans la majeure partie de la rive. Elle est représentée dans la zone de l'axe par des marnes altérées. Au pied de l'appui, se trouve une couche de colluvion d'environ 3,6 m d'épaisseur.
- Le forage F2.6 situé pratiquement sur l'axe, met en évidence la présence de marnes dès la surface.

Rive droite :

- L'appui droit du barrage présente des inclinaisons plus douces que celles de l'appui gauche avec une pente moyenne de 23°. Les pentes de l'appui sont de 30° dans sa partie inférieure, de 15° dans sa partie médiane (entre les niveaux 58 m et 73 m) et de 28° dans sa partie supérieure.
- Entre les niveaux 50 m et 74 m, dans le voisinage de l'axe, un dépôt colluvionnaire de 1,0 m à 6,5 m d'épaisseur a été rencontré sur la rive droite. Les colluvions sont composées en général d'une argile limoneuse à une argile sableuse avec un peu de gravier à graveleuse.
- Des alluvions anciennes ont aussi été rencontrées localement (sondage F2.4) et consistent en du gravier, cailloux et blocs arrondis dans une matrice sableuse et argileuse.

- Dans la partie supérieure de la rive droite, un dépôt éluvionnaire de 1,5 m à 11,5 m a été intercepté sous le dépôt colluvionnaire. Les éluvions consistent en une argile limoneuse à un limon argileux avec un peu de sable à sableux et des traces de gravier à graveleux.
- Sous les dépôts éluvionnaire et colluvionnaire, la roche marneuse a été rencontrée dans les forages F2.4, F2.5 et F2 13, exécutés à proximité de l'axe du barrage et sur la rive droite.
- L'appui droit est traversé en amont de l'axe du barrage, par un thalweg escarpé dont la profondeur augmente en allant vers l'oued. La roche est affleurante tout le long du thalweg.

III.5 Mesure du RQD:

Le RQD ou Rock Quality Designation est une mesure de la qualité de la roche dans les structures géologiques souterraines ou en surface. Il est mesuré sur des carottes de forage et calculé en pourcentage de la longueur des sections de carottes de roche saine, continue et non fracturée. Dans le cas de notre étude, les valeurs du RQD ont été mesurées sur tous les forages réalisés sur l'axe de barrage. Néanmoins, ces valeurs ne sont pas représentatives de la qualité réelle du roc vu les méthodes de forage utilisées et l'état détérioré des foreuses, tubages et des couronnes diamètres ont contribué à broyer le roc lors des travaux de forage.

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.14 : récapitulatif des résultats du RQD. [7]

Localisation	Sondage	Valeur de RQD
Lit de l'Oued	F2.1, F2.2, F2.3	0 - 45%
Rive gauche	F2.6	0 - 70%
Rive Droite	F2.4, F2.5, F2.13	0 - 80%

Tableau III.15 : Qualité du massif en fonction de la valeur du RQD.

RQD(%)	Qualité- du massif
Inférieur à 25%	Très pauvre
25 -50	Pauvre
50 – 75	Moyenne
75 – 90	Bonne
90 - 100	Excellente

D'après les résultats du RQD on conclut que :

- **Lit de l'oued:** : Les valeurs mesurées du RQD de la marne sont généralement comprises entre **0 et 45 %**, indiquant que c'est une roche très mauvaise.
- **Rive gauche:** Couche mince d'éluvions de faible épaisseur recouvre par endroit la surface et où la roche est souvent affleurante et couche de colluvion au pied de l'appui d'environ 3,6 m d'épaisseur. Les valeurs mesurées du RQD sont très variables (de 0 à 70 %) indiquant une roche de qualité très mauvaise à moyenne.
- **Rive droite :** Socle rocheux, qui consiste en une marne fissurée sur une profondeur de 16 à 18 m devenant par la suite plus saines valeurs mesurées du RQD sont très variables (de

0 à 80 %) indiquant une roche de qualité très mauvaise à bonne, les valeurs du RQD n'augmentent pas avec la profondeur.

III.6 Les essais réalisés :

Le programme des essais in situ et de laboratoire réalisés afin d'identifier les caractéristiques géotechniques de chaque matériau est cité dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.16 : Programme des essais réalisés.

	Type d'essai	Nombre	Localisation
Essais in situ	Essai pressiométrique	20	FP2.1, FP2.2, FP2.3
	Essai de pénétration standard SPT	22	F2.2, F2.3, F2.4, F2.5, F2.13
	Mesure piézométrique	04	F2.1, F2.3, F2.4, F2.6
	Essai Lefranc	04	-
	Essai Lugeons	28	-
Essais de laboratoire	Analyse granulométrique	27	-
	Teneur en eau	07	-
	Limite d'Atterberg	10	-
	Essai Proctor	16	-
	Teneur en matières organiques	02	-
	Masse volumique des particules solides	05	-
	Essai œdométrique	06	-
	Essai triaxial	04	-
	Los Angeles	01	-

III.7 Résultats des essais de reconnaissances du terrain :

III.7.1 Essais in situ :

III.7.1 Essais pressiométriques :

- L'essai pressiométrique est utilisé pour mesurer la capacité de résistance d'un sol ou d'une roche à la pression. Il consiste en l'introduction d'une sonde dans le sol, puis en l'application de pression sur la paroi de l'outil pour mesurer la déformation du sol. Dans le cas de notre étude, l'essai pressiométrique a été effectué dans un dépôt alluvionnaire et dans le rocher marneux.
- 03 sondages pressiométriques ont été exécutés dans le lit de l'oued (FP2.1, FP2.2 et FP2.3) afin de déterminer les pressions limites P_l et les modules pressiométriques E_M .
- Les résultats enregistrés à travers les sondages sont récapitulés sur les tableaux suivants :

Tableau III.17 : Récapitulatifs des résultats des essais pressiométriques réalisés dans le sondage FP2.2 [7]

Profondeur (m)	Elevation (m)	Pression limite P_1 (Kg/cm ²)	Module de pressiométrique E_m (Kg/cm ²)	E_m/P_1
15.0	34.6	19.55	82.72	4.23
17.0	32.6	15.40	60.60	3.94
21.5	28.1	11.0	199.71	18.16
25	24.6	13.11	202.50	15.45
29	20.6	14.14	131.55	9.30
33	16.6	13.0	234.34	18.03
35	14.6	15.13	123.87	8.19

Tableau III.18 : Récapitulatif des résultats des essais pressiométriques réalisés dans le sondage FP2.3 [7]

Profondeur (m)	Elevation (m)	Pression limite P_1 (Kg/cm ²)	Module de pressiométrique E_m (Kg/cm ²)	E_m/P_1
1.5	47.3	6.56	177.25	27.02
3.0	45.8	6.44	220.27	34.20
4.5	44.3	8.76	181.0	20.63
6	42.8	10.51	748.73	71.24
7.5	41.3	10.83	323.33	29.85
9.0	39.8	16.92	41.79	2.47
10.5	38.3	5.05	7.81	1.55
23.0	25.8	22.83	150.13	6.58
25.02	23.08	19.72	126.21	6.40

Tableau III.19: Récapitulatifs des résultats des essais pressiométriques réalisés dans le sondage FP2.1 [7]

Profondeur (m)	Elevation (m)	Pression limite P_1 (Kg/cm ²)	Module pressiométrique E_m (Kg/cm ²)	E_m/P_1
4	-4.0	27.90	536.58	22.82
9.4	-9.4	33.83	366.87	16.76
13.6	-13.6	41.14	541.80	10.98
20.7	-20.7	37.00	574.99	15.54

Selon les résultats des essais pressiométrique et d'après le diagramme spectral des caractéristiques pressiométriques pour une qualification schématique des sols et des roches et selon le tableau, on s'aperçoit que dans :

Sondage FP2.2 :

- De 15 à 17 m de profondeur le sondage se situe entre une argile plastique et une argile raide normalement consolidé avec un module de Young compris entre 03 MPa et 30 MPa ($15 < PI \text{ (Kg/cm}^2) < 20$ avec $PI_{\text{moy}} = 17.1 \text{ bars}$, $Em_{\text{moy}} = 70.12 \text{ bars}$ et $Em/PI_{\text{moy}} = 4.1$).
- De 21.5 jusqu'à 35 m, le sondage se situe dans une marne normalement consolidée avec un module de Young inférieur à 30 MPa. ($PI_{\text{moy}} = 13.023 \text{ bars}$, $Em_{\text{moy}} = 175 \text{ bars}$ et $Em/PI_{\text{moy}} = 14$).

Sondage FP2.3 :

- De 1.5 jusqu'à 10.5 m de profondeur, le sondage se situe dans une argile raide normalement consolidé, des valeurs très élevées de EM ont été mesurées entre les élévations 41,0 m et 43,0 m ceci peut s'expliquer par la présence en grande proportion de cailloux, de blocs et de galets.
- A partir de 23 jusqu'à 25 m de profondeur, le sondage se situe entre une couche de marnes et une couche sableuse et graveleuse qui pourrait être issue d'un rocher fragmenté avec un module de Young inférieur à 30 MPa ($PI_{\text{moy}} = 20.87 \text{ bars}$, $Em_{\text{moy}} = 135.46 \text{ bars}$ avec $Em/PI_{\text{moy}} = 6.5$).

Sondage FP2.1 :

On s'aperçoit qu'on est dans un rocher marneux fragmentée altérée fracturée surconsolidée avec un module de Young supérieur à 30 Mpa sur une profondeur de 4 à 20.7 m ($28 < PI \text{ (Kg/cm}^2) < 37$ avec $PI_{\text{moy}} = 34 \text{ bars}$, $Em_{\text{moy}} = 495.15 \text{ bars}$ et $EM/PI = 16.52$).

- Les valeurs de PI mesurées indiquent que c'est une roche marneuse de faible résistance.
- La disparité des valeurs du rapport EM/PI montre le caractère fissuré de la roche marneuse même en grande profondeur.
- Les résultats indiquent l'existence de deux types de roche sous le dépôt alluvionnaire, une roche très altérée et fracturée et une roche moins fracturée avec un module de young inférieur à 30 Mpa qui est plus profonde.

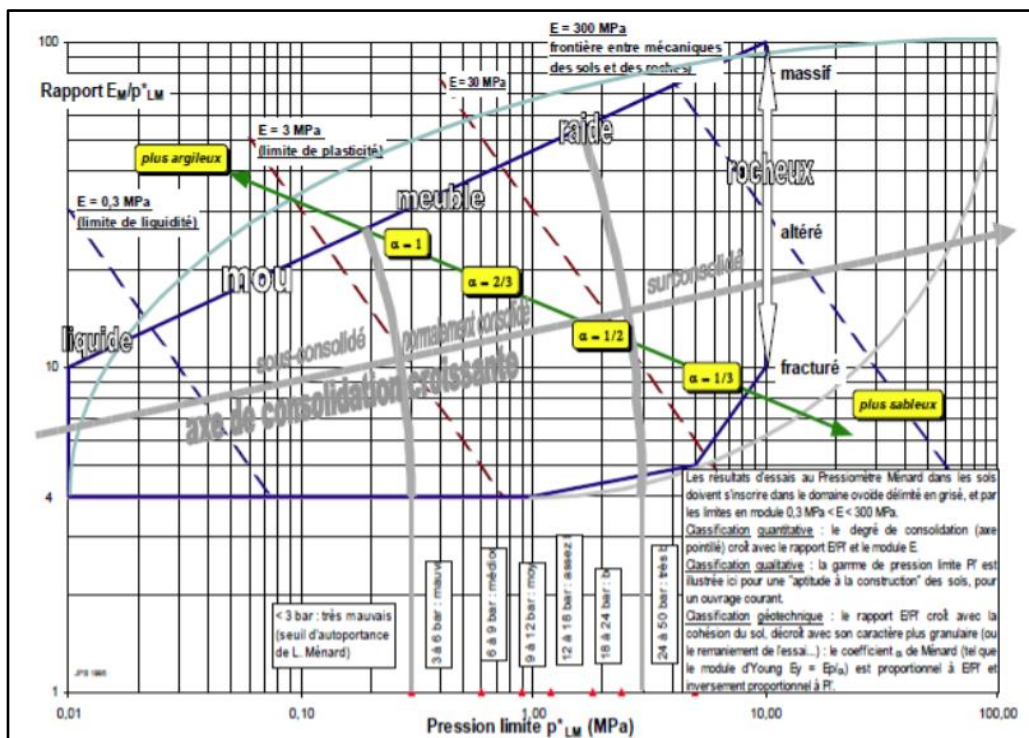


Figure III.6 : Diagramme spectral des caractéristiques pressiométriques

Tableau III.20 : Plages des valeurs de E et PI généralement mesurés pour les principaux types de sols

Sol	E (bar)	PI (bar)
Vases et tourbes	2 à 5	0.2 à 1.5
Argiles molles	5 à 30	0.5 à 3
Argiles plastiques	30 à 80	3 à 8
Argiles raides	80 à 400	6 à 20
Marnes	50 à 600	6 à 40
Limons	10 à 100	1 à 15
Sables vaseux	5 à 20	1 à 5
Sables – graviers	80 à 400	12 à 50
Sables sédimentaires	75 à 400	10 à 50
Roche calcaire	800 à 200000	30 à >100

III.7.1.2 Essai de pénétration statique standard SPT :

- L'essai de pénétration standard a pour but de mesurer la résistance à la pénétration du sol en profondeur, l'essai consiste à enfoncer une pointe de sonde standardisée dans le sol à une vitesse et à une profondeur régulière, tout en mesurant la force nécessaire pour enfoncer la sonde.
- Dans le cadre de notre étude du barrage de kef Eddir, l'essai a été réalisé dans un dépôt alluvionnaire, colluvionnaire et éluvionnaire.

III.7.1.2.1 Dépôt alluvionnaire :

- L'indice de pénétration N a été mesuré dans les forages F2.2 et F2.3 localisés sur le lit de l'oued.
- Les résultats enregistrés au sondages sont récapitulés sur les tableau suivants:

Tableau III.21 : récapitulatif des résultats des essais de pénétration standard exécutés sur un dépôt alluvionnaire.

Localisation	Sondage	Profondeur (m)	Elevation (m)	Type du sol	Indice de pénétration Standard N (m)
Lit de l'Oued	F2.2	1.5 - 2.0	48.03 - 47.53	Alluvion	3
		3.0 - 3.5	46.53 - 46.03		10
		4.5 - 5.0	45.03 - 44.53		15
		6.0 - 6.5	43.53 - 43.03		12
		7.5 - 8.0	42.03 - 41.53		>50
	F2.3	12.0 - 12.45	38.91 - 38.46	Alluvion	37

- Les profils des valeurs mesurées des indices N sont présentés sur la figure suivante :

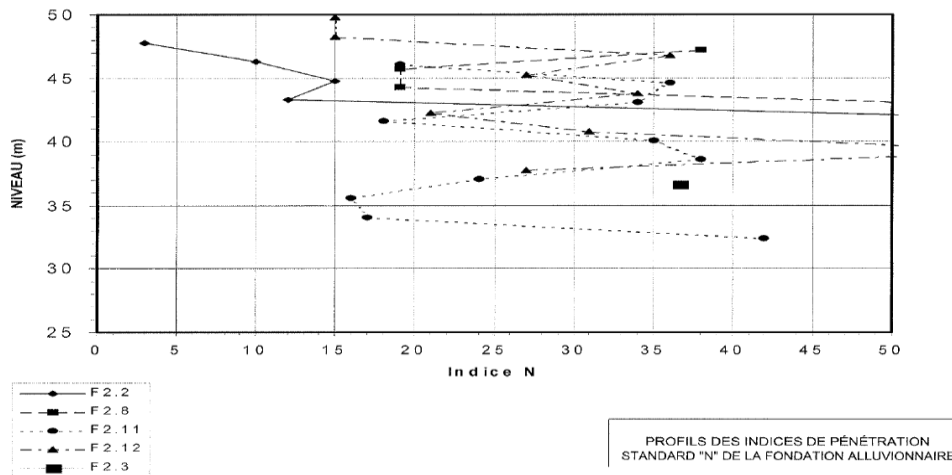


Figure III.7 : Profils des indices de pénétration standard “N” de la fondation alluvionnaire. [7]

Selon Terzaghi et Peck la compacité du sol peut se classer comme suit :

Tableau III.22: Classification de la compacité du sol.

N	Densité relative
0 - 4	Très inconsistant
4 - 10	Inconsistant
10 - 30	Moyen
30 - 50	Compact
> 50	Très compact

D'après les résultats de l'essai SPT et selon le tableau III.22 pour une classification de la compacité du sol, on peut analyser les résultats comme suit :

F2.2 : Des valeurs de l'indice de pénétration standard N inférieures à 15 ont été mesurées jusqu'à une profondeur de 6.5 m, en indiquant une compacité faible à moyennement dense des alluvions. La faiblesse de l'indice N peut s'expliquer par la présence de strates de matériaux limoneux dans la couche analysée. À certaines élévations, des valeurs de N supérieures à 50 (refus) ont aussi été mesurées indiquant que c'est sol très compact et ceci peut s'expliquer par la présence en grande proportion de cailloux, de blocs et de galets dans le dépôt alluvionnaire.

F2.3 : Une seule valeur de l'indice de pénétration N a été mesurée tel que N = 22 à une profondeur étalant de 12 à 12.45 m, indiquant que le dépôt alluvionnaire analysée a une compacité moyennement dense.

D'une manière générale, la compacité des matériaux alluvionnaires peut être qualifiée de moyenne à très dense.

III.7.1.2.2 Dépôt colluvionnaire :

L'indice de pénétration a été mesuré dans les sondages F2.4, F2.5, F2.13, localisé sur la rive droite de l'axe du barrage.

Les résultats enregistrés au sondages sont récapitulés sur les tableau suivants:

Tableau III.23 : récapitulatif des résultats des essais de pénétration standard exécutés sur un dépôt colluvionnaire [7]

Localisation	Sondage	Profondeur (m)	Elevation (m)	Indice de pénétration Standard N (m)
Rive droite	F2.4	1.5 - 2.0	103.78 - 103.28	30
		3.0 - 3.5	102.28 - 101.78	50
		9.0 - 10.5	96.28 - 95.78	>50
	F2.5	1.5 - 2.0	68,75 - 68,25	41
		3.0 - 3.5	67,25 - 66,75	23
		4.5 - 5.0	65,75-65,25	25
		6.0 - 6.5	64,25-63,75	Refus
	F2.13	1.5 - 2.0	114,05-113,55	46
		3.0 - 3.5	112,55-112,05	54
		4.5 - 5.0	111,05-110,55	62
		6.0 - 6.5	109,55-109,05	57
		7.5 - 8.0	108,05-107,55	76
		9.0 - 9.5	106,55-106,05	96
		10.5 - 11.0	105,05-104,55	68
		12.0 - 12.5	103,55-103,05	59
		13.5 - 14.0	102,05-101,55	49
		15.0 - 15.5	100,55-100,05	40
		16.5 - 16.8	99,05-98,75	Refus

Les profils des valeurs mesurées de l'indice N sont quant à eux présentés sur la figure suivante :

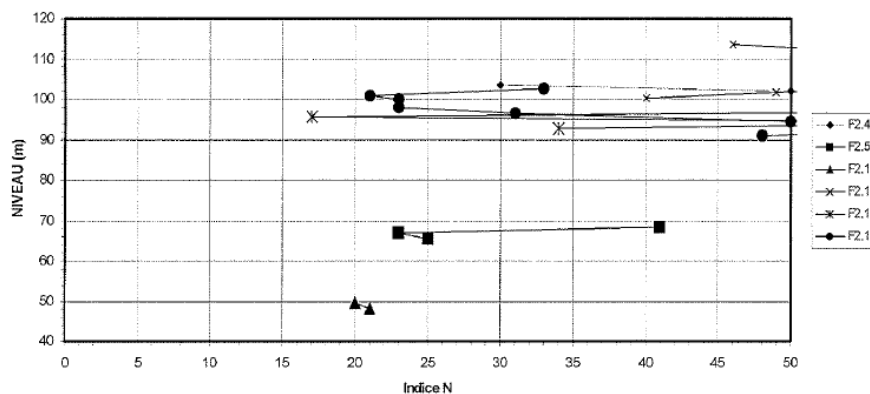


Figure III.8: Profils des indices de pénétration standard des matériaux colluvionnaires. [7]

- Selon les résultats enregistrés de l'essai SPT dans les forages F2.4, F2.5, et F2.13, l'indice de pénétration standard varie de 23 à 96. D'une manière générale, la compacité des matériaux colluvionnaires et éluvionnaires peut être qualifiée de moyenne à très dense. Par ailleurs, la compacité n'a pas tendance à augmenter avec la profondeur.
- La résistance au cisaillement non drainé C_u des matériaux colluvionnaires et éluvionnaires a été estimée à partir des valeurs mesurées de l'indice N selon la relation empirique de Terzaghi et Peck :

$$C_u = 6N \text{ (KPa)}$$

III.7.1.3 Essai de perméabilité :**- Essai Lugeon :**

L'essai Lugeon est un essai de perméabilité in situ utilisé dans les massifs rocheux plus ou moins fracturés afin de déterminer leur perméabilité. Dans le cas de notre étude, l'essai Lugeon a été réalisé dans les sondages F2.1, F2.2, F2.3, F2.6.

Tableau III.24: Récapitulatifs des résultats de l'essai Lugeon. [6]

Sondage	Profondeur de test (m)	Perméabilité en Lugeon	coef de perméabilité (cm/s)
F2.1	19.5	23	$2.3 \cdot 10^{-4}$
	22.5	22	$2.2 \cdot 10^{-4}$
	25.5	14	$1.4 \cdot 10^{-4}$
	28.5	12	$1.2 \cdot 10^{-4}$
	31.5	17	$1.7 \cdot 10^{-4}$
	34.5	17	$1.7 \cdot 10^{-4}$
	37.5	26	$2.6 \cdot 10^{-4}$
	40.5	25	$2.5 \cdot 10^{-4}$
	43.5	24	$2.4 \cdot 10^{-4}$
F2.2	38.5	20	$2.0 \cdot 10^{-4}$
	40.5	20	$2.0 \cdot 10^{-4}$
	43.5	21	$2.0 \cdot 10^{-4}$
F2.3	21.5	27	$2.7 \cdot 10^{-4}$
	24.5	20	$2.0 \cdot 10^{-4}$
	27.5	15	$1.5 \cdot 10^{-4}$
	30.5	18	$2.1 \cdot 10^{-4}$
	33.5	20	$2.8 \cdot 10^{-4}$
F2.6	9.5	30	$3.0 \cdot 10^{-4}$
	17.6	10	$1.0 \cdot 10^{-5}$
	20.5	4	$4.0 \cdot 10^{-5}$
	23.5	3	$2.0 \cdot 10^{-5}$
	26.5	3	$2.0 \cdot 10^{-5}$
	29.5	3	$2.0 \cdot 10^{-5}$
	32.5	1	$1.0 \cdot 10^{-5}$
	33.6	1	$1.0 \cdot 10^{-5}$
	38.6	2	$2.0 \cdot 10^{-5}$
	41.5	1	$1.0 \cdot 10^{-5}$
	44.5	2	$2.0 \cdot 10^{-5}$

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

Tableau III.25: Plages de valeurs de la perméabilité k généralement mesurés dans les Principaux types de roches

SOL	Perméabilité k (cm /s)
Basalte	10^{-6} - 10^{-8}
Marnes	10^{-7} - 10^{-9}
Granite	10^{-9} - 10^{-10}
Schistes	10^{-4} - 10^{-9}

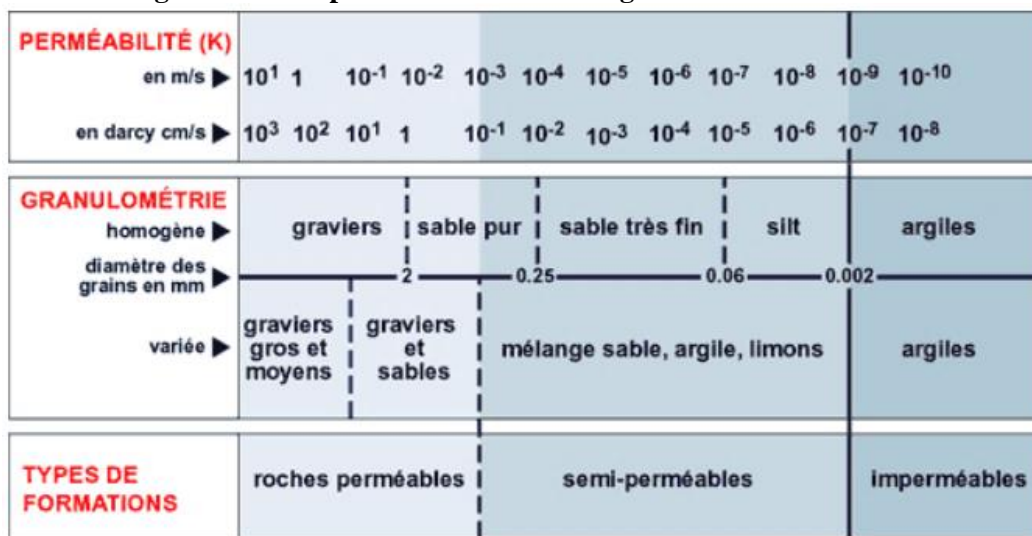
On est dans des schistes relativement peu perméable (10^{-4} cm/s) qui ne nécessite pas alors de grands travaux d'injection pour descendre sa perméabilité à 10^{-5} cm/s qui est le critère retenu pour l'imperméabilisation de la fondation du barrage. La profondeur du rideau d'injection serait en moyenne de 40 m.

- Essai Lefranc :

L'essai Lefranc est un essai qui permet d'évaluer ponctuellement la perméabilité horizontale d'un terrain aquifère situé au-dessous de la nappe (sol saturé).

L'essai Lefranc a été réalisé dans un dépôt alluvionnaire, selon les résultats de l'essai la perméabilité des matériaux alluvionnaires granulaires varie entre $7,4 \times 10^{-3}$ cm/s et $7,1 \times 10^{-1}$ cm/s avec une moyenne de l'ordre de $2,0 \times 10^{-1}$ cm/s. Cette perméabilité est jugée importante selon la figure suivante :

Figure III.9 : la perméabilité k selon la granulométrie du sol



III.7.1.3 Mesure piézométrique :

- **En lit de l'oued :** des tubes d'observation et des piézomètres de type casagrande ont été installés dans les forages F2.2, F2.3 les niveaux d'eau relevés varient entre 0,88 m et 6,86 m de profondeur (élevations 48,13 m et 43,68 m).
- **En rive gauche :** un tube ouvert a été installé dans le forage F2.6. Les niveaux d'eau mesurés varient entre 2,7 m et 36,0 m de profondeur. Cette variation est jugée excessive et doit faire l'objet d'un suivi des mesures ultérieures des niveaux d'eau
- **En rive droite,** un tube ouvert a été installé dans le forage F2.4. L'eau n'a pas été interceptée même à de grandes profondeurs 75 m (élevation 30,28 m), les tubes étaient à sec.

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

III.7.2 Essais de laboratoire :

Tous les échantillons et carottes prélevés dans les forages et puits d'exploration et destinés aux essais ont été acheminés au laboratoire afin de déterminer les propriétés physiques et mécaniques des matériaux de fondation alluvionnaire et colluvionnaire et des matériaux requis pour la construction de la digue.

II.7.2.1 Dépôt alluvionnaire du lit de l'oued :

III.7.2.1.1 L'analyse granulométrique par tamisage et lavage :

sept (7) analyses granulométriques par tamisage et lavage au tamis 80 µm ont été réalisées sur des échantillons représentatifs prélevés dans les puits d'explorations PU-9, PU-10 . Ils ont été exécutés dans la fondation alluvionnaire du barrage. Les sondages ont atteint des profondeurs variant entre 2,75 m et 4,90 m.

Les résultats des analyses granulométriques sont présentés sur la figure III.10 sont également résumés dans le tableau III.26. Les composantes des matériaux sont classifiées selon le L.C.P.C

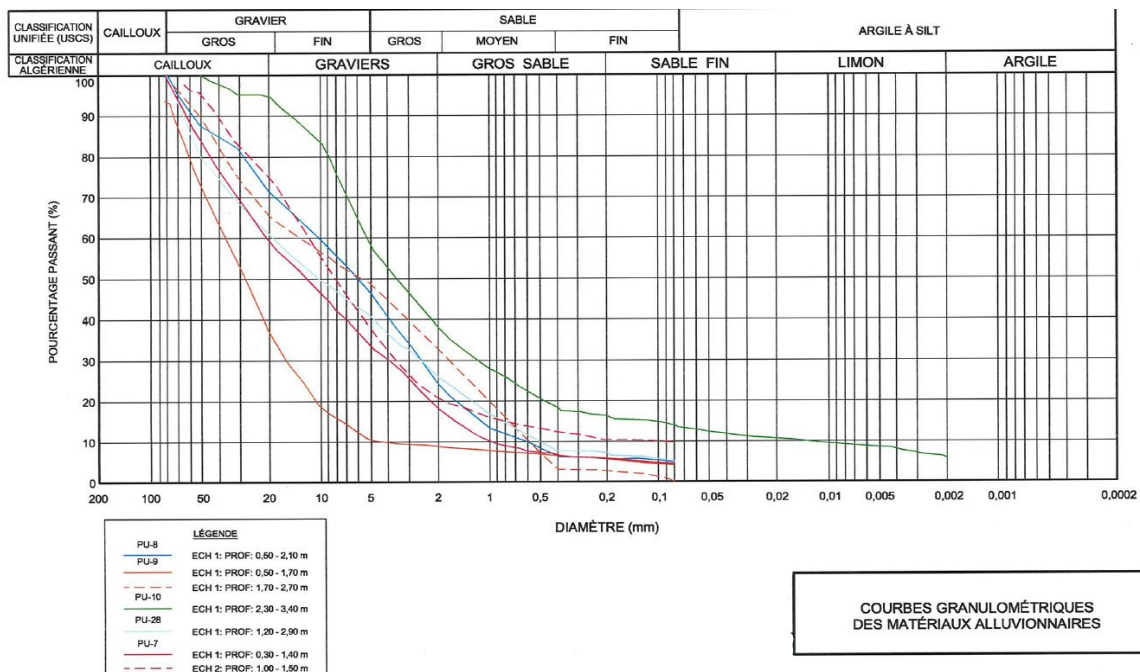


Figure III.10: Courbe granulométrique des matériaux alluvionnaires. [7]

- Les résultats de l'analyse granulométrique sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.26 : Propriété physique des matériaux de la fondation alluvionnaire.

Composantes	Pourcentages
Gravier (5 à 80 mm)	40- 89%
Sable (80 m à 5 mm)	6-48%
Limon et argile (particules 80 m)	0-10%

- On conclut que le dépôt alluvionnaire est un sol constitué essentiellement de matériaux moyens (sable moyen, graveleux et limoneux) et grossiers (gravier et galets à matrice sablo-limoneux) ainsi qu'un faible pourcentage des matériaux fins (limon et argiles).
- Ces alluvions sont un mélange des classes : **GB** (grave propre bien graduée), **GM** (grave propre mal graduée) et **GL** (grave limoneuse).

III.7.2.1.2 Teneur en eau :

Une seule teneur en eau a été mesuré dans les puits d'exploration PU-10.

Tableau III.27 : Valeur de la teneur en eau naturelle.

Sondage	Profondeur (m)	Teneur en eau naturelle W _n (%)
PU-10	2.3 - 3.4	11.2%

III.7.2.2 Dépôt colluvionnaire du lit de l'oued :

III.7.2.2.1 L'analyse granulométrique par tamisage et lavage :

Des puits d'exploration ont été exécutés sur la rive droite dans l'emprise du barrage. Ces puits d'exploration sont : PU-6, PU-11, PU-12, PU-14, PU-18.

Les résultats des analyses granulométriques des échantillons prélevés dans les dépôts colluvionnaire sont présentés sur la figure suivante:

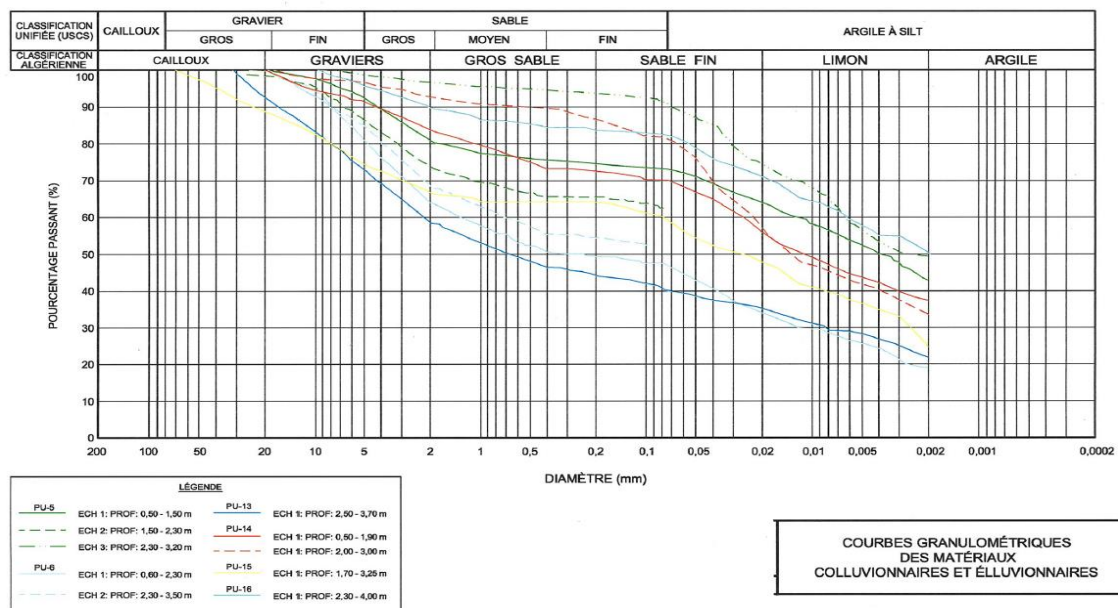


Figure III.11: Courbes granulométriques des matériaux colluvionnaires. [7]

- D'après les résultats de l'analyse granulométrique des matériaux colluvionnaires on déduit que :
 - **Colluvions :** est un sol constitué d'un mélange d'argiles limoneuses, sableuses et graveleuses avec un pourcentage de 59% des particules < 80 µm.

III.7.2.2 Teneur en eau:

- Le tableau suivant présente un résumé des résultats de la teneur en eau des matériaux colluvionnaires.

Tableau III.28 : Récapitulatif des résultats de la teneur en eau des matériaux colluvionnaires.

Propriétés	Colluvions	
	Ecart	Moyenne
Teneur en eau naturelle W _n (%)	9 – 19	14

III.7.2.3 Limite d'Atterberg :

Tableau III.29 : Résultats de l'essai de limite d'Atterberg.

Propriétés	Colluvions	
	Ecart	Moyenne
Limite de liquidité WL (%)	48 – 64	55
Limite de plasticité WP (%)	21 – 27	26
Indice de plasticité IP (%)	23 – 37	29

Tableau III.30 : Ordre de grandeur pour classer le sol selon l'indice de plasticité.

IP	Degrés de plasticité du sol
0-5	Sol non plastique
5-15	Sol peu plastique
15-40	Sol plastique
15	Sol très plastique

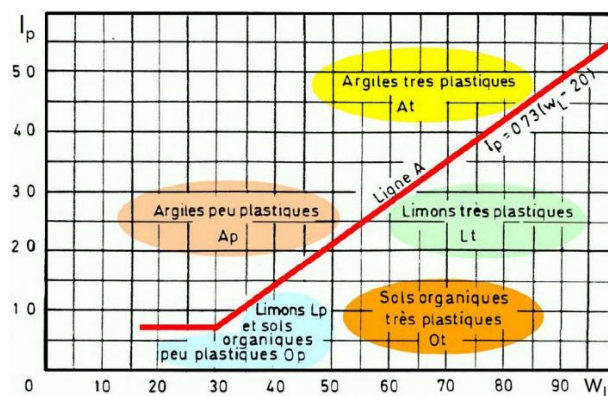


Figure III.12: Diagramme de Casagrande.

- Les résultats des essais donnent des indices de plasticité variant dans l'intervalle de 15 à 40, ainsi d'après le tableau III.30, on a un sol plastique.
Après l'observation de l'abaque de Casagrande, tous les résultats appartiennent à la zone des argiles plastiques.
- **Récapitulatifs des paramètres mécanique et hydraulique des matériaux de fondation alluvionnaire et colluvionnaire :**

Tableau III.31: Récapitulatifs des paramètres mécaniques et hydrauliques des matériaux de fondation

Numéro matériaux	Description	γ_h (KN/m ³)	γ_{Sat} (KN/m ³)	C' (KN/m ²)	ϕ' (deg)	C_u (KN/m ²)
1	Fondation colluvion argileuse	20	21	20	22	150
2	Fondation alluvionnaire	20	22	0	35	-

III.7.2.4 Zone d'emprunt :

Le barrage de Kef Eddir est un barrage zoné en terre implanté sur le roc après excavation des alluvions sous l'emprise du barrage.

Pour la réalisation de cette variante sont requis ; de l'argile pour le noyau, du sable pour le filtre, du tout-venant de l'oued (TVO) traité pour la transition et du tout-venant de l'oued (TVO) pour les recharges ainsi que de l'enrochement pour le perré de protection. Tous les matériaux requis pour la construction de la digue sont disponibles à proximité du site, tel que montré sur la figure :

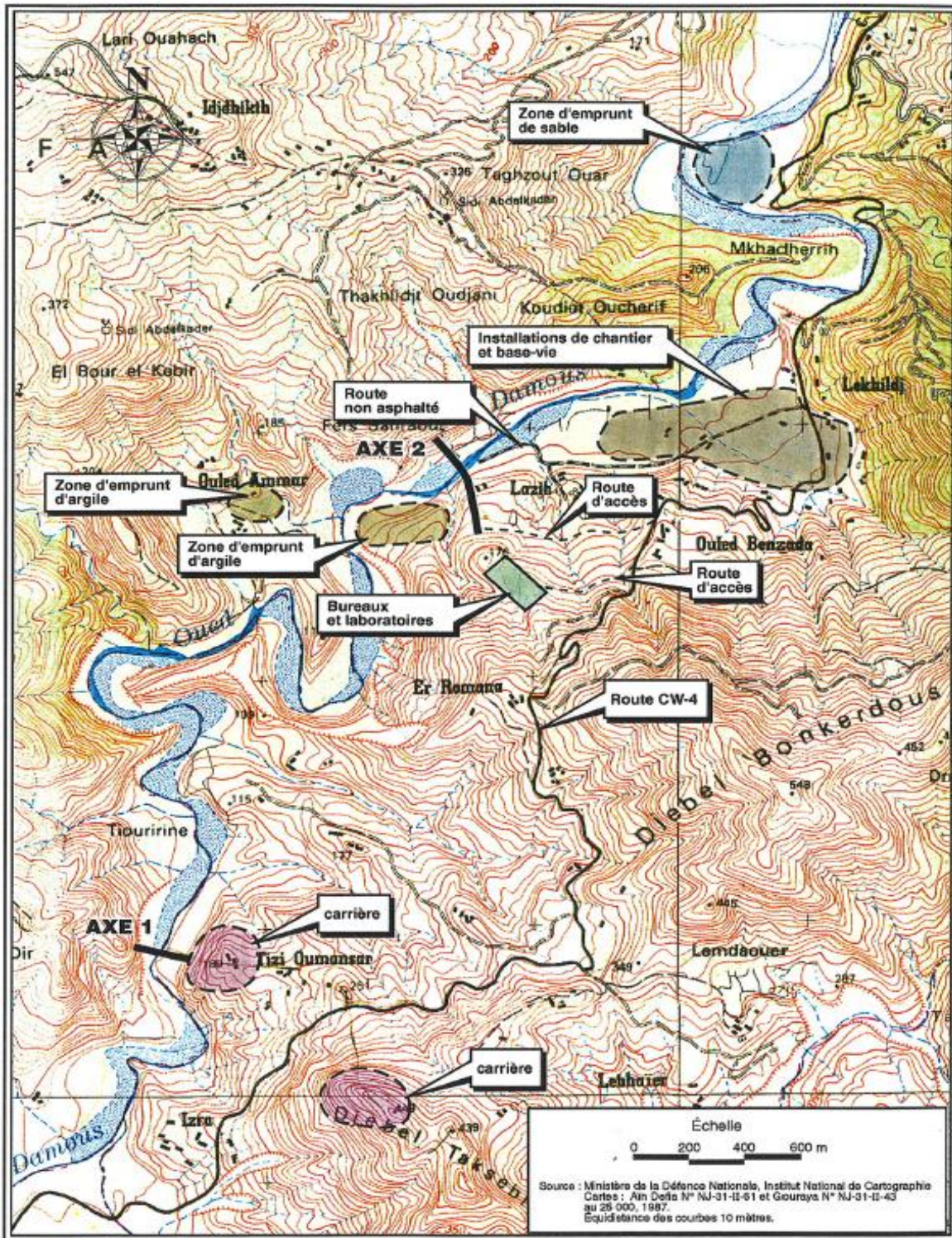


Figure III.13: Zone d'emprunt et carrière. [7]

III.7.2.4.1 Noyaux :

Les matériaux argileux proviennent de deux (2) zones d'emprunt potentielles situées en rive gauche de la vallée dans le réservoir à quelque 300 m en amont de l'axe du barrage (PU-29, 30 et 31) et de la zone d'emprunt située en rive droite juste en amont de l'axe du barrage (PU-3, 4, 33, 34, 35, 36 et 37).

Les matériaux argileux ont les caractéristiques physiques et mécaniques suivantes :

III.7.2.4.1.1 Propriétés physique des matériaux argileux :

Tableau III.32: Propriétés physiques des matériaux argileux de la zone d'emprunt.

Propriétés	Matériaux colluvionnaire argileux	
	Ecart	Moyenne
Particules 80 µm (%)	52 - 73	64
Teneur en eau naturelle W _n (%)	11 - 14	12<
Limite de liquidité WL (%)	42 - 58	49
Limite de plasticité WP (%)	22 - 26	25
Indice de plasticité IP (%)	19 - 33	25
Poids volumique des solides (kN/m ³)	26,8 - 27,8	27,2
Poids volumique humide (kN/m ³)	19,0 - 21,0	20,0
Masse volumique des solides (t/m ³)	2.51 - 2.61	2.56
Classification unifiée (USCS)	CL (66%) CH (33%)	- -
Masse volumique sèche maximale (kg/m ³)	1 700 - 1 830	1 777
Teneur en eau optimale (%)	15,6 - 20,6	17,2

D'après les résultats du tableau ci-dessus, on conclut que :

- L'argile prélevé est un matériau colluvionnaire avec un pourcentage de 64% des particules 80 µm.
- Les résultats des essais de limite d'Atterberg donnent des indices de plasticité variant dans l'intervalle de 15 à 40, ainsi d'après le tableau III.30, on a un sol plastique.
Après l'observation de l'abaque de Casagrande, tous les résultats appartiennent à la zone des argiles plastiques.

-Teneur en matière organique :

Le pourcentage de la teneur de la matière organique dans deux échantillons représentatifs prélevés est 0.37% et 0.63% . Le pourcentage est très bas, sachant que la teneur souhaitable d'un sol en matière organique est comprise entre 2 et 3% en fonction de la texture de ce sol.

III.7.2.4.1.2 Propriétés mécaniques des matériaux argileux :

Les essais mécaniques réalisés sur ces matériaux sont les essais Proctor normal, les essais triaxiaux ainsi que les essais œdométriques.

III.7.2.4.2.1 Essai Proctor:

Au total, quatorze (14) essais Proctor normal ont été effectués sur les matériaux argileux, dont un résumé des résultats est présenté sur la figure suivante :

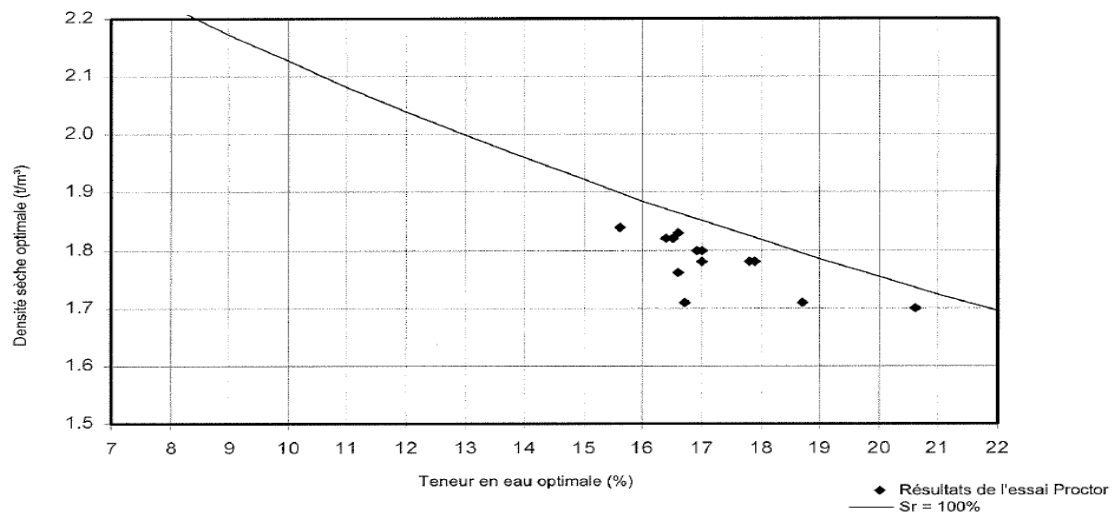


Figure III.14 : Résultats des essais Proctor Normal. [6]

- Les valeurs des densités sèches maximales varient entre 1,7 et 1,84 t/m³ avec une valeur moyenne de 1,76 t/m³. Les teneurs en eau optimale varient pour leur part de 11,4 à 20,6 % avec une valeur moyenne de 17,25 %.
- Les teneurs en eau optimale sont en moyenne voisines des teneurs en eau naturelle. Ainsi, il est facile de compacter les matériaux colluvionnaires au voisinage de L'optimum.

III.7.2.4.2.2 Essais triaxiaux:

Quatre (4) essais CU ont été effectués sur les matériaux argileux. Les essais non consolidés non drainés (UU) et consolidés drainés (CD) n'ont pas été effectués. Les paramètres de résistance en termes des contraintes totale et effective sont les suivants :

En contrainte totale :

- La cohésion apparente C_u varie entre 0,45 et 1,8 bar avec une moyenne de 0,78 bar.
- L'angle de frottement apparent ϕ_u varie entre 2 et 18° avec une moyenne de 11°.

En contrainte effective :

- La cohésion effective C' varie entre 0,15 et 1,5 bar avec une moyenne de 0,69 bar.
- L'angle de frottement effectif ϕ' varie entre 5 et 24° avec une moyenne de 16°.

III.7.2.4.2.3 Essais de consolidation œdométriques:

Six (6) essais de consolidation œdométriques ont été réalisés sur des échantillons compactés, prélevés dans les zones d'emprunts colluvionnaires. Les résultats de ces essais sont présentés à la figure suivante :

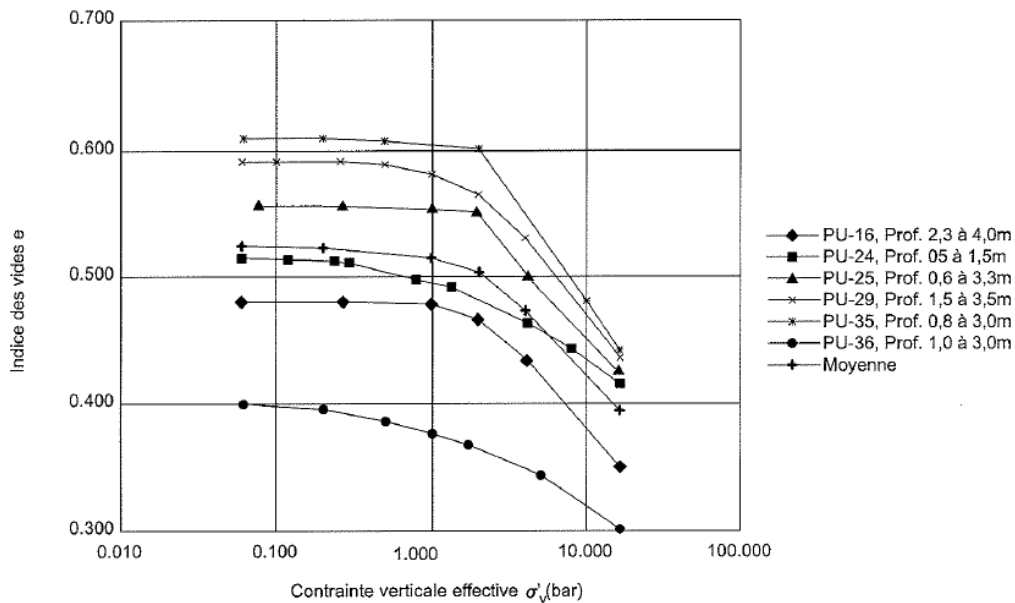


Figure III.15: Résultats des essais de consolidation zones d'emprunt de colluvions. [7]

La pression de consolidation σ'_p varie entre 2,1 et 2,9 bars avec une moyenne de 2,30 bars. L'indice de gonflement C_g varie entre 0,02 et 0,066 avec une moyenne de 0,044 alors que les valeurs de l'indice de compression de la courbe vierge C_c varient entre 0,08 et 0,156 et une moyenne de 0,125.

- Classification du sol vis à vis la compressibilité :

Tableau III.33: Classification du sol selon sa consolidation.

$\sigma'_p > \sigma_0$	Sol surconsolidé OC
$\sigma'_p = \sigma_0$	Sol normalement consolidé NC
$< \sigma_0$	Sol sous consolidé UC

Avec : $\sigma_0 = \gamma_d h = 1.76 \cdot 1.42$
 $\sigma_0 = 2.5 \text{ t/m}^2 = 0.25 \text{ bars}$
 $\sigma'_p = 2.3 \text{ bars} \Rightarrow \sigma'_p > \sigma_0$

On déduit que le sol étudié est un sol surconsolidé OC.

Tableau III.34 : Classification du sol vis à vis de la compressibilité.

$C_c < 0.02$	Sol incompressible	Sable
$0.02 < C_c < 0.05$	Sol très peu compressible	
$0.05 < C_c < 0.1$	Sol peu compressible	
$0.1 < C_c < 0.2$	Sol moyennement compressible	Argile raide

$0.2 < C_c < 0.3$	Sol assez fortement compressible	Argile moyenne
$0.3 < C_c < 0.4$	Sol très compressible	
$C_c > 0.5$	Sol extrêmement compressible	Argile molle

- Si : $C_g < 0.005 \Rightarrow$ sol non gonflant
 $C_g > 0.005 \Rightarrow$ sol peu gonflant

- D'après les résultats de l'essai œdométrique et selon le tableau °°, on conclut donc que notre sol est un **sol surconsolidé OC et qu'il s'agit d'une argile raide moyennement compressible peu gonflante**.
- Le tableau suivant représente un récapitulatifs des propriétés mécaniques des matériaux argileux :

Tableau III.35: Propriétés mécaniques des matériaux argileux de la zone d'emprunt.

Propriétés	Matériaux colluvionnaire argileux	
	Ecart	Moyenne
Essais Proctor normal		
■ Densités sèches maximales (t/m ³)	1,7 - 1,84	1,7 - 1,84
■ Teneurs en eau optimale (%)	11,4 - 20,6	11,4 - 20,6
Essais triaxiaux		
■ Cohésion apparente C_u (Bar)	0,45 - 1,8	0,45 - 1,8
■ Angle de frottement apparent u (°)	2 - 18	2 - 18
■ Cohésion effective C' (Bar)	0,15 - 1,5	0,15 - 1,5
■ Angle de frottement effectif ϕ' (°)	5 - 24°	5 - 24°
Essais de consolidation œdométriques		
■ Pression de consolidation p_c (Bar)	2,1 - 2,9	2,1 - 2,9
■ Indice de gonflement C_s	0,02 - 0,066	0,02 - 0,066
■ Indice de compression de la courbe vierge C_c	0,08 - 0,156	0,08 - 0,156

III.7.2.4.2 Filtres et transitions :

Disponibilité des matériaux :

Le tout-venant de l'oued TVO ne respecte pas les critères du filtre en termes de rétention des particules argileuses du noyau et ne peut donc être utilisé comme filtre.

Dans le but de déterminer des zones potentielles de production de sable fin, une campagne de reconnaissance complémentaire a été réalisée et a permis de trouver quelques zones de faible potentiel à environ 1,5 km en amont de l'axe du barrage. La zone d'emprunt la plus prometteuse se trouve en aval à 1,5 km de l'axe, tel qu'indiqué à la figure. Le sable trouvé se présente en bancs de plus de 2,5 m d'épaisseur. Le sable est propre et il est utilisable tel quel. En aval de l'oued, non loin de son embouchure dans la mer, il a été noté la présence d'un TVO assez riche en sable. Il serait possible de produire du filtre à partir du traitement de ce TVO.

Trois (3) puits d'exploration, identifiés P'-3, P'-5 et P'-7 ont été exécutés dans cette zone.

- Les résultats des analyses granulométriques effectuées sur des échantillons prélevés dans ces puits sont présentés sur la figure suivante :

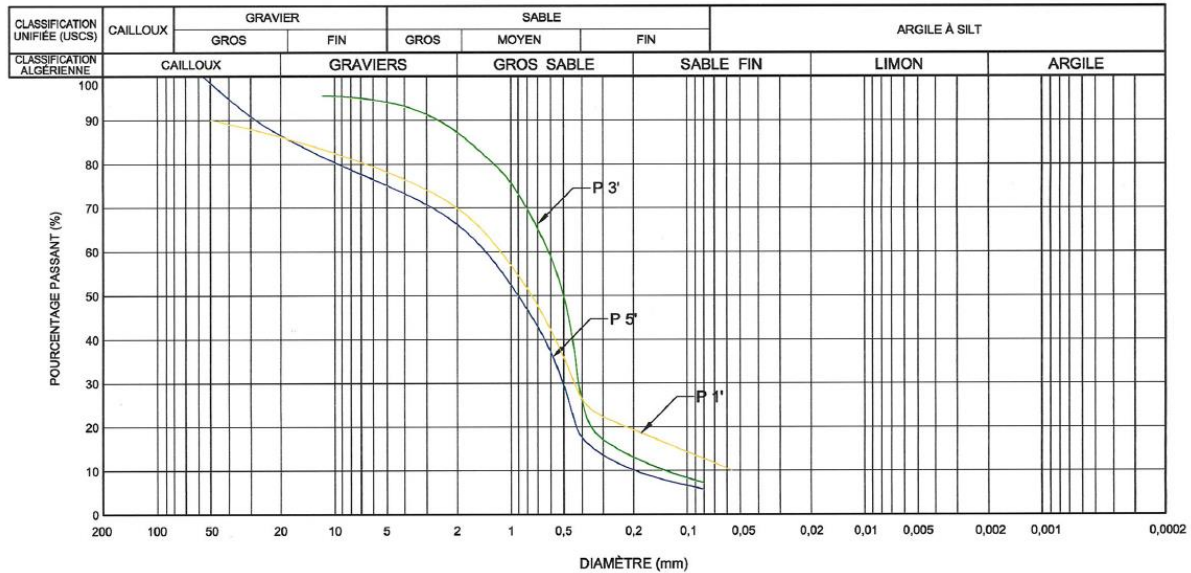


Figure III.16 : Analyses granulométriques zone d'emprunt de sable située en aval. [7]

- Les filtres et drains (Zone 2A) ont été produits à partir du TVO provenant du lit de l'oued Damous en amont et en aval du barrage suivant un procédé de concassage, criblage et lavage adéquat.

Tableau III.36 : Granulométrie du filtre.

Tamis (SI), (mm)	Pourcentages (%)
5,0	95 - 100
0,530	30 - 60
0,315	13 - 34
0,080	0 - 5

- Les matériaux pour les transitions du barrage (Zone 2B) sont extraits de la carrière de calcaire située à quelques deux (2) km à vol d'oiseau en amont de l'axe du barrage ou obtenus par criblage et concassage du TVO.

Tableau III.37 : Granulométrie du matériau de transition.

Tamis (SI), (mm)	Pourcentages (%)
80,00	97 - 100
20,00	58 - 92
5,00	15 - 54
1,25	0 - 5

Le fuseau granulométrique du filtre, transition, TVO et noyau est représenté sur la figure ci-dessous:

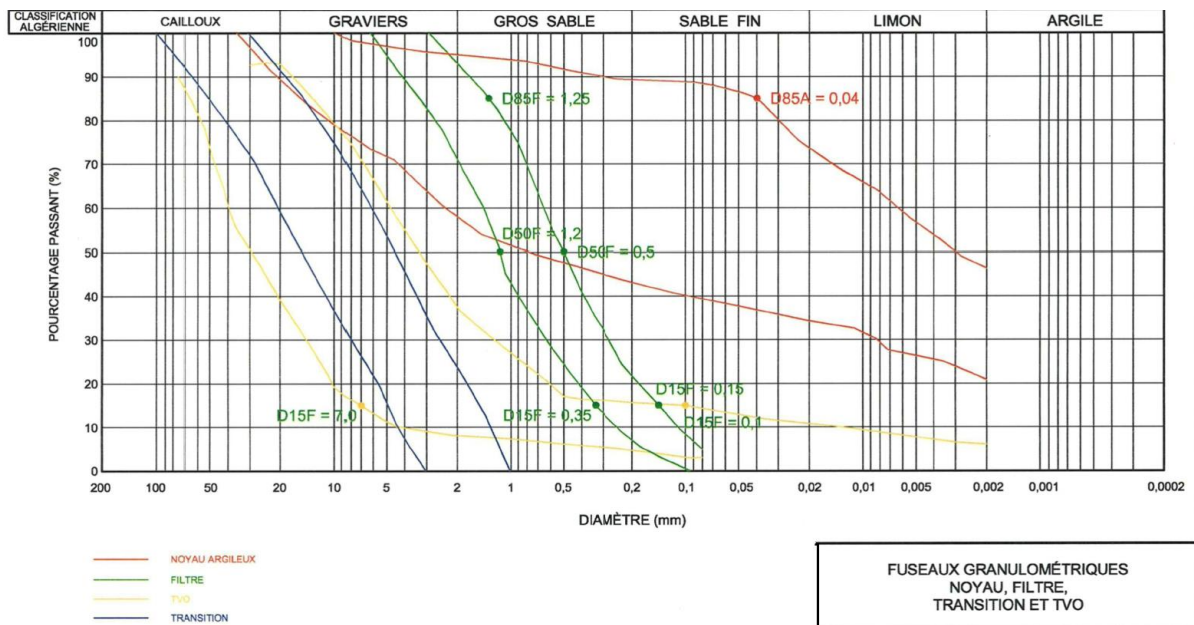


Figure III.17 : Fuseaux granulométriques du noyau, Filtre, transition et TVO. [7]

III.7.2.4.3 Recharges amont et aval :

Les matériaux alluvionnaires pour les recharges amont et aval du barrage ont été extraits directement du tout venant du lit de l’oued Damous en amont et en aval du barrage en commençant par les zones déjà exploitées à l’approche du barrage ainsi que du démantèlement du batardeau amont pour les recharges à partir de la cote 65 m NGA. Les propriétés physiques des matériaux alluvionnaires sont ceux de la fondation alluvionnaire du barrage.

Les propriétés mécaniques des matériaux de recharges :

III.7.2.4.3.1 Proctor normal :

- Un essai Proctor normal a été effectué sur les matériaux alluvionnaires donnant une valeur de la densité sèche maximale de 2,05 t/m³ et une teneur en eau optimale de 9 %.

III.7.2.4.3.2 Masse volumique :

- Masse volumique comprise entre 2.56 et 2.61 t/m³.

III.7.2.4.3.3 Essais Los Angeles :

Essais Los Angeles est réalisé sur un échantillon de matériaux alluvionnaires donne une valeur de 21.3% indiquant un matériau ayant de très bonne intrinsèques de résistances à l’usure et à l’abrasion.

III.7.2.4.3.4 Essais triaxiaux :

Des essais triaxiaux consolidés drainés ont été effectués sur des matériaux fins du TVO. La méthode de réduction a été utilisée pour définir la courbe granulométrique de la partie la moins

grossière des matériaux alluvionnaires qui ont été soumis aux essais mécaniques.

Le modelage à 12,5 mm a été sélectionné afin de limiter la masse de l'échantillon tout en étant représentatif de l'échantillon total.

Les essais ont été réalisés sur des matériaux fins de TVO pour des pressions de consolidation : 50, 100, 200, 300 et 400 KPa.

Pour les pressions, les angles de frottement effectifs varient entre 42,3° et 49,1° (en grande déformation). Les angles de frottement diminuent avec l'augmentation des pressions de consolidation. Cette diminution progressive de l'angle de frottement s'explique par la réduction progressive de la dilatance des spécimens d'essais avec la pression de consolidation.

III.7.2.4.4 Matériaux de protection :

Le perré des protections du parement aval du barrage (Zone 3C) et des remblais de stabilisation de la zone de glissement en rive droite, ont été produits par la station de concassage à partir du TVO de l'oued Damous traité. Les enrochements calcaires pour la construction des zones 4 du barrage ont été approvisionnés à partir de la carrière EGECO de Hadjret ENNOUS. Les caractéristiques de l'enrochement de la protection amont sont les suivantes :

- diamètre maximum : 950 mm
- diamètre moyen : 750 mm
- diamètre minimum : 300 mm

III.7.3 Paramètres de résistance :

Le choix des paramètres de résistance est très important puisque la stabilité du barrage et de sa fondation en dépend. Le tableau III.37 présente les paramètres de résistance des matériaux constituant les sols de fondation au site du barrage ainsi que ceux des matériaux de construction du corps du barrage.

Ces paramètres ont été sélectionnés sur la base des interprétations des résultats de plusieurs essais in situ, des essais triaxiaux consolidés non drainés (CU) réalisés sur les matériaux colluvionnaires, des essais triaxiaux consolidés drainés (CD) réalisés sur les matériaux alluvionnaires ainsi qu'à partir de la littérature, pour des matériaux de nature similaire.

Tableau III.37: Paramètres de résistance des matériaux de fondation et des zones d'emprunt alluvionnaires, colluvionnaires, sable et transition

Numéro matériau	Description	γ_h (KN/m ³)	γ_{Sat} (KN/m ³)	C' (KN/m ²)	ϕ' (deg)	C _u (KN/m ²)
1	Fondation colluvion argileuse de la rive droite	20	21	20	22	150
2	Fondation alluvionnaire	20	22	0	32	-
3	Noyaux : matériaux argileux	20	21	20	22	110
4	Filtre – sable, max. 6 mm	20	21	0	35	-
5	Transition : Tout-venant de l'oued (TVO) traité, max. 100 mm	20	22	0	40	-
6	Recharge : Tout-venant de l'oued (TVO)	20	22	0	**	-
Légende γ_h : poids volumique humide γ_{sat} : poids volumique saturé c' : cohésion effective		ϕ' : Angle de frottement effectif C _u : Résistance au cisaillement non drainé				

Chapitre IV : Dimensionnement de la digue

IV.1 Introduction:

Le barrage de Kef-Eddir, d'une longueur en crête de 478 m, est un barrage zoné en terre sa coupe type a été déterminée sur la base de trois critères majeurs : La sismicité du site, la nature et les propriétés physiques et mécaniques de la fondation et celles des matériaux de construction disponibles à proximité du site. Le niveau de la crête du barrage Kef Eddir est dicté par la crue de dimensionnement décennal (1 : 10 000 ans) ainsi que par les tassements éventuels qui peuvent être engendrés durant un événement sismique important

IV.2 Dimensionnement de la digue :

IV.2.1 Le niveau des plus hautes eaux (NPHE) :

On appelle niveau des plus hautes eaux, le niveau normal de retenue majoré de la charge sur le déversoir (Hdév), déterminée par l'étude du laminage. [10]

$$\text{NPHE} = \text{NNR} + \text{Hdév}$$

Avec :

NNR : Niveau Normal de la Retenue, NNR = 111.25 m

Hdév : Hauteur déversée d'eau H dév = 4.78 m

$$\text{NPHE} = 116.03 \text{ m}$$

IV.2.2 Hauteur du barrage :

La hauteur du barrage peut se formuler de la façon suivante

$$H_B = \text{CPHE} - C_f + R$$

H_b : hauteur du barrage en m

CPHE : côte des plus hautes eaux en « m NGA »

C_f : côte du fond « 26,00 m NGA »

R : La revanche en m.

IV.2.2.1 Calcul de la revanche R :

C'est la tranche comprise entre la côte des plus hautes eaux et la crête de la digue. Elle a pour fonction d'assurer une protection contre les effets des vagues. Il existe plusieurs méthodes pour l'estimer, on site : [11]

1- Formule de STEVENSON GAILLARD

Pour F (fetch) < 18 km dans notre cas F=1.47km

$$R = 0.75 hv + \frac{Vv^2}{2g}$$

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

$$Vv = 1.5 + 0.66\sqrt{hv}$$

Où:

R : hauteur de montée de la vague (m).

F : le Fetch exprimé en Km, c'est la longueur continue du plan d'eau comprise entre le barrage et la rive opposée la plus éloignée selon la direction du vent.

hv : hauteur de la vague (m).

Vv : vitesse de propagation de la vague (m / s).

g : accélération de la gravité (9.81 m / s²).

2- Formule de MALLET et de PAQUANT:

$$R = hv + \frac{Vv^2}{2g}$$

$$hv = \frac{1}{2} + \frac{1}{3}\sqrt{F}$$

$$Vv = \frac{3}{2} + \frac{3}{3}hv$$

3- Formule de l'U.S.B.R. :

$$R = 0.75 hv + \frac{Vv^2}{2g}$$

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

$$Vv = 1.5 + 2hv$$

Tableau IV.1: les résultats du calcul de la revanche

Formule	Résultats		
	H(m)	Vv(m/s)	R(m)
STEVENSON GAILLARD	0.87	2.12	0.88
MALLET PAQUANT	0.9	2.10	1.89
USBR	0.87	3.25	1.19

La valeur moyenne de la revanche selon les différentes formules est de 1.32m, pour assurer la non-submersion de la digue due aux effets de déferlement des vagues pendant les grandes tempêtes et par mesure de sécurité on opte pour une revanche de deux mètres R= 2 m.

Alors :

$$Hb = 116.03 - 26 + 2 = 92.03 \text{ m}$$

- Le niveau de la crête (Ccr) :

$$- \text{Ccr} = Hb + Cf \qquad \text{Ccr} = 118.03\text{m}$$

IV.2.3 Calcul du tassement de la digue en terre:

Pour les barrages dont la hauteur ne dépasse pas 20 m on peut préalablement prendre le tassement égale à (0.5 à 1.5) % de la hauteur du barrage. on peut aussi calculer le tassement d'après la formule :

$$T = 0.015 Hb \qquad \text{AN: } T = 1 \text{ m}$$

Où:

T=Tassement de la crête du barrage

Hb = Hauteur du barrage

$$\text{Alors : } Hb=93.03\text{m} \qquad \text{Ccr} = 119.03\text{m}$$

IV.2.4 Détermination de la largeur de la crête:

Pour déterminer la largeur de la crête plusieurs formules sont utilisées

a. Formule de KNAPPEN

$$bc = 1.65\sqrt{Hb}$$

b. Formule d'E-F-PREECE

$$bc = 1.1\sqrt{Hb} + 1$$

c. Formule PRATIQUE

$$bc = \frac{5}{3}\sqrt{Hb}$$

d. Formule simplifiée

$$bc = 3.65\sqrt[3]{Hb} - 3$$

Ou:

Hb : la hauteur du barrage

Tableau IV.2: Résultats du calcul de la largeur de la crête.

Formule	valeur(m)
KNAPPEN	15.91
E-F-PREECE	11.60
PRATIQUE	16.07
simplifiée	13.53

D'après les résultats et selon les recommandations du manuel de conception et projets typiques de digues en terre de l'ANBT (Agence Nationale des Barrages et Transferts) On opte pour une largeur de 14 m (bc = 14 m).

IV.2.5 Longueur en crête :

La longueur en crête mesurée à partir du plan d'ensemble des ouvrages, par rapport à l'axe défini de la digue, cette longueur est de Lcr = 478 m.

IV.2.6 Les Pentes des talus :

Le choix des pentes des talus amants et aval est en fonction des matériaux utilisés et leurs caractéristiques, ainsi que la hauteur du barrage, elles sont corrigées si nécessaire lors de l'étude de stabilité, les pentes des talus doivent assurer la stabilité statique de ces talus, on peut les prendre d'après le tableau ci-après : « Source : Technique des barrages en aménagement rural ».

Tableau IV.3: Pentes des talus en fonction de la hauteur et le type du barrage.

Hauteur de la digue (m)	Type de la digue	Pentes des talus	
		Amont (m1)	Aval (m2)
Hb < 5 m	Homogène	2,5	2
	- A zones	2	2
5 à 10 m	- homogène, granularité étendue	2	2
	- Homogène à fort % d'argile	2,5	2,5
	- A zones	2	2,5
10 à 20 m	- homogène, granularité étendue	2,5	2,5
	- Homogène à fort % d'argile	3	2,5
	A zones	3	3
	- homogène, granularité étendue	3	2,5
	- Homogène à fort % d'argile	3.5	2,5

Hb ≥ 20	- A zones	3	3
---------	-----------	---	---

Le barrage de kef eddir est un barrage zoné avec une hauteur qui s'élève à 93.03m donc les pentes des talus amont et aval sont respectivement **m1=3m** et **m2=3m**

IV2.7 Largeur à la base du barrage :

La formule est présentée comme suit :

$$B = (m1 + m2) \times Hb + b$$

Avec:

m1 : Pente du talus amont,

m2 : Pente de talus aval,

Hb : Hauteur du barrage, Hb = 93.03m,

b : largeur en crête, b = 14m,

Donc: **B=572.18m**

IV.2.8 Protection des Talus :

Afin de protéger les talus contre les risques causés par l'action permanente des vagues, de ruissellements et par le vent on met en place un revêtement. On prévoit un revêtement de protection en enrochement, car elle présente l'avantage d'être réalisable dans un temps relativement court avec un prix faible.

- **Talus amont:**

$$Q = \frac{0.35 \gamma_m H^3}{\left(\frac{\gamma_m}{\gamma}\right)\sqrt{1+m^3}}$$

Où:

γ_m : poids volumique de la pierre. ($\gamma_m=2.5 \text{ t/m}^3$)

H : hauteur de la vague pour une probabilité déjà constatée.

γ : poids volumique de l'eau (1.0 t/m3).

m : pente du talus à protéger.

Le diamètre maximal à placer dans le talus porté à une sphère de diamètre équivalent « Dsph » est calculé par la formule suivante:

$$D_{sph} = \sqrt[3]{\frac{Q}{0.534 \gamma_m}}$$

Où:

Q = poids maximal de calcul du bloc.

Le 50 % des pierre doit avoir une taille supérieure ou égale à D 50% tel que :

$$D_{50\%} = K D_{sph} ,$$

Où K est un coefficient qui dépend de la catégorie de l'ouvrage à partir du tableau:

Tableau IV.4: Coefficient K en fonction de la classe du barrage

coefficient	IV	III	II	I
K	0.5	0.55	0.6	0.65

$$e = 2.5 D_{50\%}$$

Avec e: L'épaisseur du revêtement

Tableau IV.5 : Résultats du calcul de l'épaisseur de revêtement

paramètre	unité	Résultats
Q	KN	0.4355
D_{sph}	m	0.321
$D_{50\%}$	m	0.208
e	m	0.52

Alors pour la protection amont du barrage contre les vagues on opte pour 1 mètre de perré sélectionné (matériau du zone 4).

Talus aval :

La recharge aval est aussi protégée par des matériaux (3C) avec une épaisseur de 50 cm contre des actions atmosphériques, ce sont essentiellement les précipitations qui peuvent provoquer l'affouillement du talus, et les températures élevées qui peuvent causer des fissurations

IV.2.9 Les bermes :

Pour les barrages de grandes hauteurs, les bermes sont exécutées pour faciliter les travaux au cours de construction de la ligue, et pendant les éventuelles réparations lors de l'exploitation. Les bermes servent aussi à protéger les talus contre les affouillements.

Pour notre barrage, Le talus amont adopte une banquette de 4m de large, alors qu'à l'aval le talus aval exhibe trois banquettes de 4m de large chaque'une, facilitant non seulement l'accès entre rives, mais contribuant pour l'amélioration de conditions de stabilité de la digue.

IV.2.10 Le noyau :

Le rôle principal du noyau est de garantir l'étanchéité du barrage, réduisant ainsi le débit de fuite. Il est composé d'un matériau imperméable disponible dans la zone d'emprunt. Les matériaux utilisés pour la fabrication du noyau doivent respecter certaines exigences, notamment une résistance au cisaillement suffisante, une forte imperméabilité, et une de particules de gypse ou de sel.

- Largeur en Crête :

$$2m < b < \frac{Hb}{10}$$

Hb : hauteur du barrage

$$2 < b < 9,3$$

Alors on prend: **b=3m**

Pour une marge de sécurité de 2 m, la côte en crête du noyau sera à 117.03 m

- Pente du noyau :

les pentes amont et aval doivent assurer un gradient d'écoulement minimum de 2, le tableau IV.6 donne la pente du noyau en fonction de la perméabilité du matériau (zone 1) $K=3 \times 10^{-8}$ m/s

Tableau IV.6: Pentés des talus en fonction de la perméabilité du matériau

Perméabilité k (m/s)	pente
$10^{-13} - 10^{-11}$	1/2 - 1/3
$10^{-11} - 10^{-9}$	1/3 - 1/4
$10^{-9} - 10^{-8}$	1/4 - 1/5

Alors : on prend des pentes de $\frac{1}{4}$

- Largeur à la base du noyau :

$$B = 2Hn \operatorname{tg} \alpha + b$$

Hn : hauteur du noyau.

α : Angle d'inclinaison $\alpha = 14^\circ$.

b : largeur en crête du noyau

$$\text{AN : } B = 48,40 \text{ m}$$

IV.2.11 Filtres :

On a utilisé les critères suivants pour déterminer les caractéristiques et le fuseau du filtre :

Le critère de rétention des particules :

la dimension D_{15} de la transition ne doit pas être supérieure à 4 fois la dimension D_{85} du filtre

$$\frac{D_{15f}}{D_{85a}} \leq 9$$

tel que : $D_{15F} = 0.35\text{mm}$ et $D_{85A} = 0.04\text{mm}$

$$\frac{D_{15f}}{D_{85a}} = \frac{0.35}{0.04} = 8.75 \leq 9$$

➤ Le critère de rétention des particules est bien vérifié.

- Le critère de perméabilité :

la dimension D_{15} de la transition doit être au moins égale à 5 fois la dimension D_{15} du filtre :

$$\frac{D_{15f}}{D_{15a}} \geq 5$$

La dimension D_{15} du filtre doit être inférieure ou égale à 0,7 mm;

Le pourcentage maximal des particules fines (diamètre inférieur à 0,08 mm) est de 5 %.

- tel que : $D_{15F} = 0.35\text{mm}$ et $D_{15A} = 0.002\text{mm}$

$$\frac{D_{15f}}{D_{15a}} = \frac{0.3}{0.002} = 175 \geq 5$$

➤ Le critère de perméabilité est bien vérifié.

Alors le sable (matériau 2A) est retenu pour les filtres amont et aval. L'épaisseur minimale recommandée pour les filtres selon le manuel de conception et projets typiques de digues en terre de l'ANBT est de 1m, pour notre cas on opte pour une largeur du filtre de 3 mètres pour favoriser une bonne qualité de mise en place.

IV.2.12 Transitions:

Selon les résultats de l'étude géotechnique (chapitre III) La conception de la transition entre les matériaux de filtre et les recharges en TVO a été effectuée sur la base de différents critères suivant :

Le critère de rétention des particules : la dimension D_{15} de la transition ne doit pas être supérieure à 4 fois la dimension D_{85} du filtre :

$$\frac{D_{15t}}{D_{85f}} \leq 4$$

tel que : $D_{15T} = 5\text{mm}$ et $D_{85F} = 1.25\text{mm}$

$$\frac{D_{15t}}{D_{85f}} = \frac{5}{1.25} = 4 \leq 4$$

➤ Le critère de rétention des particules est bien vérifié.

Le critère de rétention des particules : la dimension D_{50} de la transition ne doit pas être supérieure à 58 fois la dimension D_{50} du filtre :

$$\frac{D_{50t}}{D_{50f}} \leq 58$$

tel que : $D_{50T} = 15\text{mm}$ et $D_{50F} = 0.5\text{mm}$

$$\frac{D_{50t}}{D_{50f}} = \frac{15}{0.5} = 30 \leq 58$$

Le critère de rétention des particules est bien vérifié.

Le critère de perméabilité : la dimension D_{15} de la transition doit être au moins égale à 5 fois la dimension D_{15} du filtre :

$$\frac{D_{15t}}{D_{15f}} \geq 5$$

Le diamètre maximal des pierres doit être inférieur à 150 mm;

Le pourcentage maximal des particules fines (diamètre inférieur à 0,08 mm) est de 50 %.

Tel que : $D_{15T} = 5 \text{ mm}$ et $D_{15F} = 0.35\text{mm}$

$$\frac{D_{15t}}{D_{15f}} = \frac{5}{0.35} = 14.28 \geq 5$$

➤ Le critère de perméabilité est bien vérifié.

Donc le matériau 2B en tout venant traité est choisi pour les transitions amont et aval, l'épaisseur de la transition est la même que celle du filtre c'est à dire

Chapitre V : Modélisation numérique MEF

V.1 Introduction :

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets géotechniques de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques, l'ingénieur a recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes. Conditionnée par les progrès effectués dans le domaine informatique et les acquis des mathématiques. La méthode des éléments finis (MEF) est devenue actuellement la plus performante des méthodes numériques vues son grand champ d'application, où elle est utilisée dans de nombreux cas du domaine de la géotechnique dans ce chapitre nous avons utiliser la MEF pour étudier les infiltrations dans le barrage avec MIDAS GTS NX ainsi que le logiciel Rocscience Slide pour le calcul des coefficients de sécurité .

V.2 Présentation MIDAS NX:

GTS NX est un logiciel complet d'analyse par éléments finis qui est équipé pour traiter toute la gamme des applications de conception géotechnique, y compris les fondations profondes, les excavations, les systèmes de tunnels complexes, l'analyse des infiltrations, l'analyse de consolidation, la conception des remblais, l'analyse dynamique et l'analyse de stabilité des pentes, l'interface de GTS NX permet un accès facile aux outils de modélisation et d'analyse, créant un environnement de travail intuitif pour les concepteurs généraux et novices. La base de plate-forme de nouvelle génération prise en charge par le système d'exploitation 64 bits et le nouveau moteur graphique offre des performances de modélisation optimales pour le calcul d'objets et la génération d'éléments.

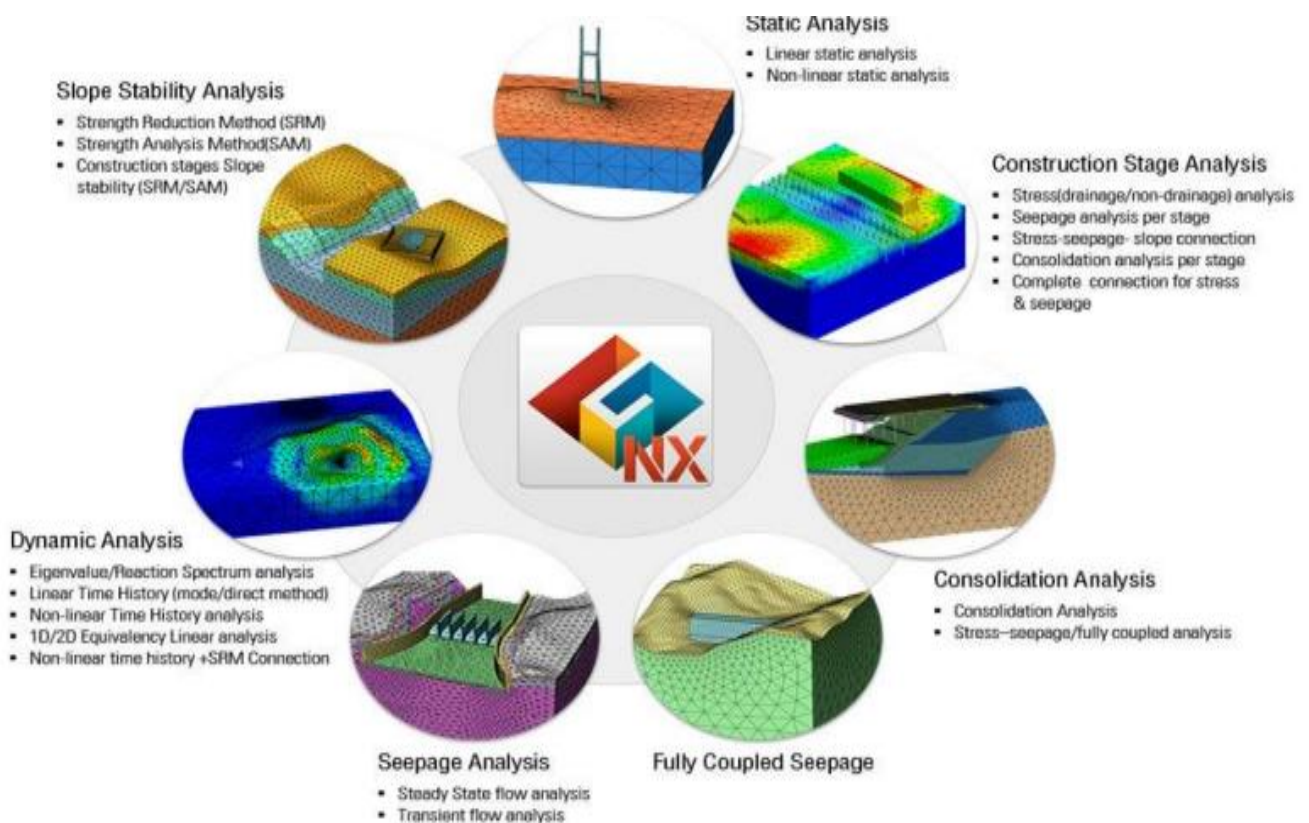


Figure V.1 : Champ d'action de MIDAS NX.

V.3 Modélisation de la géométrie :

V.3.1 Géométrie du terrain :

Importation de la topographie du terrain :

Afin de créer la surface du terrain on utilise le TGM (terrain geometry maker) qui permet l'auto-génération en 3D des surfaces à partir des courbes de niveau on commence par nettoyer notre carte topographique puis l'enregistrer sous format .dxf puis on vient l'importer dans le TGM afin de créer notre surface.

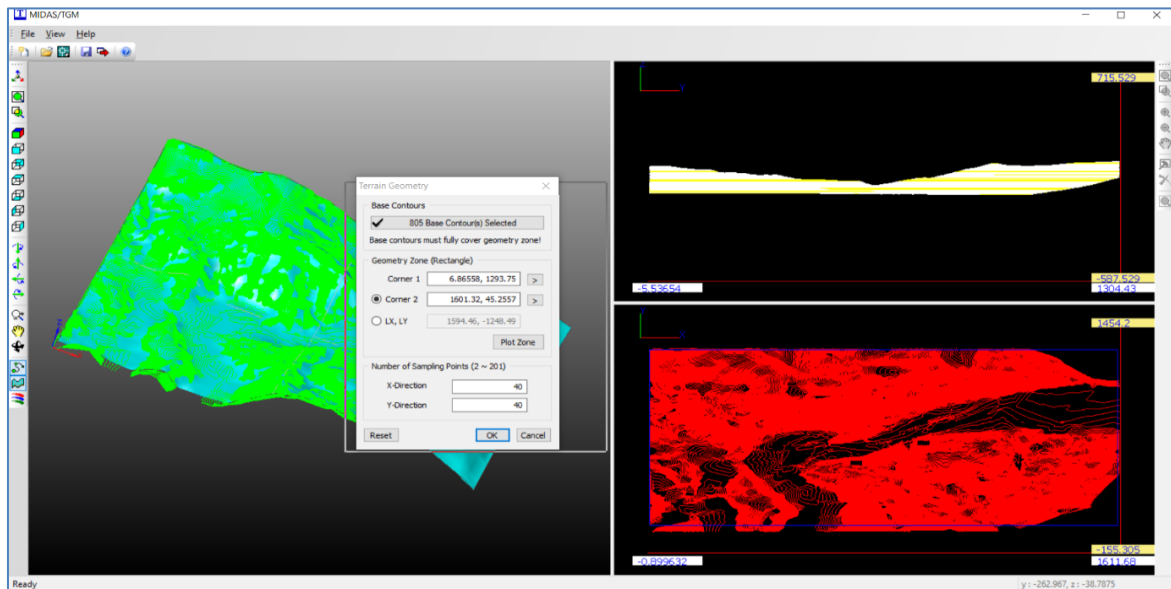


Figure V.2 : Insertion de la carte topographique et création d'une surface du terrain sur TGM

Après avoir générer la surface du terrain on l'export comme TMS file pour pouvoir l'importer sur le logiciel par la suite comme montrée sur la figure :

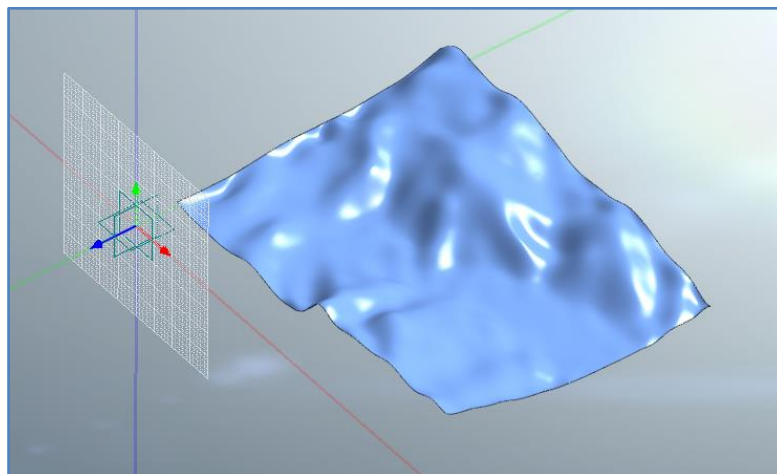


Figure V.3 : Surface du terrain importée sur Midas GTS NX

Pour crée le volume du terrain on vient ajouter un "box" pour le déviser par la suite en deux volumes en utilisant notre surface on supprime le volume supérieur qu'on aura pas besoin et on garde la partie qui est en dessous de la surface qui représente notre terrain .

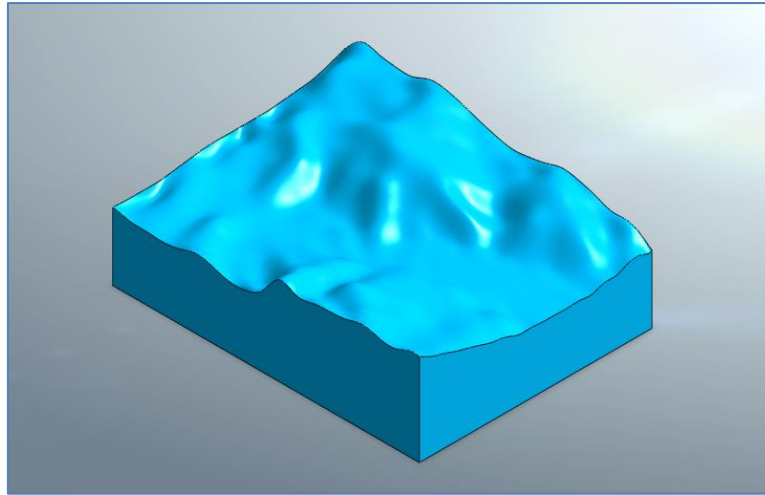


Figure V.4 : La forme finale de model du terrain.

V.3.2 Géométrie du barrage :

La première étape pour la création de la géométrie de la digue est de dessiner ou d'importer (depuis AUTOCAD) la coupe type et on vient par la suite générer les faces du noyau, filtres, transitions, protections et recharges. Afin de créer le volume on utilise l'option "Extrude" et on choisit l'axe souhaitez (y dans notre cas).

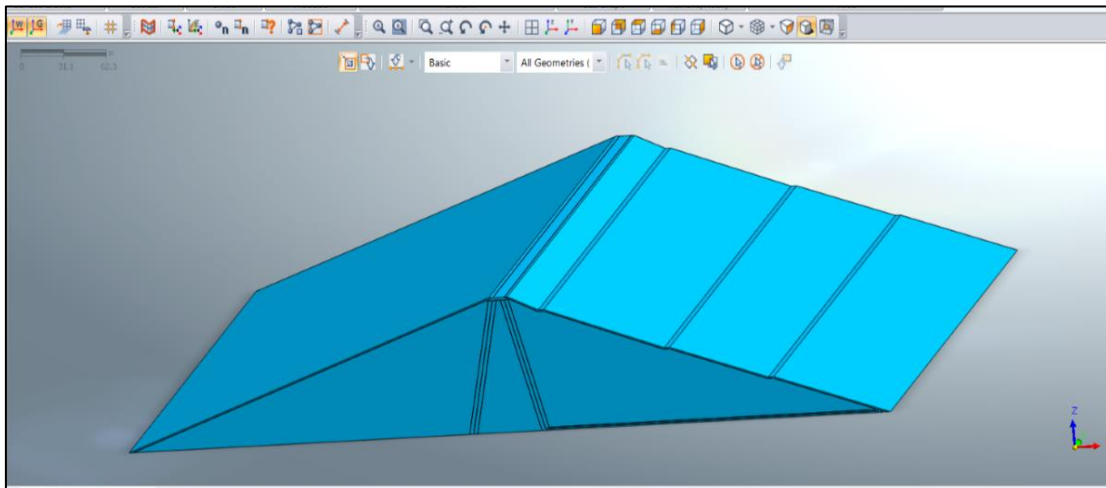


Figure V.5 : Géométrie du barrage

V.3.3 Assemblage terrain+barrage :

Après avoir créé les deux géométries on les importe dans le même fichier. gts et en utilisant les commandes nécessaires (transforme, rotation ..) on positionne la géométrie du barrage sur le terrain suivant l'axe puis, à l'aide de " Boolean cut" on coupe la géométrie du barrage et utilisant le terrain pour que le barrage épouse le relief du terrain et on fait l'autoconnecte pour faire comprendre au logiciel que c'est liée et prendre en considération des surfaces en commun.

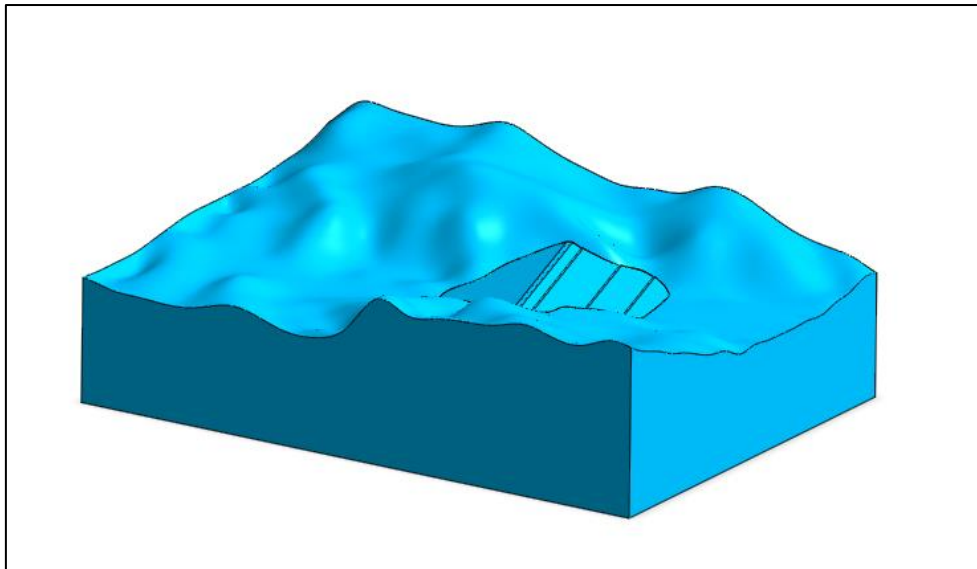


Figure V.6 : Géométrie du terrain avec le barrage

V.3.4 Modèle de comportement des matériaux :

Le modèle de comportement du sol adopté pour l'analyse de notre modèle est le comportement de Mohr-Coulomb qui présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage. Ce modèle est le plus adapté pour les matériaux meubles, homogène et isotrope.

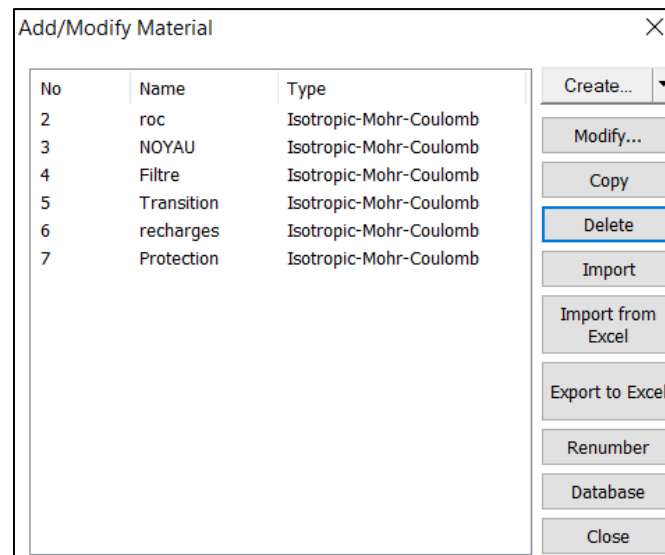


Figure V.7 : La loi de comportement utilisée pour chaque matériau.

V3.5 Maillage :

Pour le maillage 3D est composé d'éléments tétraédriques solides, qui possèdent quatre nœuds, quatre faces et six arêtes. Les tétraèdres à 4 nœuds représentent les types d'éléments les plus simples qui permettent une simulation 3D précise. La précision des résultats dépend de la densité de maillage des solides. Ainsi, les zones d'étude ciblées nécessitent un maillage dense pour obtenir des résultats précis. En revanche, les zones plus éloignées peuvent être maillées avec une intensité moins élevée et c'est le cas pour notre modèle avec un maillage à densité variable allant du plus fin au plus grossier à mesure que l'on s'éloigne du barrage pour une meilleure précision ainsi que pour réduire le temps nécessaire pour effectuer le calcul.

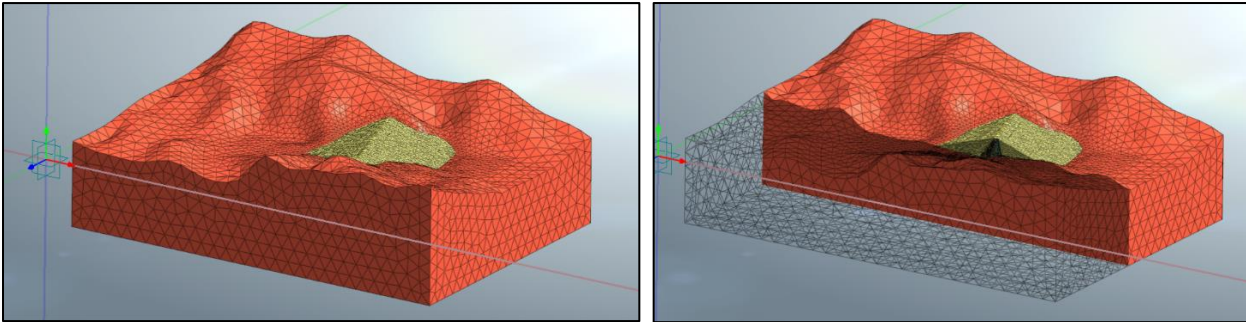


Figure V.8 : Maillage du modèle

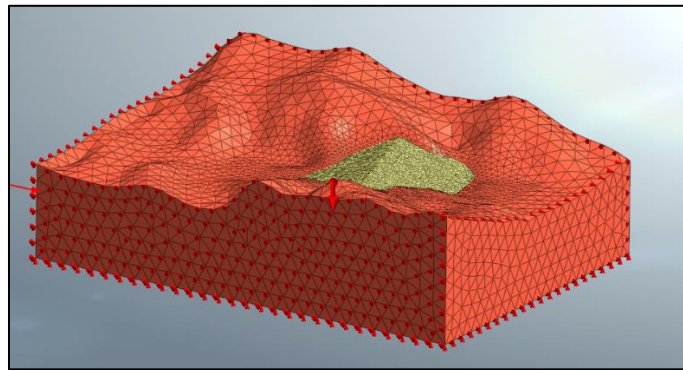


Figure V.9: Conditions aux limites et poids propre

V.4 Analyse des infiltrations :

Pour faire l'étude des infiltrations au régime permanent on a réduit le modèle précédent afin de diminuer le temps de calcul, s'adapter au matériel qu'on dispose et pouvoir définir les conditions au limites avec précision, le modèle réduit est illustré dans la figure

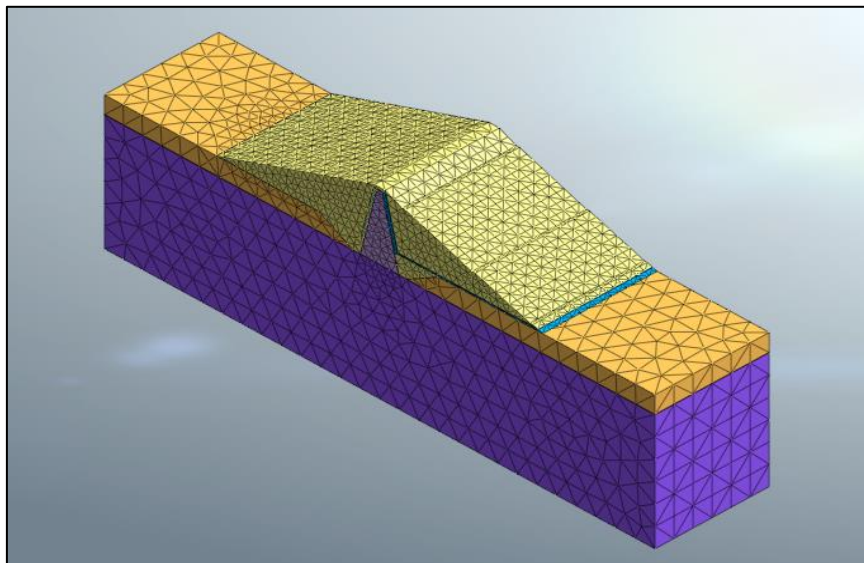


Figure V.10 : Modèle réduit

On peut passer par le stage wizard, construction stage ou directement en utilisant le cas seepage (régime permanent) déjà définie dans le logiciel on active tous les maillages déjà crée ainsi que les conditions au limites

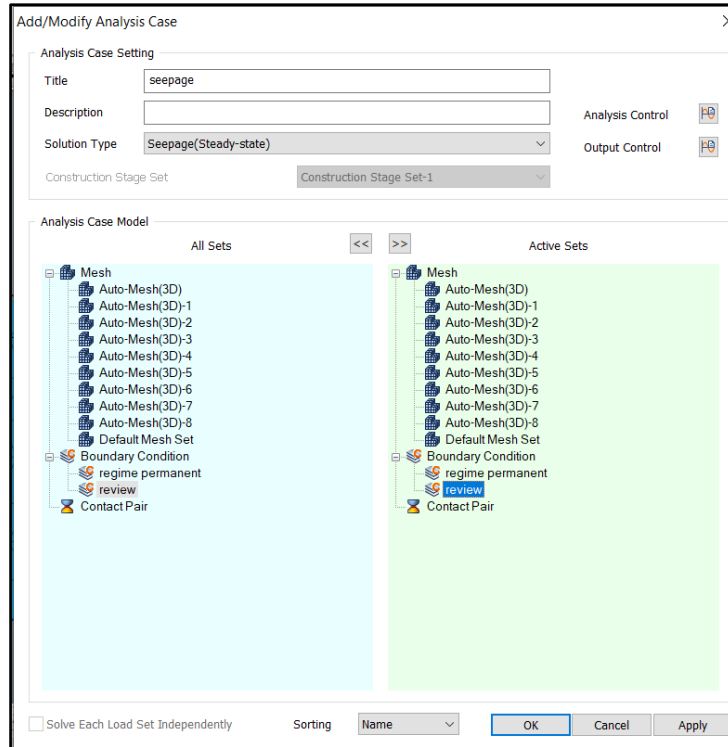


Figure V.11: Stage de construction analyse d'infiltration

Résultats :

Les résultats des calculs d'infiltration des eaux en termes de distribution de la pression interstitielle et lignes d'écoulement sont présentés dans la série de figures ci-dessous.

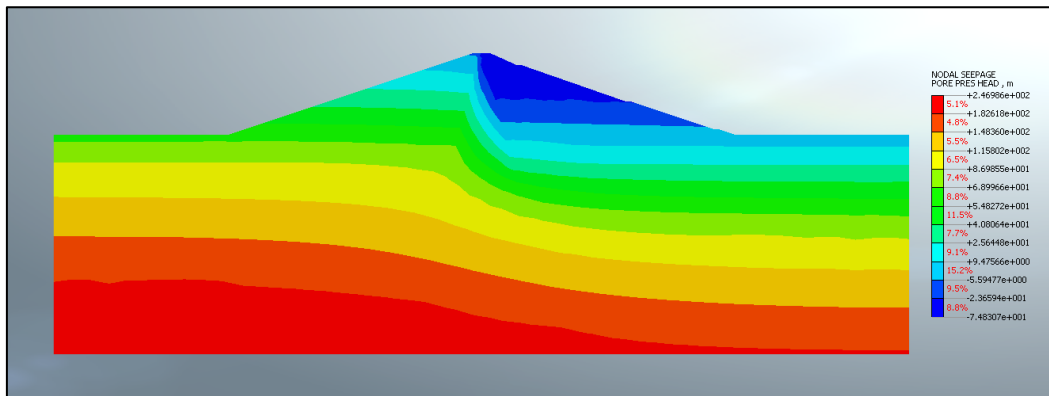


Figure V.12 : Iso-lignes de pression interstitielle en régime permanent

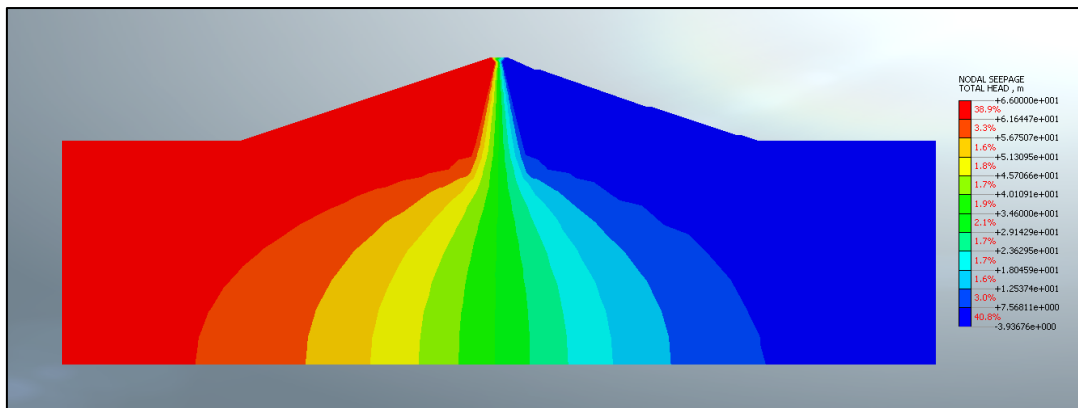


Figure V.13 : Lignes équipotentiellles

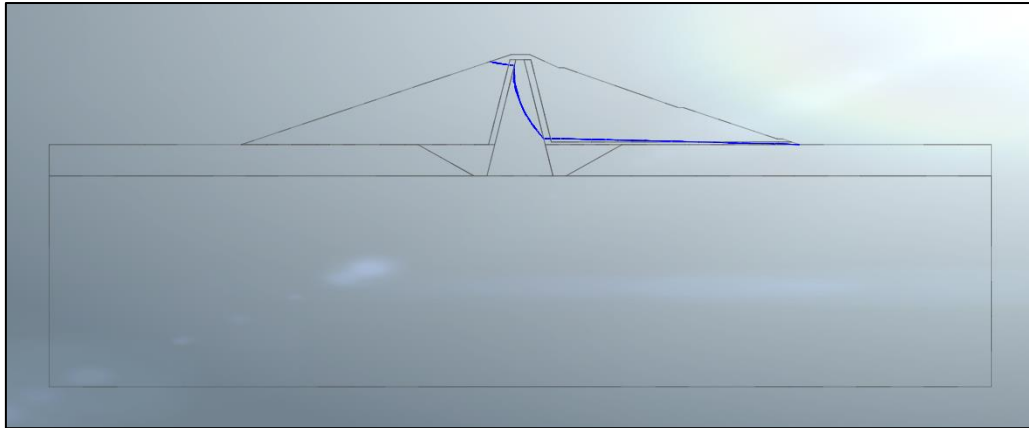


Figure V.14 : La ligne phréatique

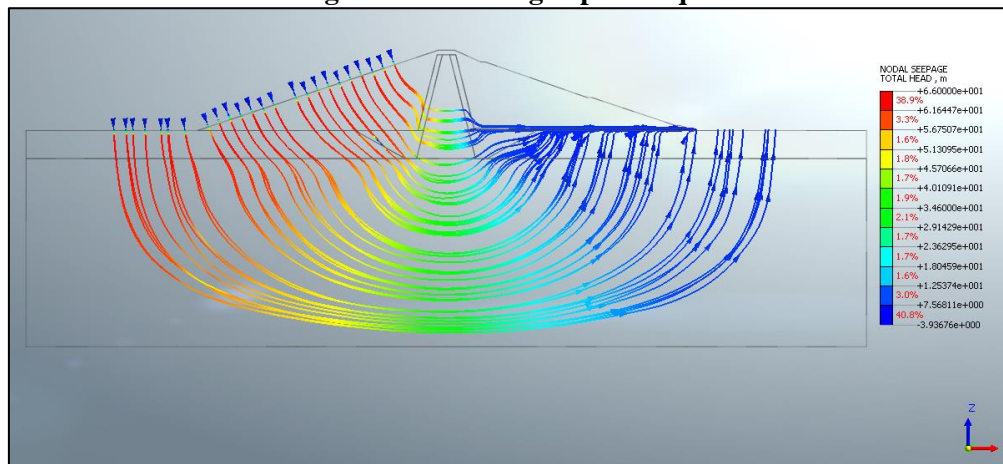


Figure V.15 : Les lignes d'infiltration dans la digue

Commentaires :

Selon les résultats de la modélisation qui montre les lignes d'infiltration on voit que le drain assure bien son rôle donc il n'y a pas de risque d'érosion (phénomène de renard)

V.5 Présentation de logiciel Rocscience SLIDE :

Slide est un programme utilisé pour effectuer une analyse de stabilité des talus en deux dimensions. Il se base sur la méthode de l'équilibre limite pour évaluer la stabilité des surfaces circulaires ou non circulaires dans les roches et les sols. Ce logiciel offre la possibilité d'adopter des approches déterministes, telles que le calcul du facteur ou coefficient de sécurité, ou probabilistes, comme la détermination de la probabilité de rupture. Slide se distingue en tant que seul logiciel de stabilité des pentes à proposer l'analyse de la stabilité des pentes par la méthode des éléments finis.

V.6 Modélisation 2D :

Afin de faire l'étude de stabilité, on a élaboré un modèle 2D en utilisant le Rocscience Slide. La première limite qui doit être définie pour chaque modèle de Slide est la frontière externe qui est une polygone fermée englobant la région du sol qu'on souhaite analyser puis on dessine les différentes sections en utilisant "material boundaries", on vient par la suite définir les matériaux de chaque zone

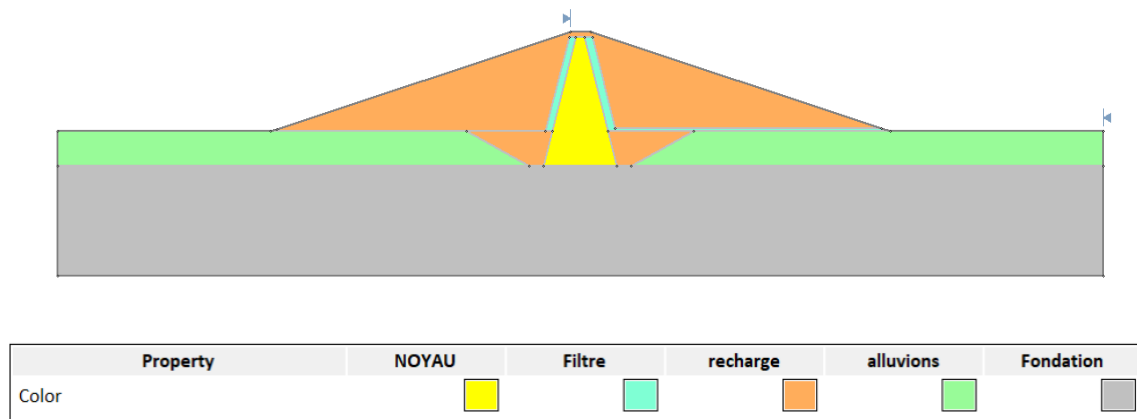


Figure V.16 : Modèle 2D sur Slide

V.7 Analyse de stabilité statique :

Le problème de la stabilité d'un massif se résout par les méthodes d'équilibres limites, encore appelées méthodes de calcul à la rupture. Ce problème peut par ailleurs être analysé soit en contraintes totales, soit en contraintes effectives. C'est cette dernière méthode qui est le plus couramment employée et qui est utilisée dans cette étude.

Les méthodes de calcul à la rupture divisent la masse glissante en tranches verticales. Elles résolvent les équilibres en forces et en moments afin d'aboutir à une expression plus simple des forces s'exerçant sur chacune des tranches, en fonction des caractéristiques mécaniques et hydrauliques du massif étudié. Ces méthodes reposent sur les hypothèses suivantes:

- La forme et la position de la ligne de rupture est déterminée.
- Le sol a un comportement rigide plastique le long de cette ligne.
- La distribution des contraintes est connue.
- Le coefficient de sécurité est uniforme le long de la surface de rupture

Il est nécessaire, pour obtenir un coefficient de sécurité FS supérieur à 1, que les forces résistantes au niveau de la surface de rupture potentielle soient plus importantes que les forces motrices. Dans ces conditions, on admet généralement que l'équilibre est assuré. Cependant, en raison de l'incertitude liée aux paramètres de calcul, en particulier mécaniques, cette valeur limite pourrait très bien ne pas être suffisante dans certains cas. Le tableau ci-dessous, nous donne les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entoure :

Tableau II.1 : Valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage.

Fs	Etat de l'ouvrage
<1	Danger
1.0 - 1.25	Sécurité contestable
1.25 - 1.4	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants Sécurité contestable pour les barrages
>1.4	satisfaisant pour les barrages

A. Cas de fin de construction:

La condition de fin de construction est une étape cruciale pour les parties amont et aval du barrage. L'objectif de cette étape est d'analyser la stabilité afin d'optimiser le volume du corps du barrage et de vérifier que sa construction peut être terminée jusqu'à sa hauteur finale sans risque de rupture. À ce stade, la retenue d'eau n'a pas encore commencé, mais les pressions interstitielles sont élevées en raison des surpressions causées par la construction qui ne se sont pas encore dissipées. La résistance du barrage dépend de la contrainte effective σ' et devient de plus en plus faible à mesure que la pression interstitielle u augmente ($\sigma' = \sigma - u$).

Résultats et interprétations :

Les résultats obtenue pour le cas de fin de construction sont illustrés dans les figures ci dessous, on a obtenu un facteur de sécurité de $2.347 > 1.4$ donc le barrage est stable en fin de construction

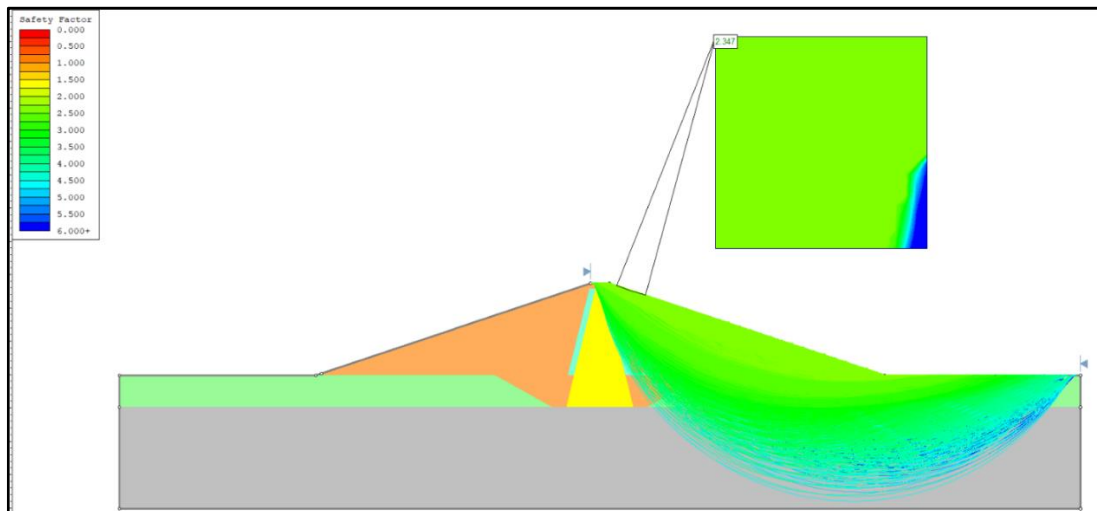


Figure V.17 : Zones favorables par le glissement circulaire (talus aval) $F_s= 2.347$

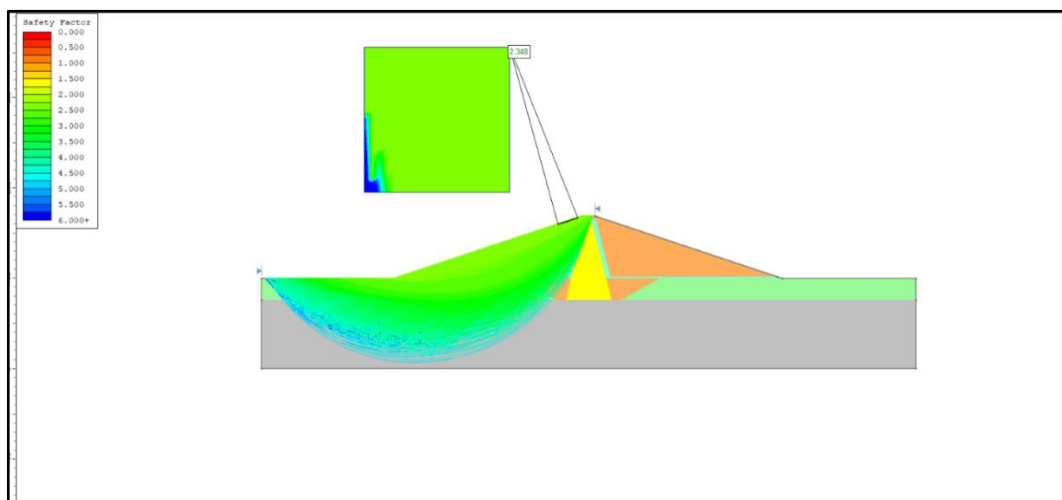


Figure V.18 : Zones favorables par le glissement circulaire (talus amont) $F_s= 2.348$

B. Cas du régime permanent:

Tout au long de la durée de vie d'un barrage, le niveau d'eau normal est le niveau fréquemment atteint soit 111 NGA les pressions interstitielles dans le remblai et dans la fondation sont indépendantes des contraintes dans le sol et ne dépendent que des conditions aux limites hydrauliques. Ce cas est critique pour le talus aval

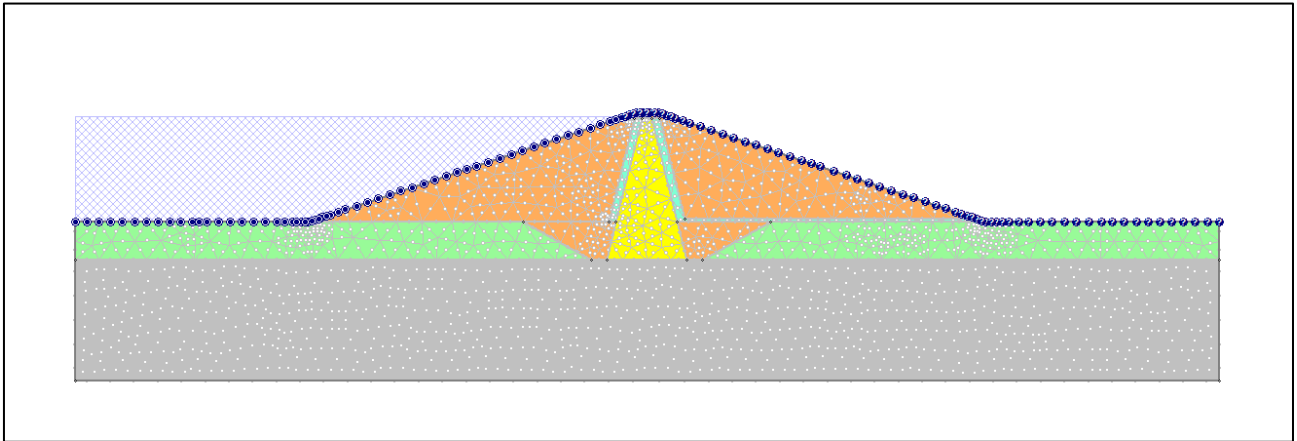


Figure V.19: Maillage et mise en eau

Résultats et interprétation :

Le remplissage de la retenue a induit une diminution de facteur de sécurité en comparaison avec le cas de fin de construction mais le facteur de sécurité reste supérieur à 1.4 donc pas de risque de glissement.

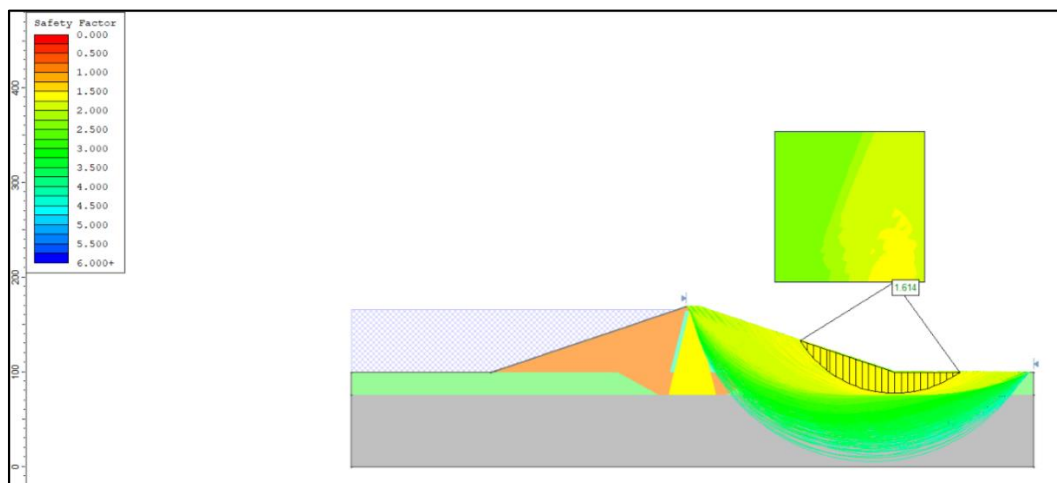


Figure V.20 : Zones favorables par le glissement circulaire (talus aval) $F_s= 1.614$

**Chapitre VI : Conception de la maquette numérique
BIM 3D & Planification BIM 4D**

VI.1 Introduction :

Le BIM (Building Information Modeling) est une méthode de travail collaborative qui permet de créer un modèle numérique en 3D d'un bâtiment ou d'une infrastructure. Ce modèle contient des informations sur tous les éléments qui composent le projet. Le BIM permet également de gérer les modifications, les coûts et les délais de manière efficace tout au long du cycle de vie du projet.

Le BIM comporte plusieurs dimensions qui correspondent à différentes étapes du processus de conception, de construction et de gestion du projet. Les dimensions les plus courantes sont :

- La dimension 3D : qui représente la modélisation en 3 dimensions des éléments du projet.
- La dimension 4D : qui intègre la dimension temporelle en ajoutant des informations de planning pour la planification et la gestion des tâches.
- La dimension 5D : qui intègre la dimension coûts en ajoutant des informations de quantification et de budgétisation pour la gestion des coûts et des ressources.
- La dimension 6D : qui intègre la dimension environnementale en ajoutant des informations d'impact environnemental pour la gestion de l'empreinte carbone.
- La dimension 7D : qui intègre la dimension exploitation et maintenance en ajoutant des informations relatives à la gestion du bâtiment tout au long de son cycle de vie.

Au-delà des 7 dimensions ci-dessus, il existe aujourd'hui un débat ouvert sur trois « nouvelles dimensions du BIM » :

- La dimension 8D: sécurité dans la phase de conception et de construction de l'ouvrage
- La dimension 9D : Lean construction
- La dimension 10D : industrialisation des bâtiments.

En utilisant toutes ces dimensions, le BIM permet une gestion globale et collaborative de toutes les phases d'un projet de construction, de la conception à la maintenance en passant par la construction et l'exploitation.



Figure VI.1 : Les dimensions du BIM.

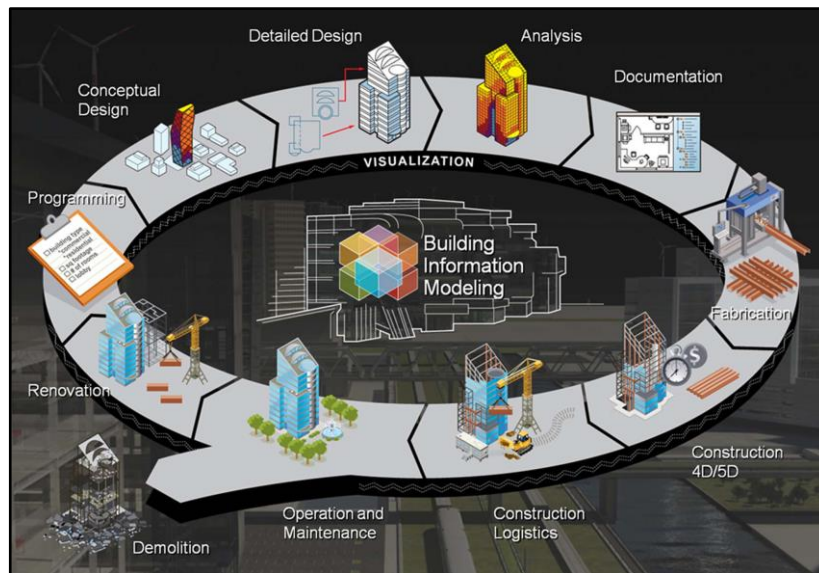


Figure VI.2 : Champs d'action du BIM.

VI.2 Flux du travail BIM :

Le flux de travail pour l'utilisation du BIM dans notre projet se repose principalement sur les étapes suivantes :

- Création d'une maquette numérique BIM 3D riche en données sur OpenRoads Designer.
- L'importation des données de la maquette numérique 3D sur Synchro Pro.
- Utilisation de la dimension temporelle du BIM 4D pour la planification et la gestion du temps de construction dans la modélisation de la digue du barrage sur Synchro Pro.

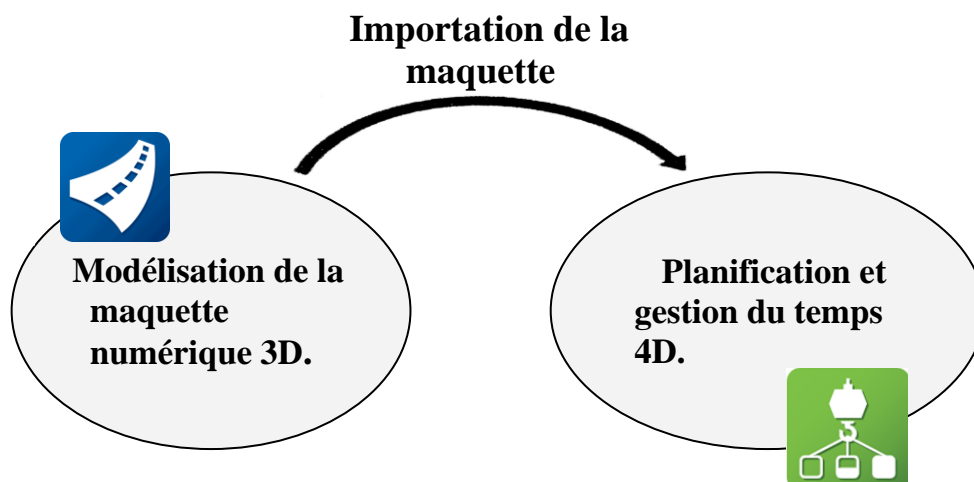


Figure VI.3 : Flux de travail BIM.

VI.3 Conception de la maquette numérique 3D :

Le BIM en étant un processus de conception, construction, et gestion de bâtiment/ infrastructures, permet de créer une maquette numérique en 3D de tout type de projet de construction, y compris les barrages.

La **maquette numérique** est une représentation géométrique intelligente pour décrire des objets en 3D sur lesquels sont attachées des informations, elle est généralement réalisée grâce à un logiciel spécifique qui permet de s'insérer dans un processus BIM. Elle permet de regrouper toutes les informations liées à la conception d'un barrage telles que les données de topographie, d'hydrologie, de géologie... La construction d'un barrage nécessite une coordination étroite entre les différents corps de métiers impliqués et la maquette numérique permet de faciliter cette coordination en fournissant une vision globale du projet.

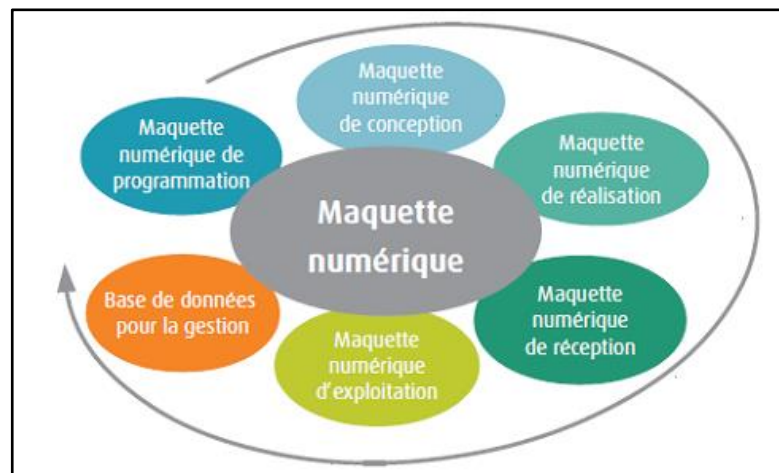


Figure VI.4 : L'évolution de la maquette numérique lors des différentes phases d'un projet.

VI.3.1 Le but de la maquette 3D :

- L'utilisation du BIM pour la conception de la maquette numérique d'un barrage offre plusieurs avantages, en particulier en termes de précision et d'efficacité. Elle permet de corriger les erreurs de conception avant le début de la construction et assure une meilleure sécurité pour les travailleurs sur le chantier. La maquette numérique permet également de visualiser les problèmes potentiels avant qu'ils ne se produisent, ce qui peut éviter des retards et des pertes de coûts.
- De plus, le BIM permet une collaboration étroite entre les différents acteurs du projet, facilite la communication et réduit les risques de conflits. Il est également possible d'optimiser la gestion des matériaux et des déchets lors de la construction du barrage en utilisant la maquette numérique pour planifier et optimiser le processus de construction.
- Enfin, la maquette numérique permet de faciliter la maintenance du barrage tout au long de sa durée de vie en regroupant toutes les données nécessaires à la maintenance, à l'exploitation et à la gestion des risques sur le long terme.

VI.3.2 Présentation du logiciel OpenRoads Designer :

Pour modéliser la maquette numérique 3D de la digue du barrage de Kef Eddir, on a utilisé le logiciel **OpenRoads Designer** qui est un logiciel de conception assistée par ordinateur (CAO) utilisé pour la planification, la conception et la construction de projets d'infrastructure tels que les routes, les ponts, les tunnels et les barrages. Il permet de créer des modèles numériques en 3D de ces projets en prenant en compte les différentes données topographiques, géotechniques, d'ingénierie et environnementales.



Pour la conception de la maquette BIM 3D d'un barrage en terre, OpenRoads Designer permet de modéliser le barrage en détail en utilisant des informations précises sur la géométrie, les matériaux, les caractéristiques hydrauliques et les impacts environnementaux. Ceci permet de réaliser une maquette numérique précise et complète du barrage en utilisant une approche BIM. La maquette BIM 3D permet de simuler la construction du barrage et de visualiser les différents composants du projet en temps réel, ce qui facilite la gestion de l'ensemble du projet et permet de mieux planifier la construction.

L'utilisation d'OpenRoads Designer pour la conception de la maquette BIM 3D d'un barrage en terre permet de mieux comprendre les différents aspects du projet et de planifier la construction plus efficacement, en réduisant ainsi les coûts et les risques liés à la construction du barrage. De plus, ces modèles numériques permettent de mieux gérer les informations tout au long du cycle de vie du barrage, ce qui peut aider à l'optimisation des opérations de maintenance et de réparation.

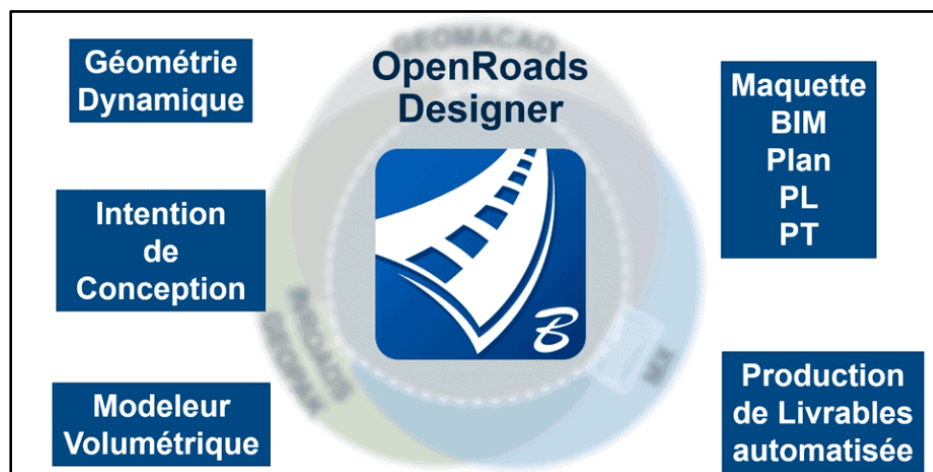


Figure VI.5 : Champ d'action de OpenRoads Designer.

VI.3.3 Le flux de travail :

Le flux de travail de la création de la maquette numérique BIM 3D sur le logiciel OpenRoads Designer se repose principalement sur les étapes suivantes :

- Collectivité des données sur le site du barrage, y compris les plans topographiques, les courbes de niveaux, l'axe du barrage...
- Modélisation du terrain.

- Modélisation de la structure.

VI.3.4 Les données du site du barrage :

On a le plan topographique du site ainsi que l'axe du barrage sur Autocad, comme c'est illustré sur les figures suivantes:

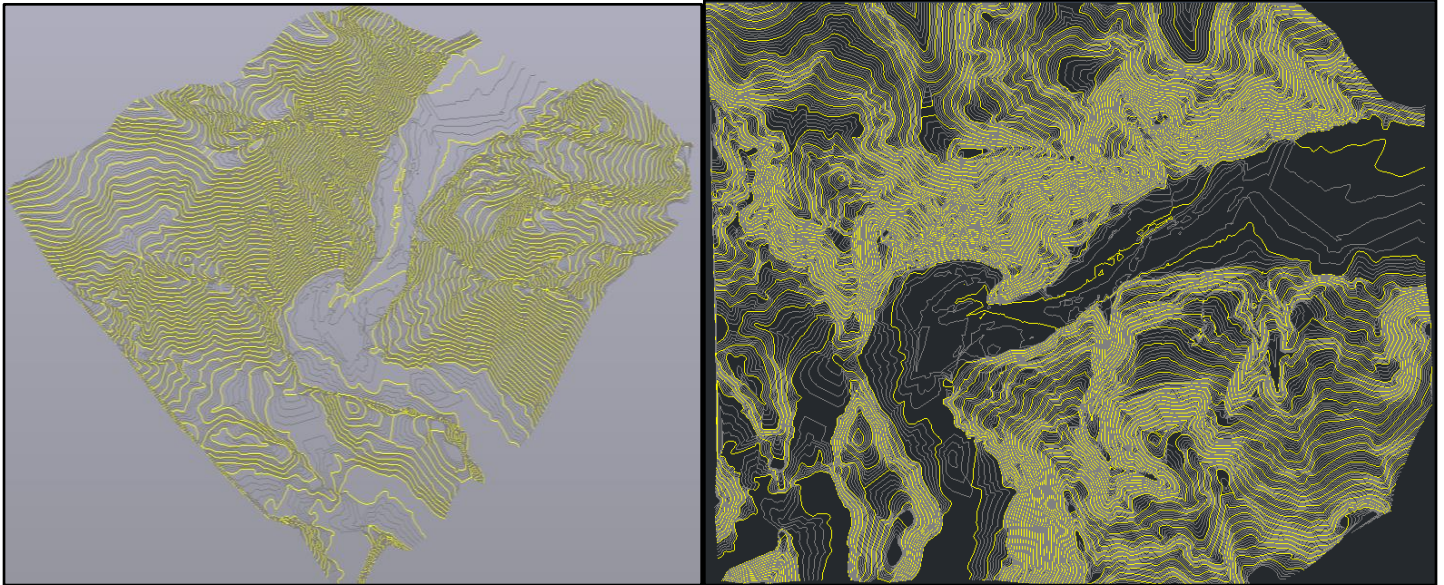


Figure VI.6 : la topographie du site du barrage de Kef Eddir.

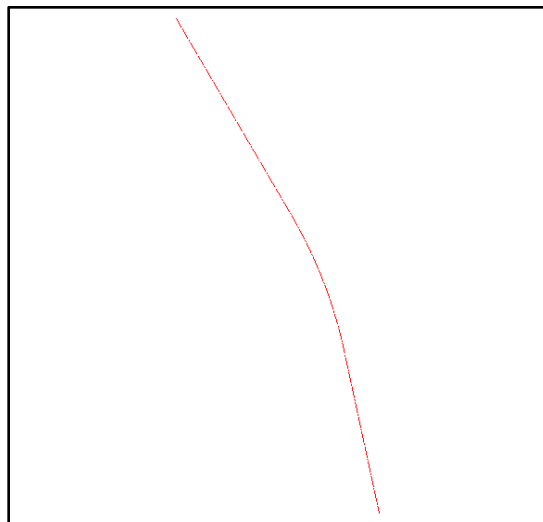


Figure VI.7 : Axe du barrage.

VI.3.5 Modélisation du terrain :

Un modèle de terrain est un ensemble de triangles calculés mathématiquement à partir de données ponctuelles collectées à partir de la surface modélisée. Un modèle de terrain est créé à partir d'entités 3D telles que des points, des lignes de fracture et des contours. Les modèles de terrain sont également appelés modèles numériques de terrain (MNT), réseaux triangulés irréguliers (TIN) ou surfaces triangulées.

- Pour la création du MNT on a d'abord choisi "Metric Standard" comme WorkSpace pour notre projet, et on a créé un WorkSet nommé "Metric Project". Ensuite on a créé un nouveau fichier nommé "Terrain" sous format. dgn.

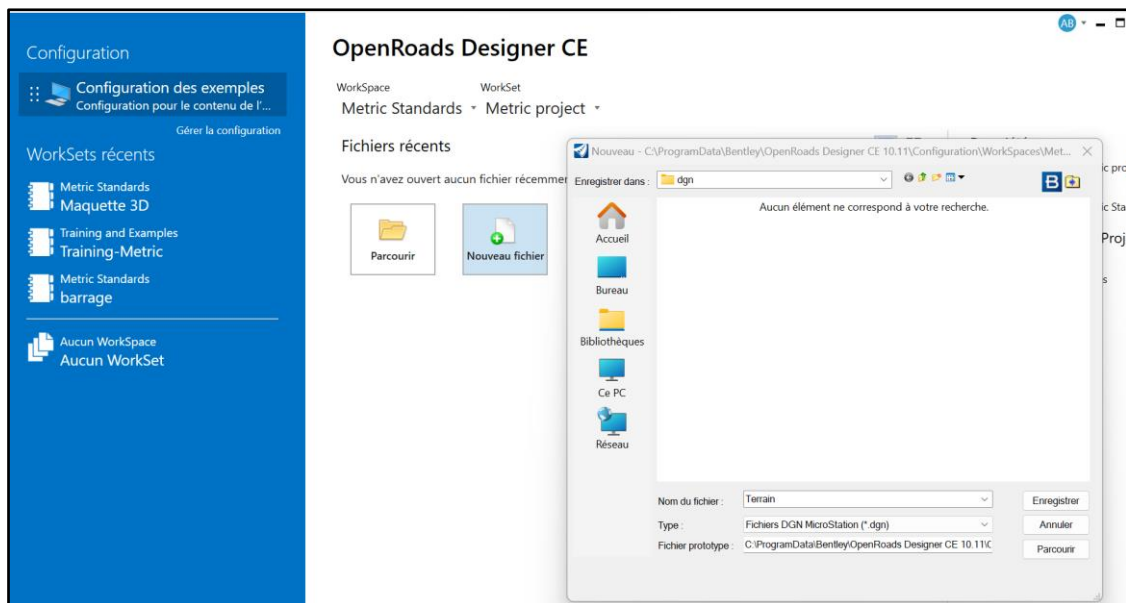


Figure VI.8: Création d'un Workspace.

VI.3.5.1 Importation du levé topographique :

- On vient attaché la topographie du site comme "référence" en utilisant l'outil "Attacher". Le résultat est le suivant :

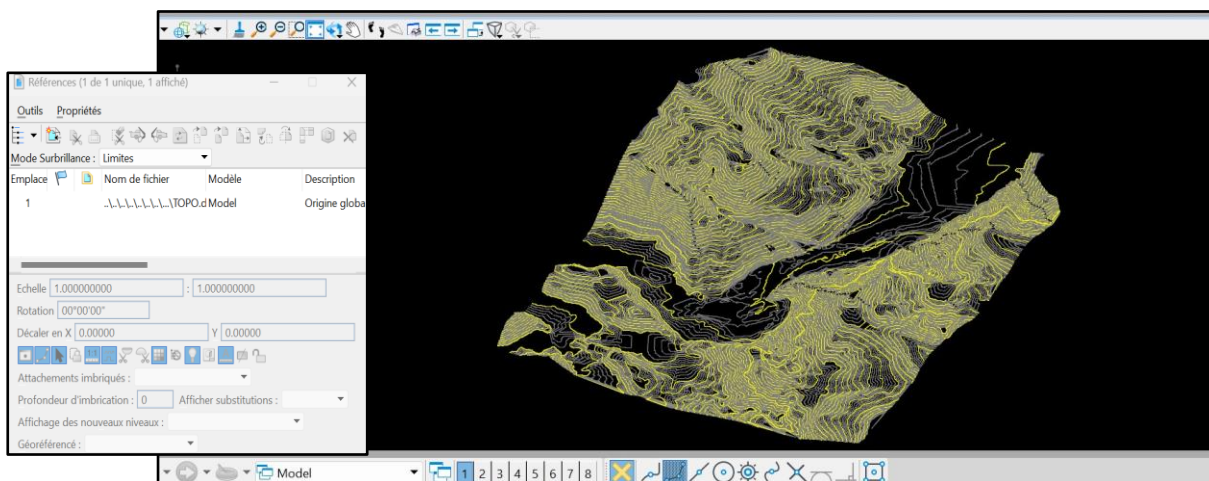


Figure VI.9: Importation du terrain sur OpenRoads Designer.

VI.3.5.2 Importation de l'axe du barrage :

- On importe l'axe du barrage de Autocad ver OpenRoads en attachant l'axe avec le terrain.
- Le résultat est représenté sur la figure suivante:

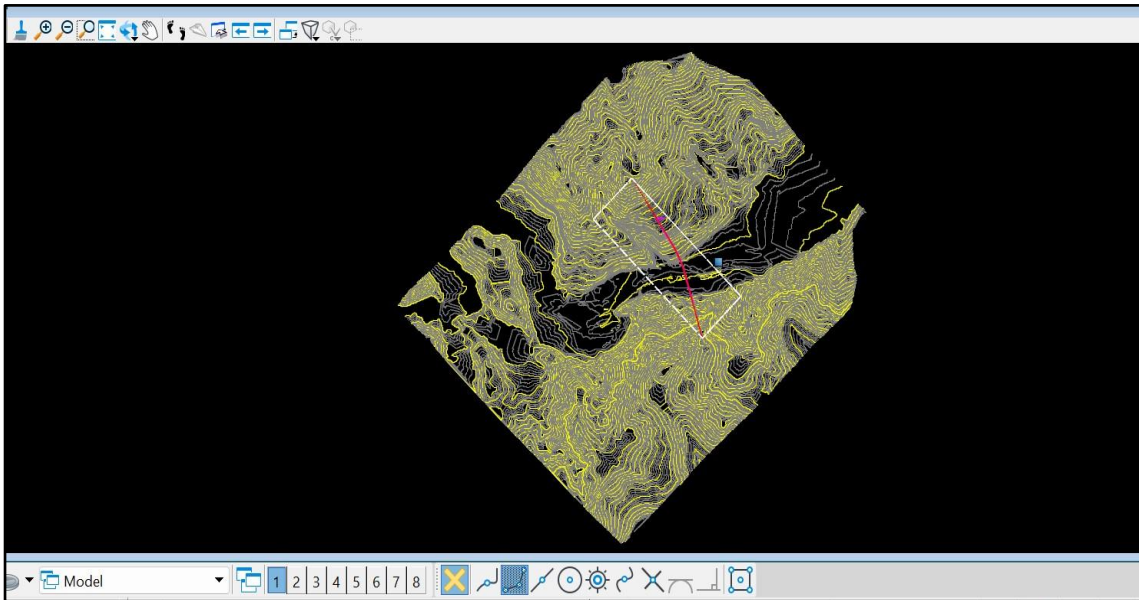


Figure VI.10 : Importation de l'axe du barrage.

VI.3.5.3 Maillage du terrain :

Le maillage d'un terrain pour une modélisation 3D consiste à diviser la surface du terrain en une série de petits polygones (ou triangles) qui seront utilisés pour représenter la topographie en trois dimensions.

Cette technique permet de créer des modèles de terrain précis et détaillés qui peuvent être utilisés pour des simulations, des visualisations ou des analyses.

- Après avoir fait le maillage du terrain sur OpenRoads Designer, on obtient la modélisation du terrain représenté sur la figure ci-dessous:

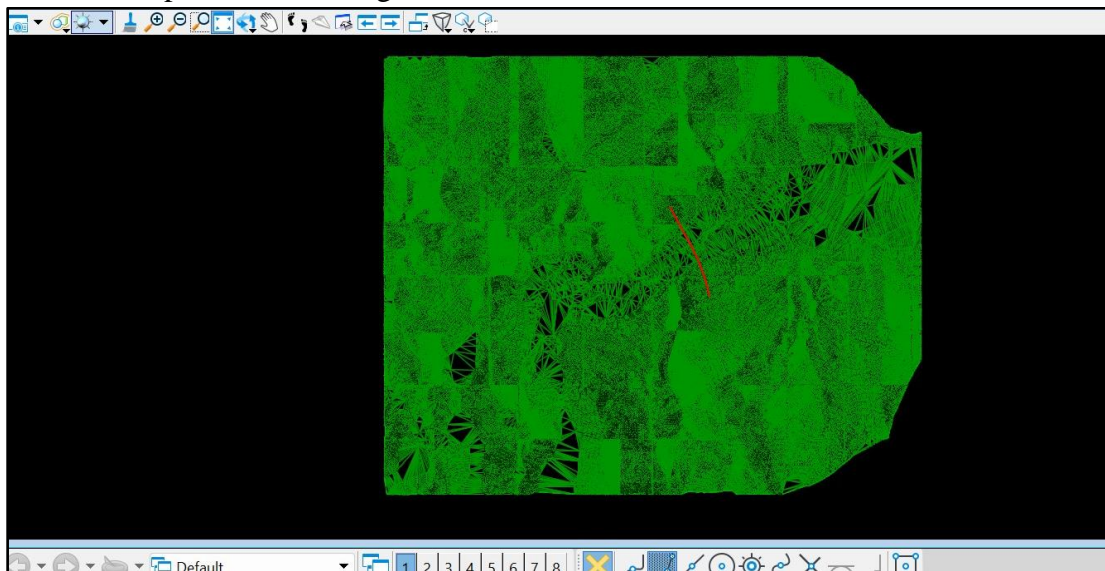
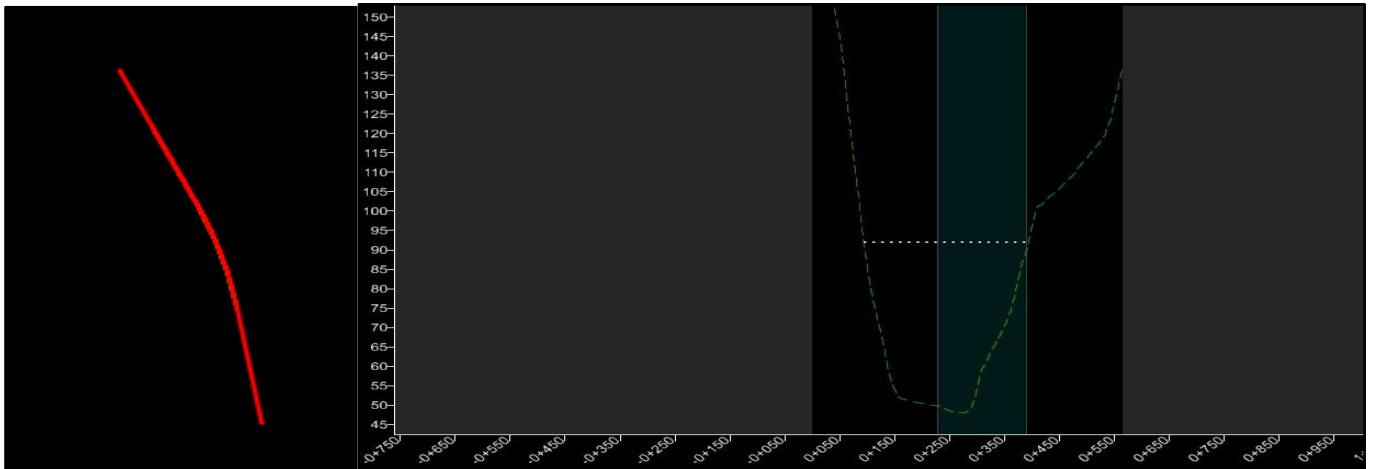


Figure VI.12: Modélisation du terrain sur OpenRoads Designer.

VI.3.5.4 Alignement horizontale et verticale du barrage:

- L'alignement horizontal se compose de tangentes et de courbes et est affiché sur la vue en plan.
- L'alignement vertical ou le profil ressemble à une coupe longitudinale du barrage, le profil de la figure (b) suivante montre l'alignement vertical qu'on a créé le long de la crête du barrage.

(a): Alignement
horizontale

(b): Alignement vertical du barrage (Profil en long).

Figure VI.13 : Alignement vertical et horizontal du barrage.

VI.3.6 Modélisation de la structure:**VI.3.6.1 Création du template (Profil type) :**

- Création d'un nouveau WorkSet et importation de la coupe transversale du barrage de Autocad vers OpenRoads Designer.

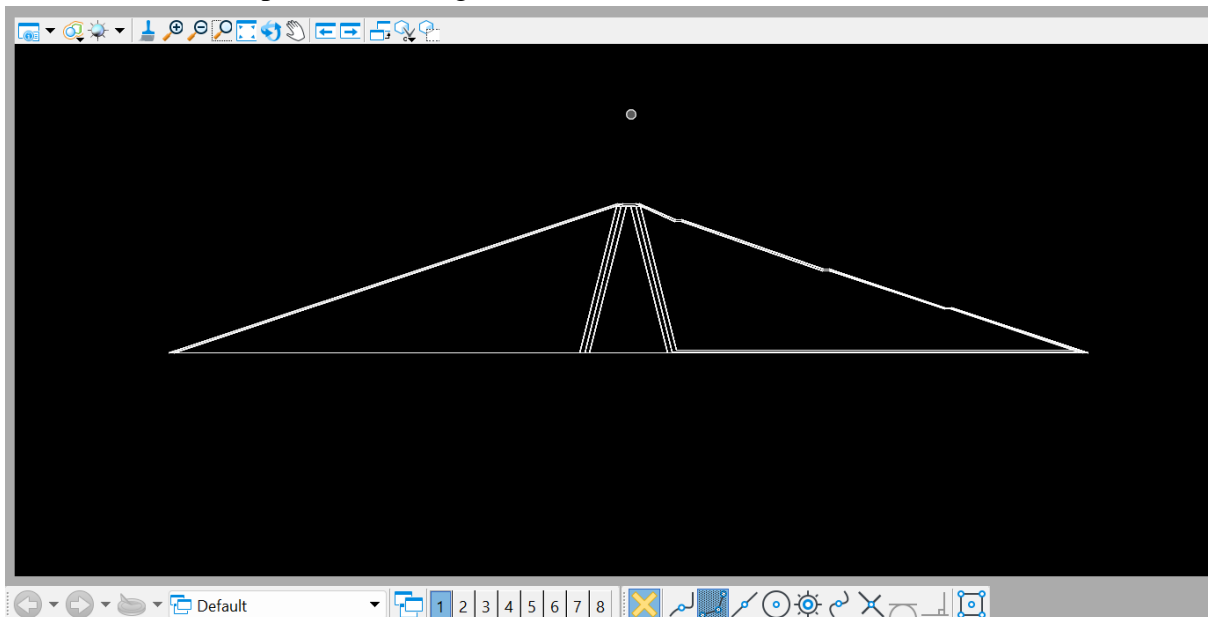


Figure VI.14: Importation de la coupe transversale du barrage.

- Création d'un template en cliquant sur l'outil "Profile type" ⇒ "Créer template"
- Vérification de la connectivité de chaque point du template.
- Lier chaque point du template avec le point précédent.
- Tester le contrôle des points.
- Attribuer des surfaces pour chaque composante du template (Filtre, noyau, recharge, perré de protection, transition.).
- Attribuer un matériau pour chaque composante du template, comme c'est représenté sur la figure suivante:

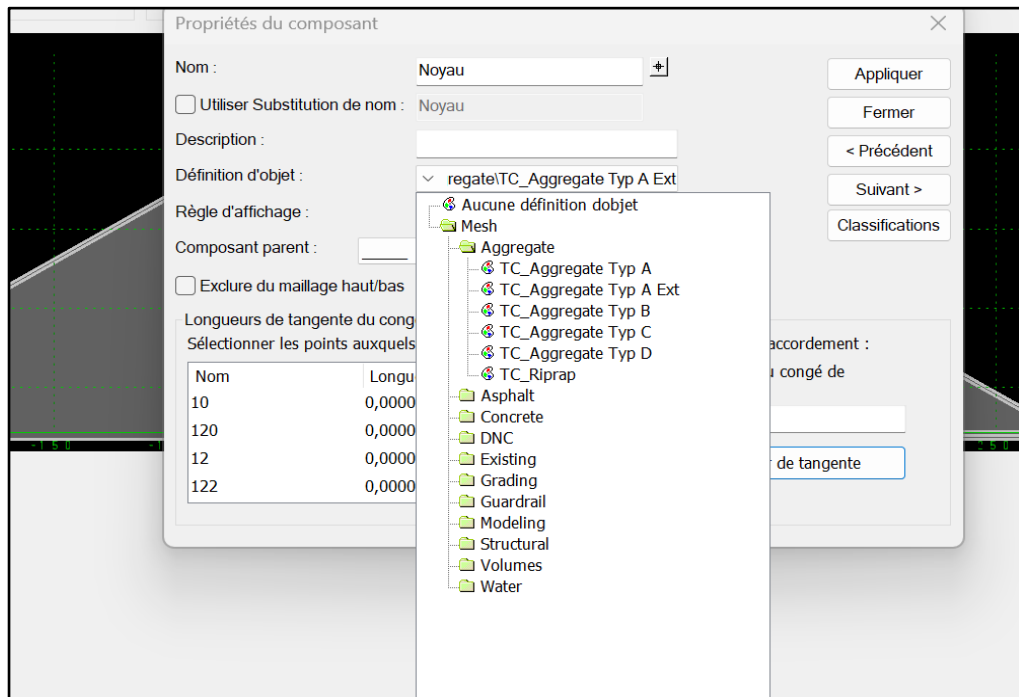


Figure VI.15 : Attribuer une propriété de chaque composant du template.

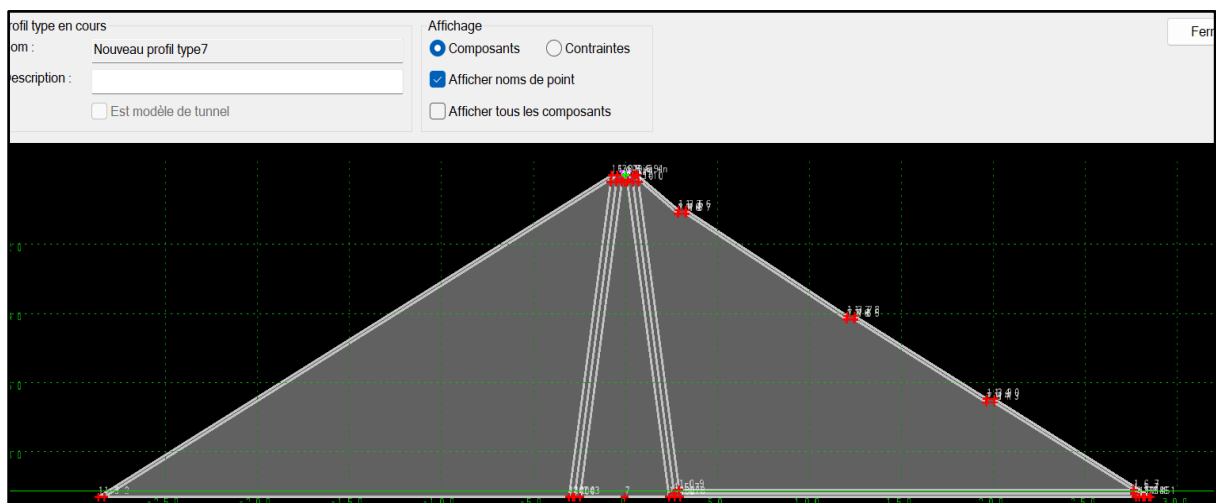


Figure VI.16 : Le template (Profile type) final du barrage.

VI.3.6.2 Création d'un corridor - Template drop:

Pour créer un template drop, on suit les étapes suivantes:

- Sur le terrain modélisé, on désactive tous les triangles, les courbes principales et les courbes secondaires et on garde que l'axe du barrage.
- On crée un corridor en cliquant sur l'outil "Nouveau Corridor" puis on sélectionne l'axe du barrage comme une ligne de référence du corridor et sur l'alignement vertical du barrage dans le profil en long comme un profil actif, et le corridor est bien créé.

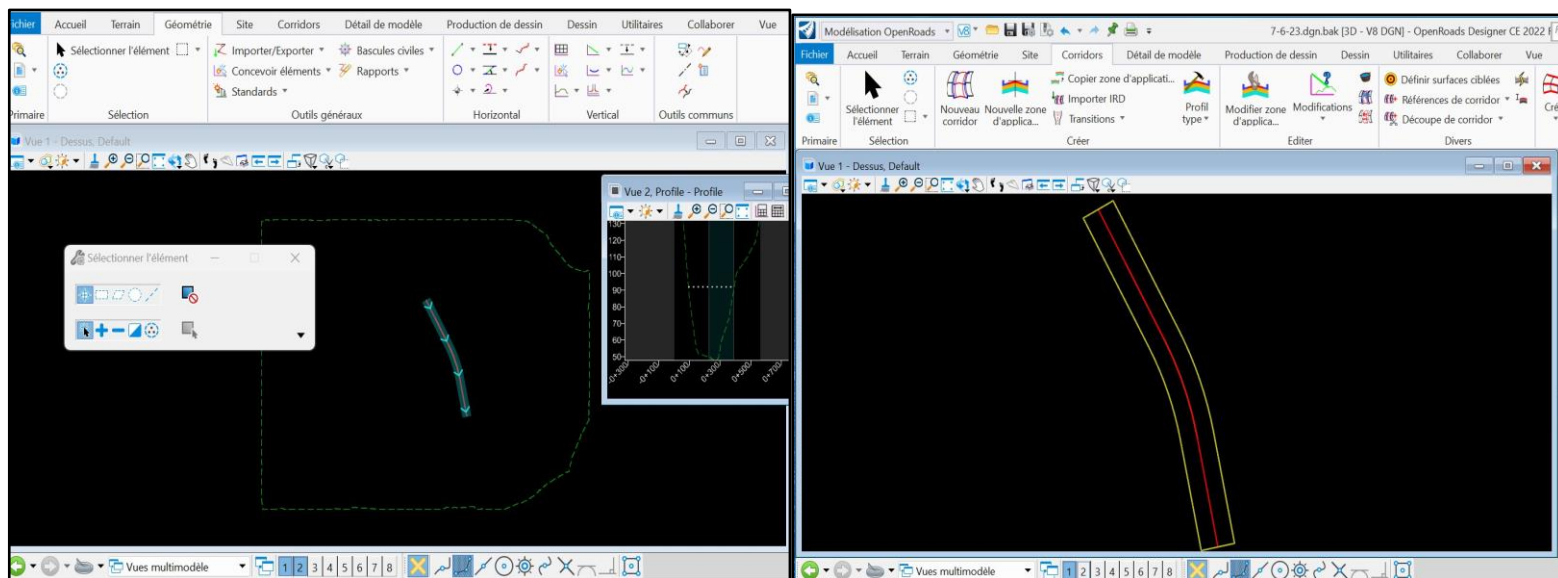


Figure VI.17: Création d'un corridor.

- Ensuite, on clique sur l'outil "Nouvelle zone d'application d'un profil type", et on sélectionne notre template créé précédemment dans la bibliothèque des templates (clique sur la touche ALT+ flèche vers le bas) et le point de données.
- On sélectionne la station de départ et la station finale.
- On sélectionne l'intervalle de chute (Chaque 25 m).
- On règle la transition minimale avant et après la chute à 0.
- Le barrage est créé comme le montre la figures ci-dessous :

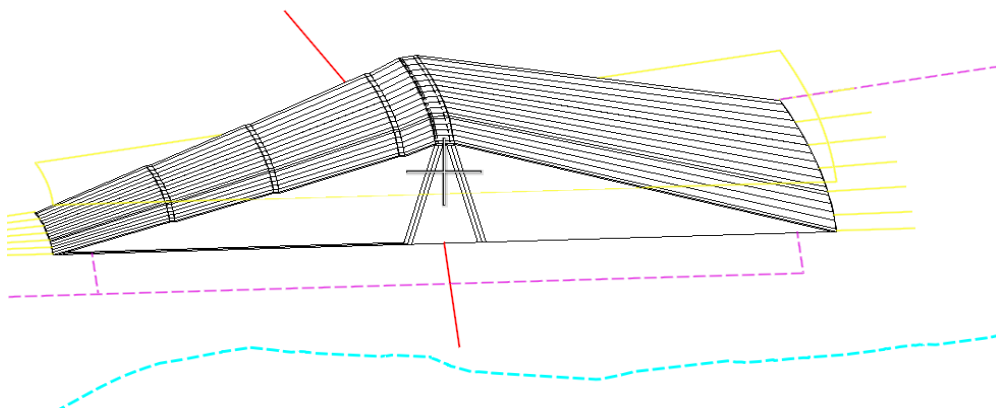


Figure VI.18 : Modèle géométrique du barrage de Kef Eddir.

VI.3.7 La maquette numérique du barrage de Kef Eddir :

On fixe les conditions au limites pour l'entrée du sol au limites du barrage, et obtient la maquette numérique 3D finale représentée dans les différentes figures suivantes :

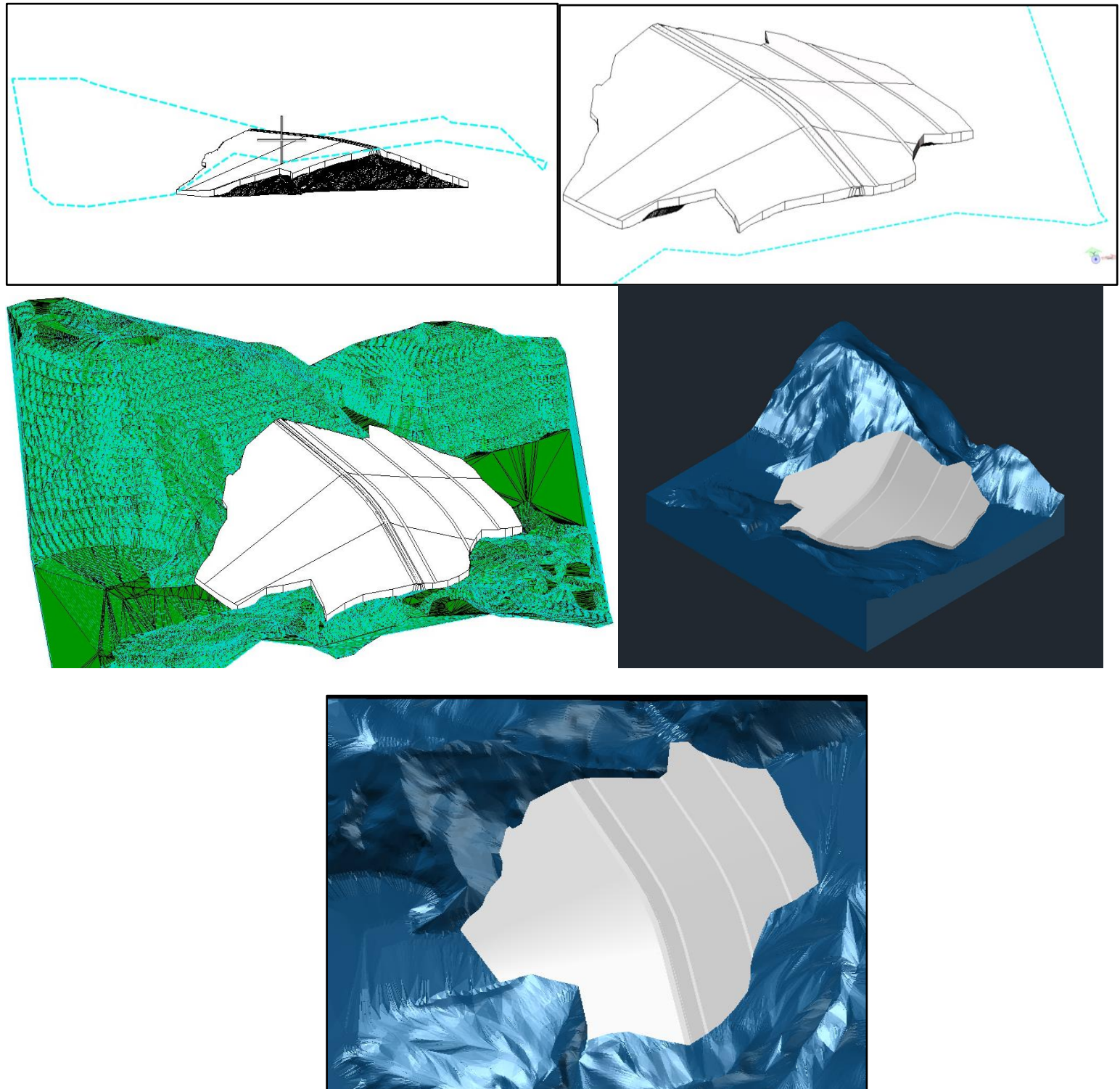


Figure VI.19 : Maquette numérique BIM 3D du barrage de Kef Eddir.

VI.4 La Planification BIM 4D:

VI.4.1 Introduction BIM 4D :

La BIM 4D est une méthode de travail basée sur le Building Information Modeling (BIM) qui ajoute une dimension temporelle à la modélisation 3D des bâtiments et des infrastructures. Elle permet la planification et la gestion de projets de construction en insérant la dimension temporelle dans la modélisation BIM, permettant ainsi la simulation des phases de construction dans un environnement virtuel. La planification 4D offre ainsi une visualisation dynamique des étapes de la construction en fonction du temps, permettant une meilleure collaboration et communication entre les parties prenantes, une réduction des erreurs et des coûts et une meilleure efficacité dans la gestion du projet de construction.

VI.4.2 Le principe de la BIM 4D dans la construction d'un barrage :

- Les méthodes traditionnelles pour la gestion de la durée d'un chantier ou, plus généralement, d'un ouvrage (diagramme de Gantt et Pert, etc.) ont des limites et des points faibles :
 - La perte d'informations dans la transmission des données du concepteur à l'entreprise.
 - Le manque de communication entre la direction des travaux et les fournisseurs.
 - La présence effective et le placement précis des matériaux sur le site.
 - L'état d'avancement de l'ouvrage.

➤ C'est pour cela qu'on a opté pour la technologie **BIM 4D** qui offre plusieurs avantages pour la construction d'un barrage en terre. En voici quelques-uns:

- 1. Visualisation en temps réel:** La planification 4D permet de visualiser la construction du barrage en temps réel, ce qui facilite la prise de décisions en identifiant et en résolvant les problèmes potentiels avant qu'ils ne se produisent.
- 2. Réduction des erreurs:** La modélisation BIM 3D permet une analyse approfondie des modèles et des plans de construction, ce qui permet de détecter les erreurs avant le début de la construction, évitant ainsi les dépenses inutiles et les retards.
- 3. Optimisation de la construction:** La planification 4D permet également d'optimiser la construction à chaque étape, en permettant aux ingénieurs de découvrir et d'analyser les différentes alternatives de construction et de choisir celle qui est la plus rentable en termes de coût, de délai et de qualité.
- 4. Suivi de l'avancement:** Les équipes du projet peuvent suivre en temps réel l'état d'avancement de la construction en utilisant la planification 4D. Tout problème ou retard peut alors être résolu rapidement, sans aucune interruption de la construction.
- 5. Collaboration améliorée:** Les entreprises de construction peuvent partager les plans, les modèles et les données en temps réel grâce à la technologie BIM 4D, assurant ainsi une collaboration améliorée entre les équipes du projet.

- 6. Meilleure compréhension du projet :** Les modèles 3D et les plans de construction combinés avec la planification 4D permettent une meilleure compréhension de la construction du barrage à toutes les parties prenantes du projet, y compris les propriétaires, les ingénieurs et les membres de la communauté environnante.

En utilisant la technologie BIM 4D pour la construction d'un barrage en terre, les entreprises de construction peuvent minimiser les erreurs, améliorer l'efficacité et travailler plus efficacement tout en garantissant une construction plus rapide, de meilleure qualité et moins coûteuse.

VI.4.3 Présentation du logiciel Synchro Pro :

On a opté pour Synchro Pro qui est un logiciel de gestion de projet de construction qui est utilisé pour la planification, l'organisation, la collaboration, la visualisation et la gestion des données du projet en temps réel. Synchro Pro utilise la technologie BIM pour donner aux utilisateurs une visualisation en 4D du projet de construction, c'est-à-dire une vue en temps réel avec une dimension temporelle et une dimension économique.



Les fonctionnalités de Synchro Pro incluent:

- une interface utilisateur graphique intuitive et facile à utiliser
 - la visualisation de modèles BIM 3D, et 4D, incluant tous les éléments de construction ainsi que les ressources du projet (humains, matériaux, équipements, etc.)
 - la création de scénarios de planification en 4D simulés qui permettent aux équipes de projet de prévoir les étapes de construction et de prévoir les temps de réalisation
 - la définition de dépendances de tâches et de planification précise
 - la possibilité d'ajuster les plannings basées sur les informations mises à jour.
- Synchro Pro est souvent utilisé dans les projets de construction de grande envergure tels que les infrastructures, les projets de bâtiment complexes, etc. pour faciliter la collaboration entre les membres de l'équipe de projet et assurer la livraison à temps.

VI.4.4 Le planning de construction du barrage de Kef Eddir :

- Pour la construction du barrage de Kef Eddir, on a réalisé un planning des travaux de remblayage de la digue, en divisant le modèle géométrique obtenue sur OpenRoads Designer en 09 coupes de 10 mètre de hauteur en utilisant Autocad, qui représente les différentes phases de remblayage.

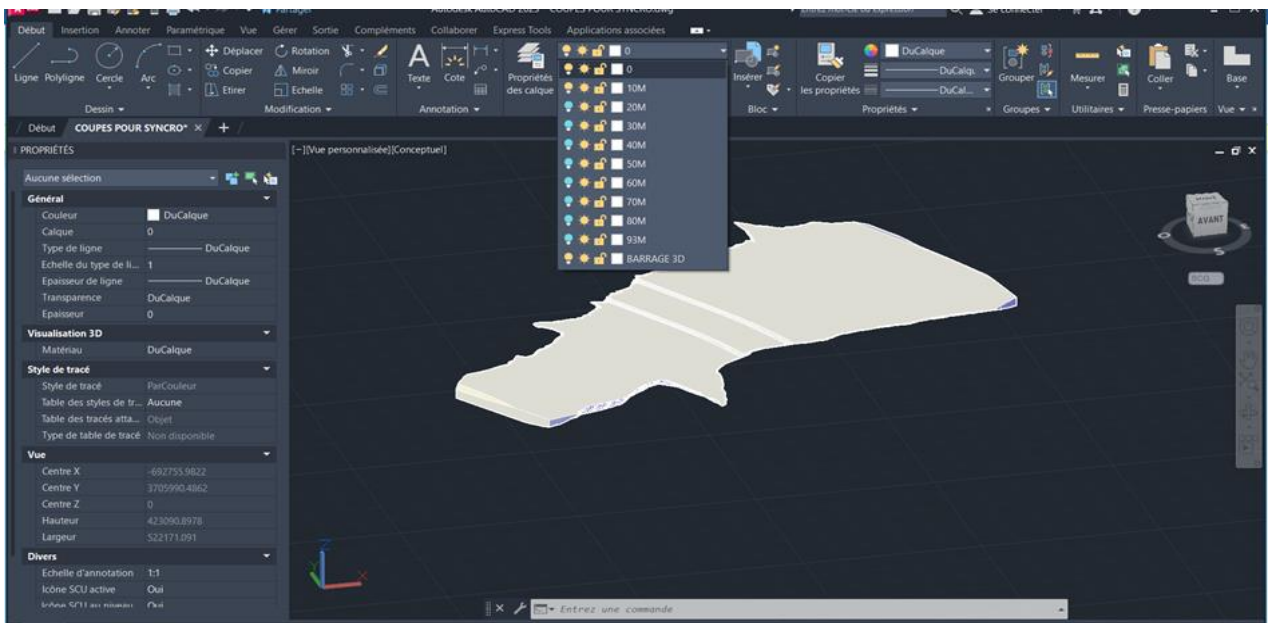


Figure VI.20 : Division du modèle géométrique du barrage en plusieurs coupes sur Autocad.

- Par la suite, on a calculé les volumes de chaque matériau (noyau, filtre, transition, recharges) dans chaque coupe, et on a estimé le volume de remblais réalisé chaque jour.

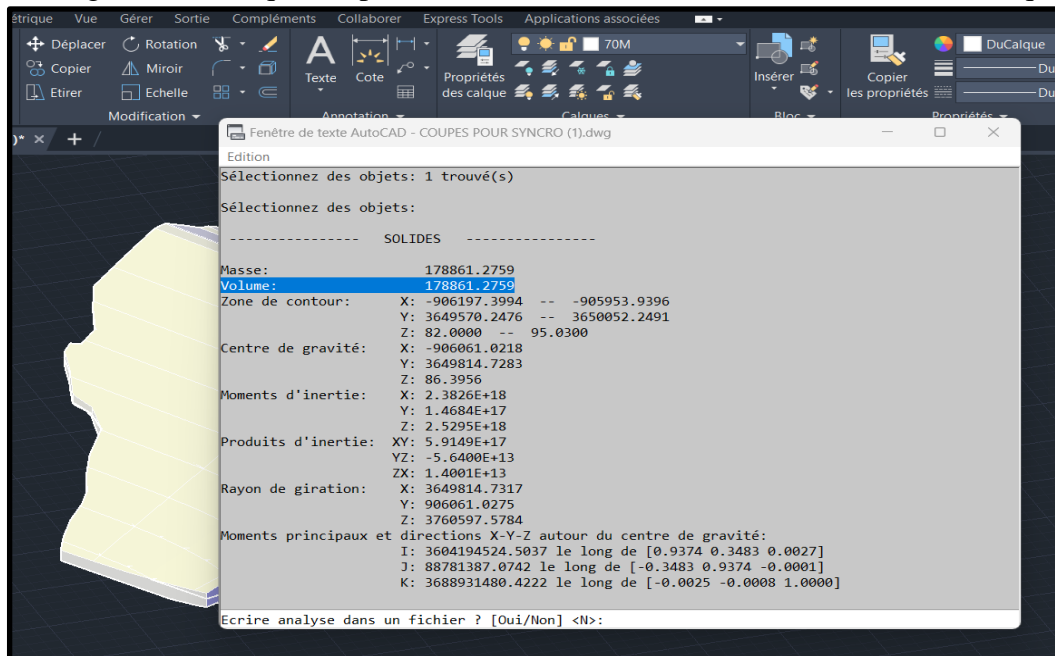


Figure VI.21 : Calcul des volumes de chaque matériau pour chaque coupe sur Autocad.

- Après avoir estimé les volumes, on a déduit la durée totale de la construction avec une date de début et une date de fin.
- Le tableau suivant représente le planning des travaux :

Tableau VI.4.4 : Planning ou scénario de planification de la construction du barrage de Kef Eddir.

	Matériaux	Volume (m3)	m3/jour	Nombre de jour	Date de début	Date de fin
10 m	Noyau	64185.9033	1070	60	02/01/2024	25/03/2024
	Filtre	42068.3899	702	60	03/01/2024	26/03/2024
	Transition	45201.4927	754	60	08/01/2024	29/03/2024
	Recharge	648386.2106	10131	64	11/01/2024	09/04/2024
20 m	Noyau	86279.7584	981	88	12/04/2024	13/08/2024
	Filtre	12879.8918	147	88	12/04/2024	14/08/2024
	Transition	12887.3685	147	88	17/04/2024	16/08/2024
	Recharge	903300.7482	10037	90	22/04/2024	23/08/2024
30 m	Noyau	91036.6406	1012	90	26/08/2024	27/12/2024
	Filtre	15289.6803	170	90	27/08/2024	31/12/2024
	Transition	15308.0213	170	90	28/08/2024	31/12/2024
	Recharge	936534.0822	1400	94	02/09/2024	09/01/2025
40 m	Noyau	87667.6103	974	90	10/01/2025	15/05/2025
	Filtre	17094.9020	190	90	13/01/2025	16/05/2025
	Transition	17125.1465	191	90	14/01/2025	19/05/2025
	Recharge	919920.2385	10000	92	17/02/2025	24/06/2025
50 m	Noyau	82729.0315	974	85	25/06/2025	21/10/2025
	Filtre	19221.8485	227	85	27/06/2025	23/10/2025
	Transition	19253.3439	227	85	30/06/2025	24/10/2025

	Recharge	882614.2024	9918	89	03/07/2025	04/11/2025
60 m	Noyau	78635.0639	1049	75	06/10/2025	16/01/2026
	Filtre	22654.2912	302	75	08/10/2025	20/01/2026
	Transition	22745.9893	303	75	10/10/2025	22/01/2026
	Recharge	789027.3330	10000	79	14/10/2025	30/01/2026
70 m	Noyau	70259.7528	1171	60	02/02/2026	24/04/2026
	Filtre	26557.8248	443	60	03/02/2026	27/04/2026
	Transition	26639.7166	444	60	04/02/2026	07/05/2026
	Recharge	634299.9923	9911	64	09/02/2026	07/05/2026
80 m	Noyau	52888.4065	1356	39	08/05/2026	01/07/2026
	Filtre	28989.2614	744	39	11/05/2026	02/07/2026
	Transition	29061.9095	745	39	12/05/2026	03/07/2026
	Recharge	422396.7341	9824	43	18/05/2026	15/07/2026
93 m	Noyau	31795.3328	2650	12	16/07/2026	31/07/2026
	Filtre	35294.5533	2941	12	17/07/2026	03/08/2026
	Transition	33103.7499	2759	12	20/07/2026	04/08/2026
	Recharge	178861.2759	9937	18	27/07/2026	19/08/2026

VI.4.5 Importation du planning sur Synchro Pro :

On importe le planning de construction sur Synchro Pro, et par la suite on crée le diagramme de Gantt correspondant au planning donné, comme c’est présenté sur la figure suivante :

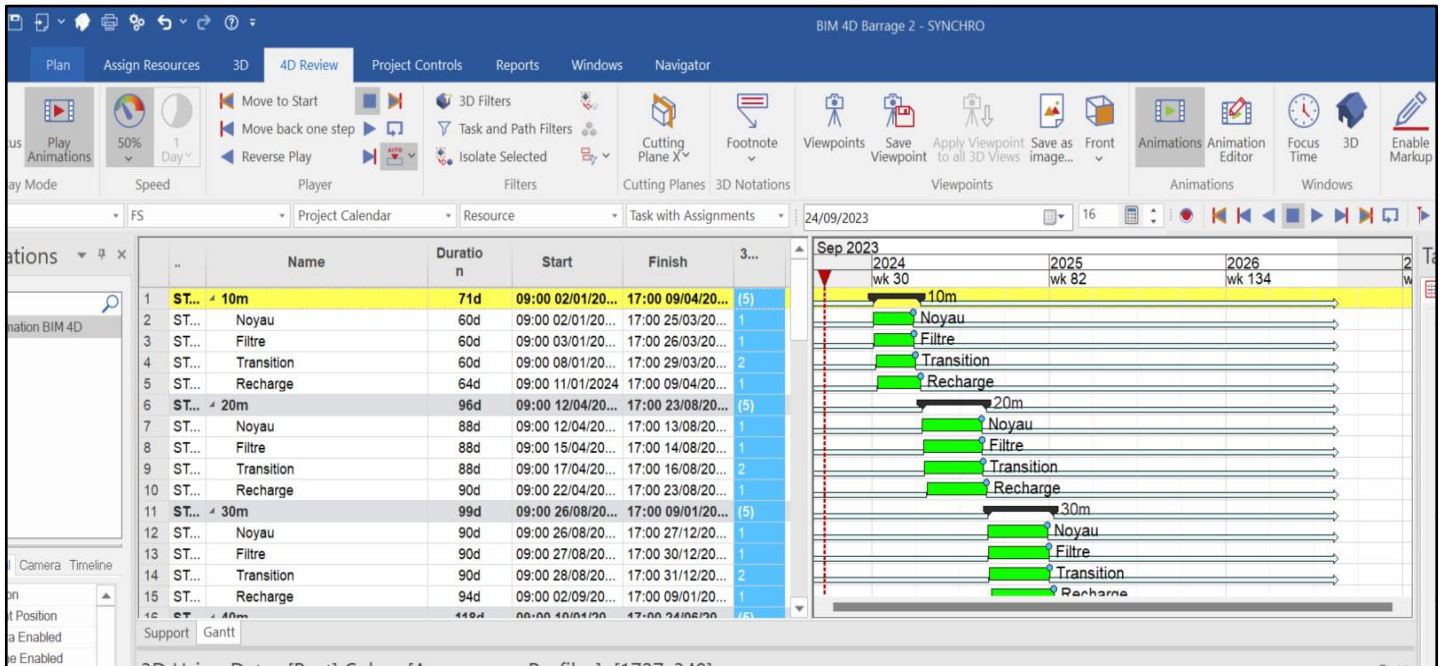


Figure VI.22 : Le scénario de planification 4D et diagramme de Gantt.

VI.4.6 Importation de la maquette numérique sur Synchro Pro :

- On importe la maquette numérique 3D divisée en 09 coupes, sur Synchro Pro.
- On crée une interopérabilité entre la maquette, le planning et le diagramme de Gantt, en assignant chaque constituant du barrage pour chaque coupe (noyau, filtre, transition, et les recharges) pour chaque coupe à chaque tâche qui lui correspond sur le planning et le diagramme de Gantt.

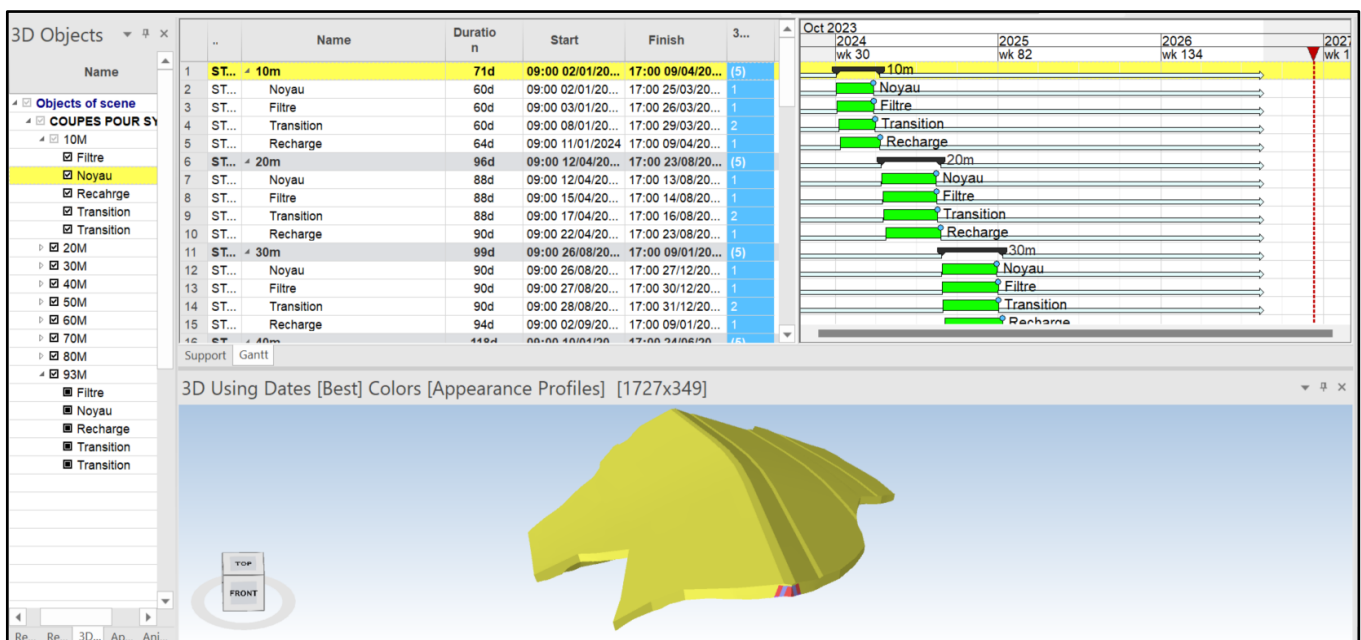


Figure VI.23 : Importation de la maquette numérique sur Synchro Pro.

VI.4.7 Création d'une Animation 4D :

Voici quelques images de l'animation sur l'évolution des travaux de remblayage du barrage :

A 10 m :

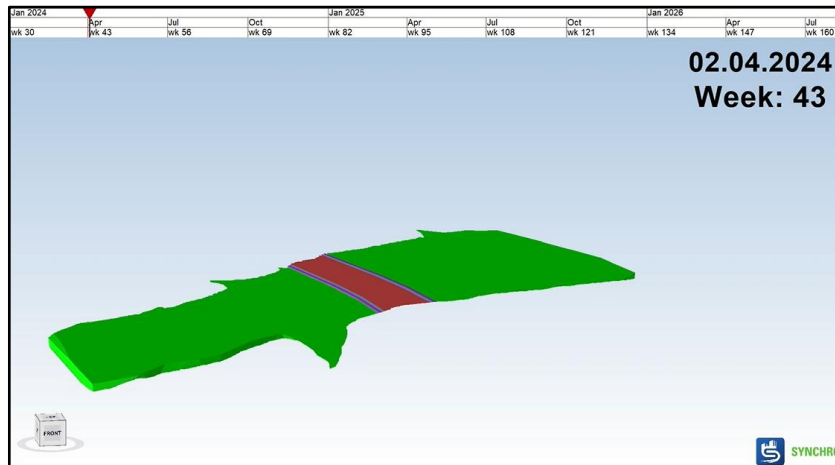


Figure VI.24: Visualisation des travaux de remblayage à 10 m au 02/04/2024.

A 20 m :

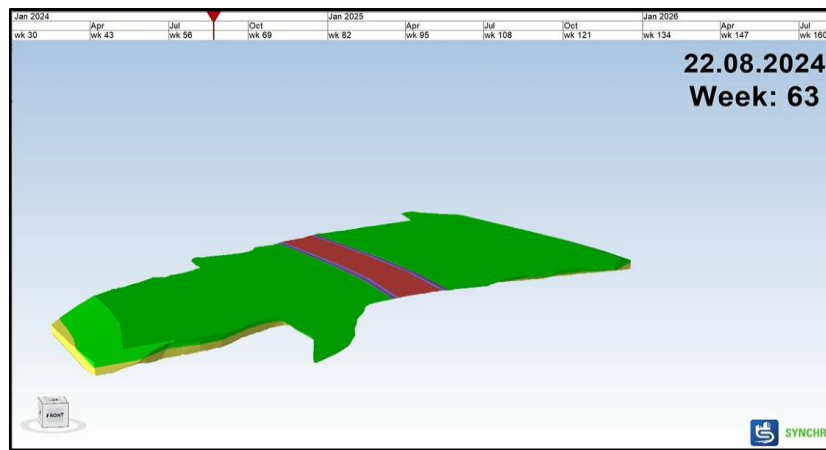


Figure VI.25: Visualisation des travaux de remblayage à 20 m au 22/08/2024.

A 30 m :

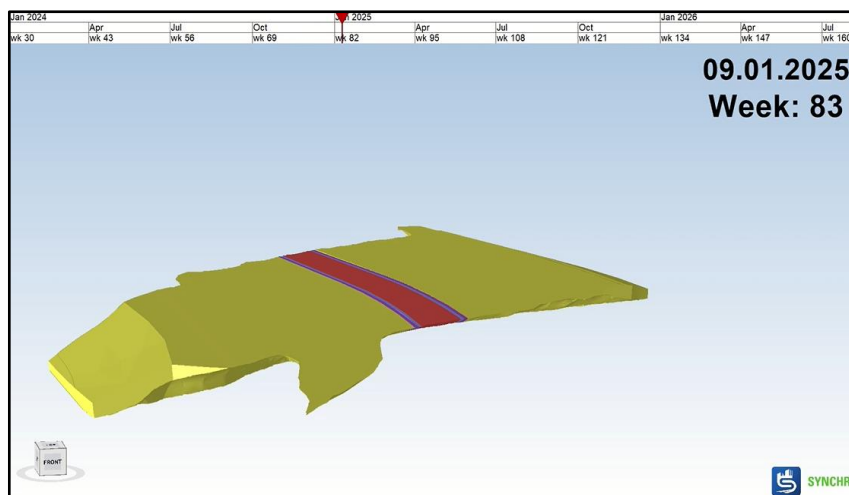


Figure VI.26: Visualisation des travaux de remblayage à 30 m au 09/01/2025.

A 40 m :

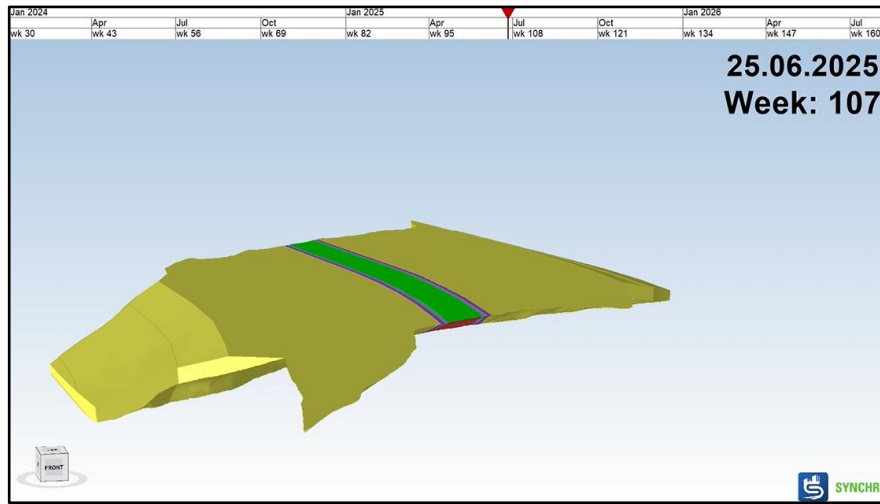


Figure VI.27: Visualisation des travaux de remblayage à 40 m au 25/06/2025.

A 50 m :

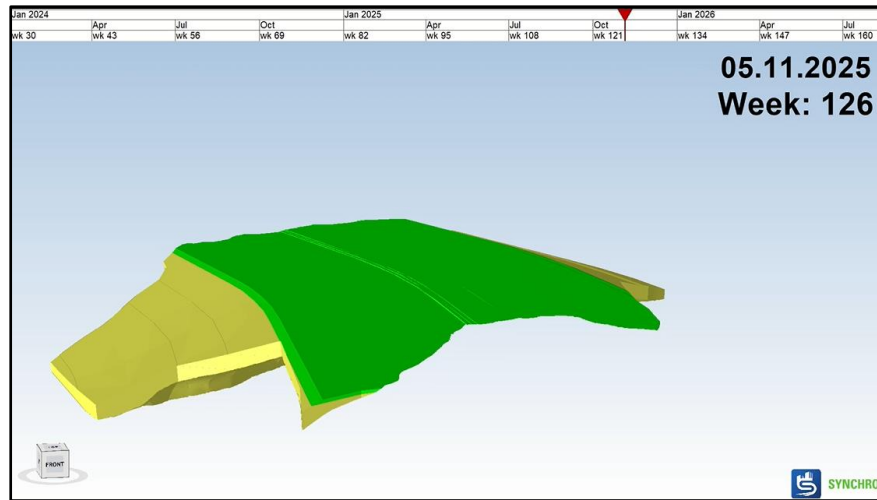


Figure VI.28: Visualisation des travaux de remblayage à 50 m au 05/11/2025.

A 60 m :

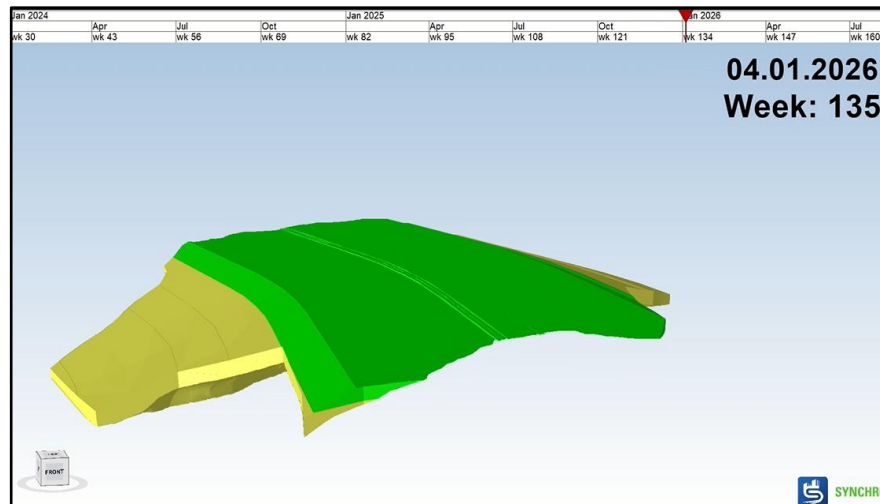


Figure VI.29 : Visualisation des travaux de remblayage à 60 m au 04/01/2026.

A 70 m :

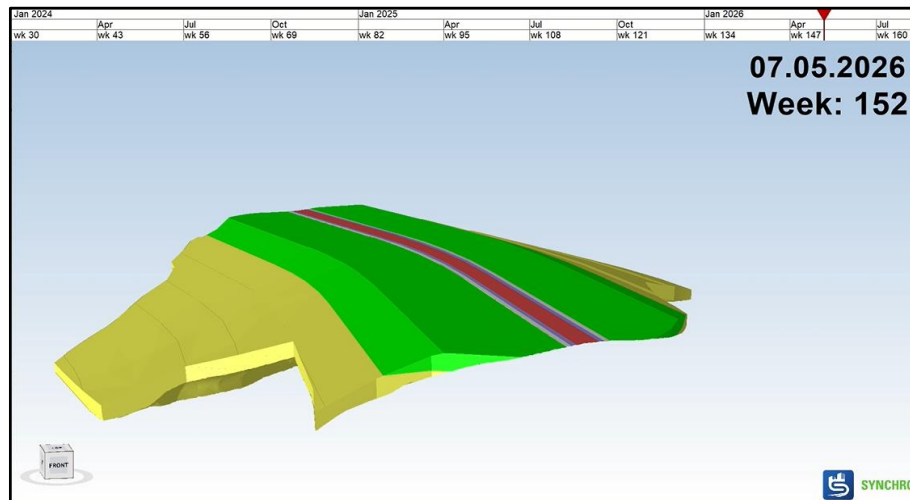


Figure VI.30 : Visualisation des travaux de remblayage à 70 m au 07/06/2026.

A 80 m :

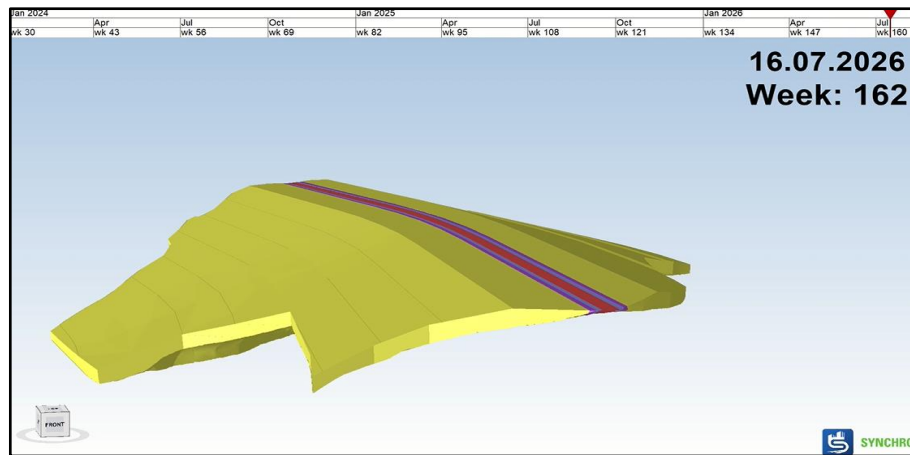


Figure VI.31 : Visualisation des travaux de remblayage à 80 m au 16/07/2026.

A 93 m : Fin de travaux

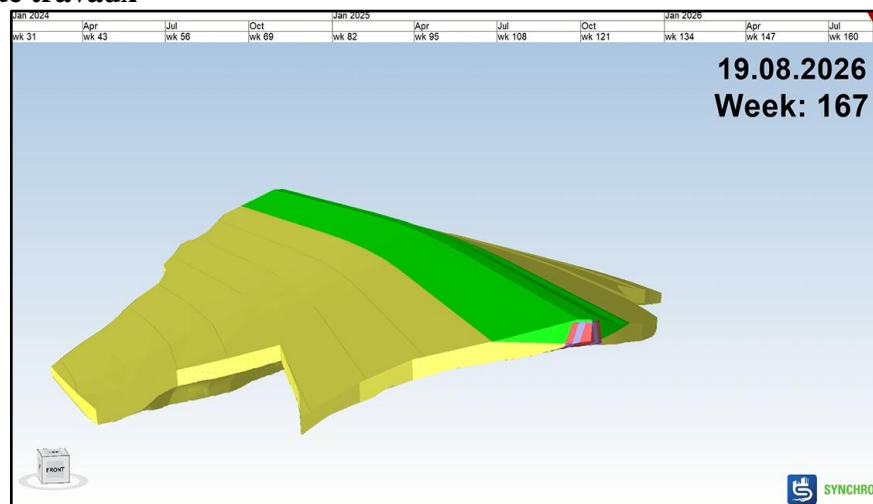


Figure VI.32 : Fin de travaux de remblayage du barrage au 19/08/2026.

V.5 Conclusion :

La modélisation **BIM 3D** du barrage de Kef Eddir permet une analyse approfondie sur le modèle et de plans de construction, ce qui permet de détecter les erreurs avant le début de la construction, évitant ainsi les dépenses inutiles et les retards.

La planification **4D** nous a permis d'optimiser la durée totale de construction qui est de 02 ans et 5 mois soit 130 semaines, par rapport à la durée planifiée initialement par le bureau d'études TecSult qui 03 ans et demi.

Grâce à la Planification 4D, les équipes du projet peuvent suivre en temps réel l'état d'avancement de la construction. Tout problème ou retard peut alors être résolu rapidement, sans aucune interruption de la construction. Aussi la technologie BIM 4D, assurant une collaboration améliorée entre les équipes du projet.

Chapitre VII : Simulation de rupture par brèche du barrage de Kef Eddir

VII-1 Introduction :

Les inondations surviennent en principe à la suite d'intempéries (p. ex : tempêtes, cyclones, tornades ou orages ; pluies fortes ou persistantes), en raison de la fonte des neiges et des glaces, voire écoulement subit de poches d'eau. Ces événements entraînent des crues dans le lit majeur des rivières ou l'accumulation des eaux de ruissellement, de résurgence ou de fonte dans les zones basses situées de part et d'autre des cours d'eau et en aval des fleuves. En zone montagneuse, les mouvements de terrains (séisme, éboulements) et avalanches peuvent entraîner le débordement ou la rupture des barrages hydrauliques ou provoquer des retenues instables à certains endroits des cours d'eau, et de ce fait menacer ou détruire la population et l'infrastructure sises dans la partie inférieure des vallées. Les ruptures ou débordements des barrages hydrauliques, constituent un cas spécial appelant des mesures de protection particulières. Dans le présent chapitre nous allons faire une simulation de rupture du barrage de Kef Eddir, La simulation se fera par le logiciel HEC-RAS.

VII-2 Présentation du logiciel HEC-RAS :

HEC-RAS (Hydrologic Engineering Centers River Analysis System) est un logiciel de modélisation hydraulique destiné à simuler l'écoulement dans les cours d'eau et les canaux. Le modèle utilisé jusqu'à la version 5.0 était unidimensionnel, ce qui signifie qu'il n'existait pas de modélisation directe des variations hydrauliques dues aux changements de forme de la section transversale, à la présence de coudes ou autres aspects d'un écoulement 2D ou 3D. Depuis la version 5.0, il est possible de réaliser des modélisations 1D ou 2D de la rivière et des plaines d'inondation. Le programme a été élaboré par le ministère américain de la Défense (corps du génie de l'armée des États-Unis) dans le but de gérer les rivières, les ports et autres ouvrages.

VII-3 Simulation de rupture de barrage de Kef eddir :

VII.3.1.1 Préparation des données topographiques pour l'HEC RAS :

La qualité de modélisation dépend étroitement de la qualité des données topographiques, la résolution et la précision sont les deux facteurs qui régissent la qualité des données topographiques ; la résolution présente la finesse de maillage des levés sur le terrain tandis que la précision correspond à l'erreur absolue sur ces mesures. Le modèle numérique de terrain MNT TIN (Terrain Irregular Network) est le meilleur fond topographique pour les modèles hydrauliques afin de bien représenter le terrain à grande échelle. Il exige un nombre beaucoup plus petit de points qu'une grille, représente le terrain extérieur avec exactitude et peut être aisément adapté à la complexité variable du terrain. Néanmoins, Il a une taille beaucoup plus volumineuse que le fichier raster.

VII.3.1.2 Création du MNT de notre site d'étude :

Il existe différentes méthodes pour avoir le TIN nous avons opté pour la base de données Earth data de la NASA qui permet de télécharger le modèle de n'importe quelle région avec une résolution de 12.5 m. Sur la carte de Earth data on va vers la zone d'étude et on dessine un box comme le montre la figure suivante :

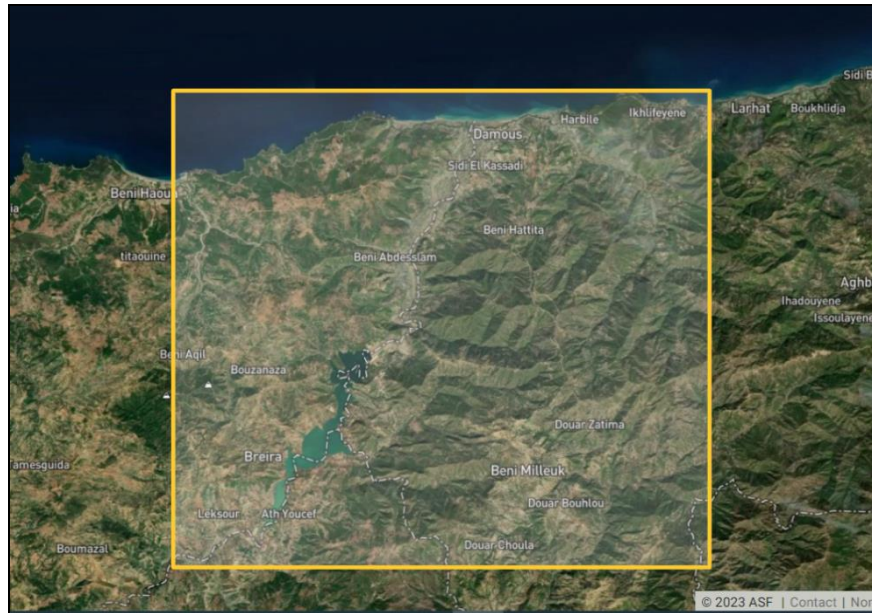


Figure VII.1 : Zone de barrage sur Earth data

- On met le data set sur ALOS PALSAR et on lance la recherche, le site va nous montrer tous les TIN disponible dans la région, on choisit celui qui couvre la totalité de la zone et on le télécharge.

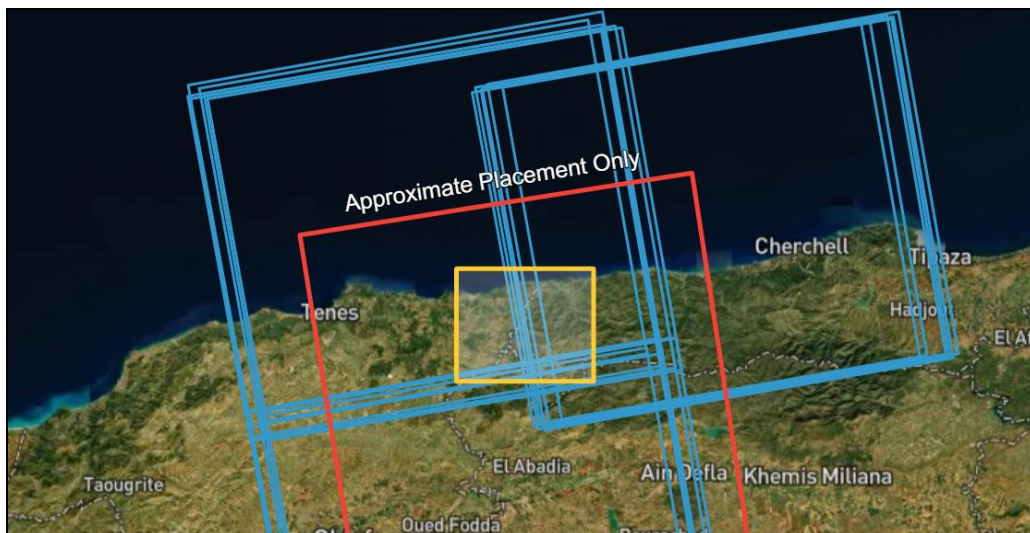


Figure VII.2 : Les données disponibles sur Earth Data pour la zone voulue.

VII.3.1.3 - Importation du terrain TIN dans HEC RAS :

Pour débiter le travail dans RAS mapper (partie d'exploitation du logiciel pour les travaux 2D) il est impératif de procéder à l'étape de création du terrain. Nous important le TIN vers le logiciel accompagné par un fichier de projection ESRI (extension de fichier .PRJ), qui contient des informations sur un système de coordonnées particulier adéquat à notre zone d'étude pour que RAS MAPPER puisse le simuler. Le résultat est montré dans la figuresVII.3 :

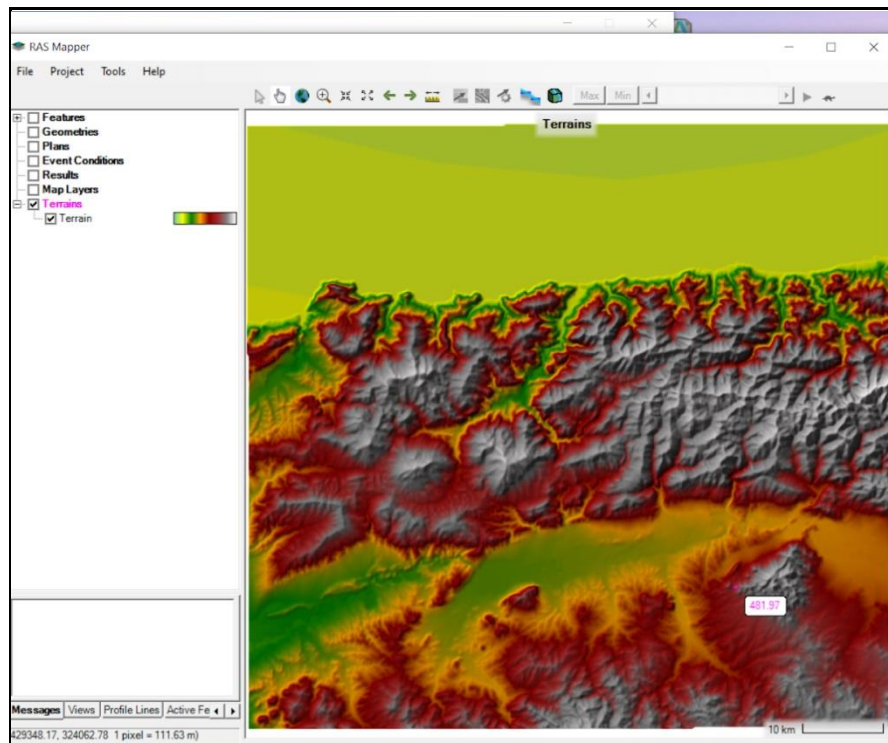


Figure VII.3 : Résultat de l'introduction du fichier terrain et du fichier de projection dans RAS Mapper

VII.3.2- Délimitation du plan d'eau et du surface inondable :

Sur le RAS Mapper on crée une nouvelle géométrie et on vient délimiter le plan d'eau du barrage en utilisant la *storage area* on ajoute une image satellitaire pour une meilleure visibilité et donc une meilleure précision de la même manière on fait la délimitation de la surface inondable avec *2DFlow Area*.

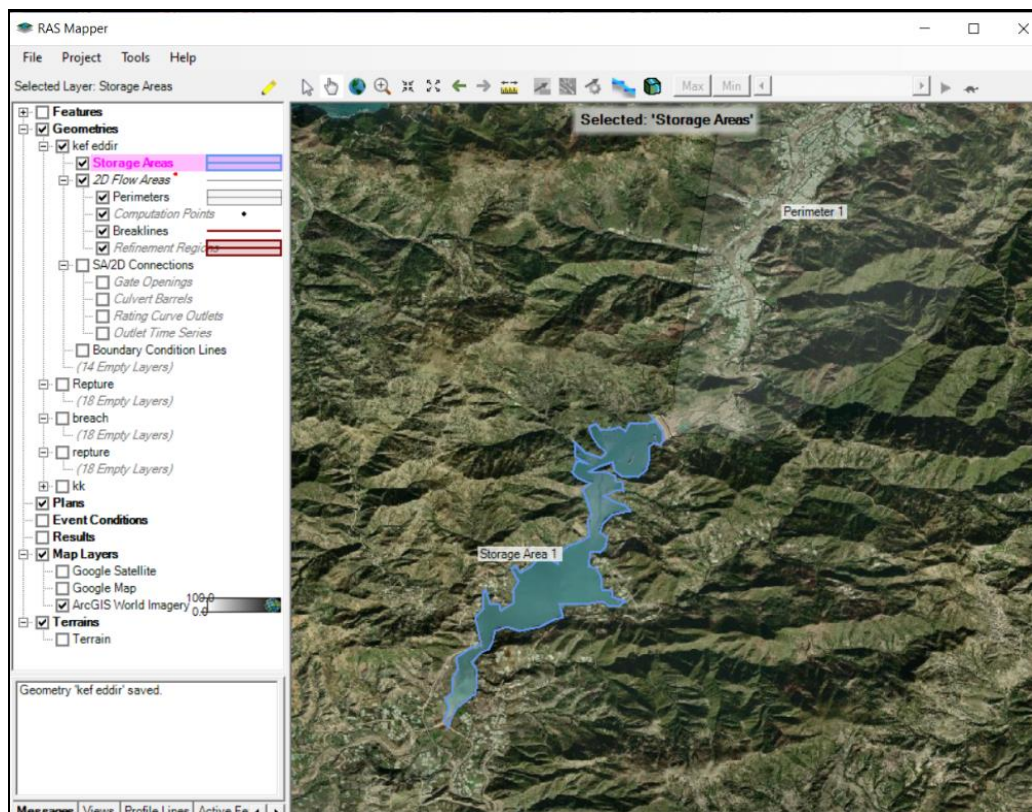


Figure VII.4 : Délimitation du plan d'eau ainsi que la zone inondable

VII.3.3- Frontières du domaine d'étude et maillage de la surface d'écoulement :

Pour définir le barrage on utilise *Geometric data* puis *SA/2D connection* et on crée une liaison qui représente la digue du barrage, pour la zone inondable on a introduit une frontière à la sortie en utilisant *BC condition*, On construit le maillage de la surface d'écoulement en exécutant *Edit 2D Flow Areas*, pour les pas DX et DY on prend la valeur 50.

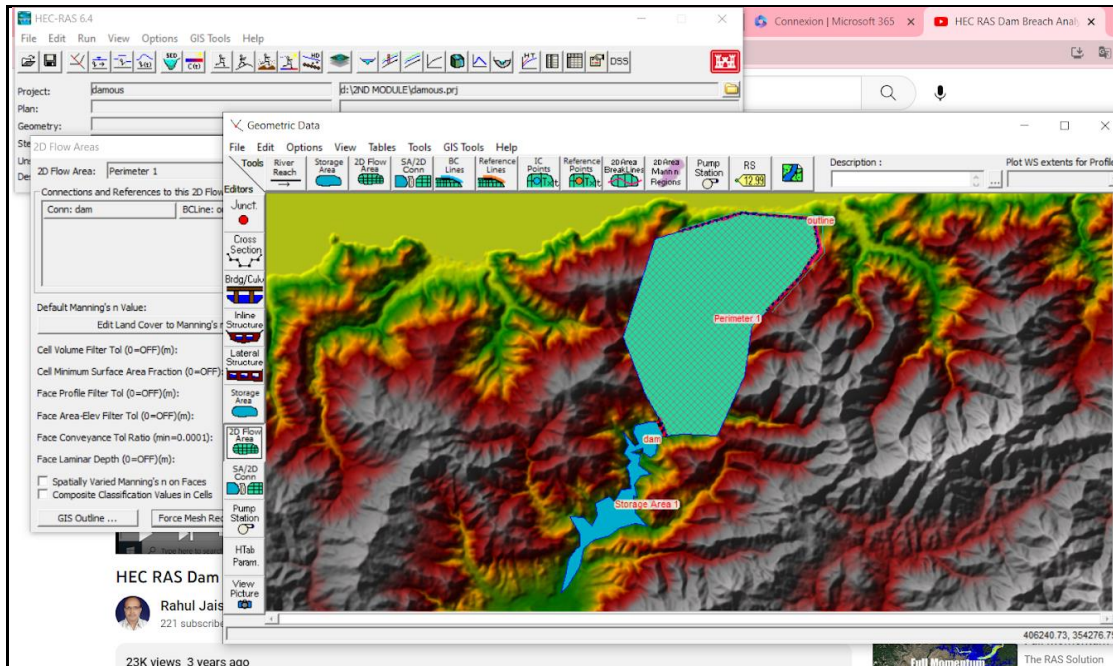


Figure VII.5 : Frontières et maillage.

VII.3.4 Simulation de l'inondation :

On sélectionne le plan d'eau du barrage puis on exécute *Storage Area Editor* ce qui nous permet de déterminer la courbe Élévation-volume de la cuvette du barrage. La courbe est montrée dans la figure VII.6 :

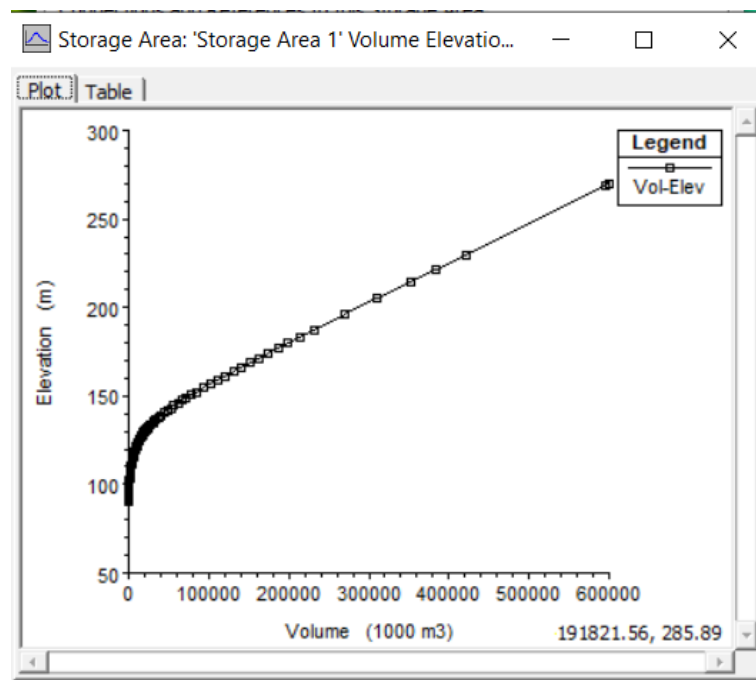


Figure VII.6: Courbe Élévation-volume.

On introduit les caractéristiques de la brèche de rupture par la commande *Storage Area Connection* puis *Brech Data* on choisit le régime d'écoulement *unsteady* et on lance le calcul pour débiter la simulation.

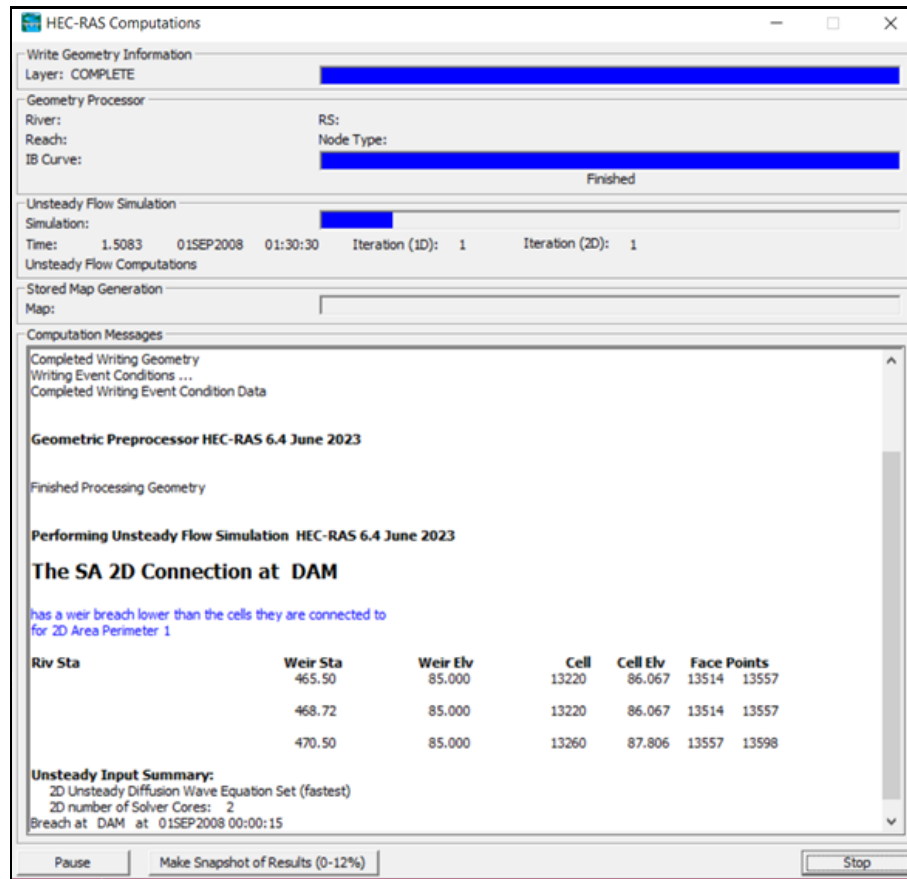


Figure VII.7: Fenêtre de (Run/Unsteady flow analysis)

VII.3.5 résultats :

Après que le modèle a été exécuté et le calcul terminé, la visualisation est faite dans le de RAS Mapper en choisissant la boîte *Results* on peut visualiser l'animation de la profondeur d'eau, la vitesse ou l'élévation de surface de l'eau. Les résultats à différents temps peuvent être visualisés en déplaçant le lecteur vers le gauche ou droit, quelques extraits de l'animation dans les figures ci-dessous :

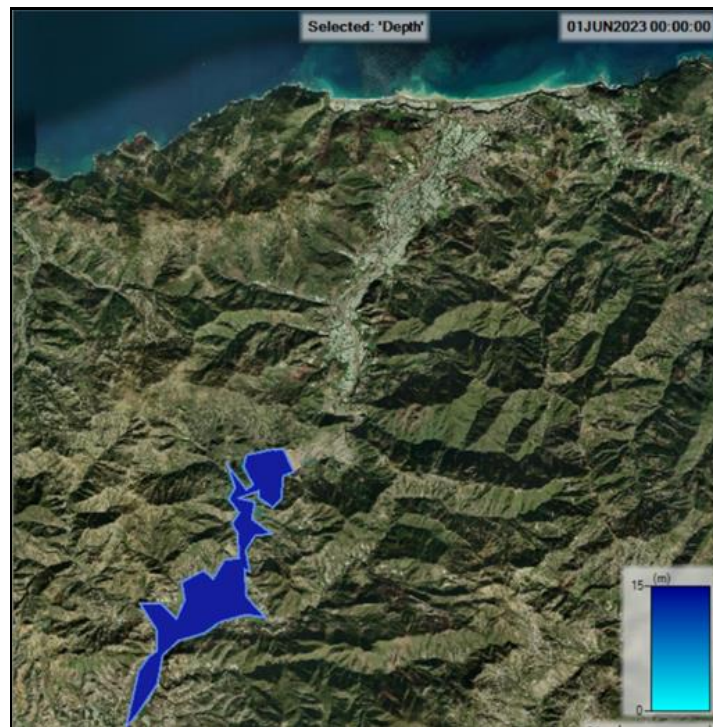


Figure V.8 : Retenue pleine avant la rupture.

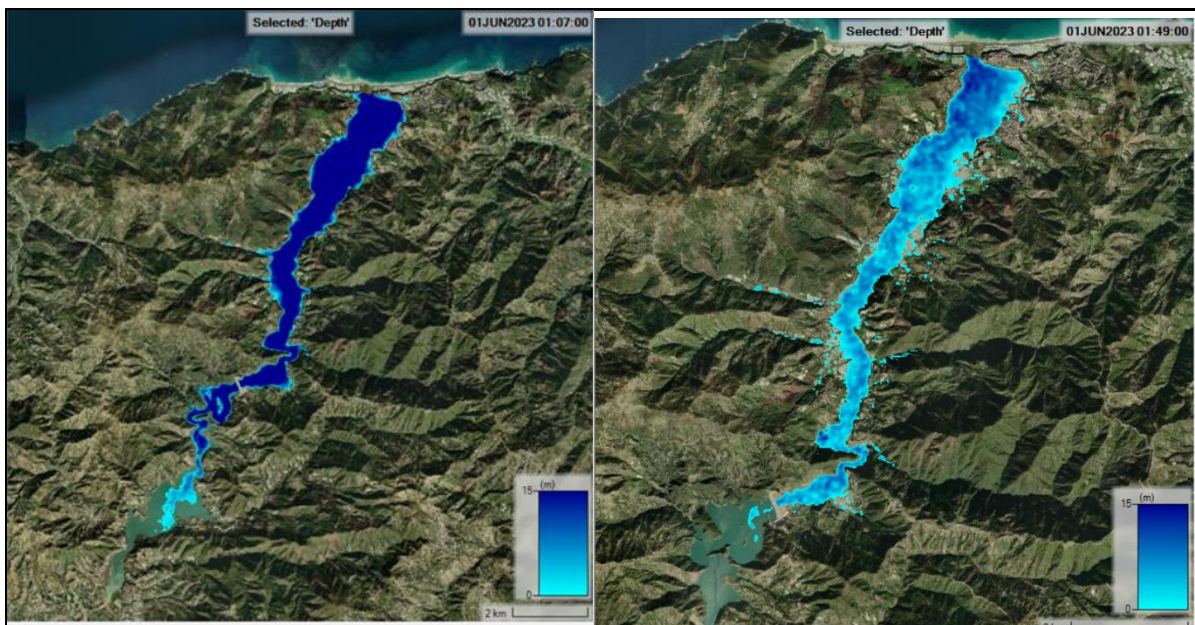


Figure VII.9 : Profondeurs après 1h et 2h de la rupture du barrage

La submersion d'une inondation est caractérisée principalement par son étendue et sa profondeur. De ce fait, on distingue trois catégories de submersion en fonction de leurs profondeurs :

- Submersion faible : dont la profondeur est inférieure à 0.5 mètre.
- Submersion moyenne : dont la profondeur se situe entre 0.5 et 1 mètre
- Submersion élevée : dont la profondeur dépasse 1 mètre.

D'après la carte obtenue, nous remarquons que la hauteur d'eau varie entre 0 et 15m. Les zones submersibles sont la partie aval du barrage de Kef Eddir, Beni Abdesslam qui se trouve sur les frontières entre Chlef et Tipaza, le village de Sidi el Kassadi, une partie de la ville de Damous ainsi que des terrains agricoles. De manière générale, les hauteurs dépassant 1 m occupe toute la largeur du fond de la vallée. On remarque aussi sur la carte d'inondation que l'eau déborde du lit de l'oued et que des zones d'habitations et des terrains agricoles sont submergés d'eau. La vulnérabilité aux inondations est de plus en plus ressentie avec une urbanisation galopante qui n'a cessé de croître sur l'ensemble des villes situées sur le linéaire de l'oued on voit nettement l'extension de la ville de Damous qui se rapproche de plus en plus du barrage. Le risque d'inondation est souvent oublié par les populations et les pouvoirs publics, Les aménagements ont contribué à augmenter les enjeux de manière considérable.

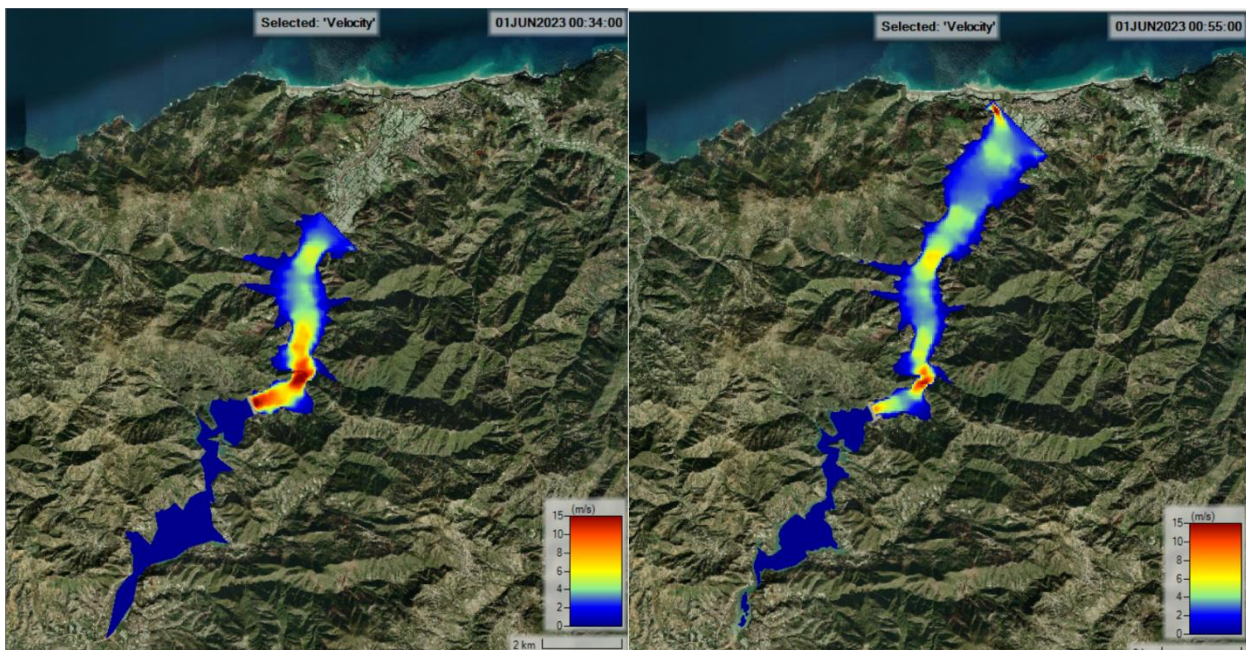


Figure VII.10 : Vitesses après 34 et 55min de la rupture du barrage.

Les vitesses sont aussi classées selon les trois classes suivantes :

- Vitesse faible : dont la vitesse est inférieure à 0.2 m/s ;
 - Vitesse modérée : dont la vitesse se situe entre 0.2 m/s et 0.5 m/s ;
 - Vitesse forte : dont la vitesse dépasse 0.5 m/s.
- Pour notre cas d'étude la vitesse maximale est de 15m/s

VII.3.6 Prévention et moyens de secours :

La priorité de la stratégie de prévention du risque de rupture de barrage est de maîtriser le risque. A cet effet, des mesures d'organisation des secours, d'alerte et d'information des populations sont mises en œuvre afin de limiter au maximum les conséquences d'un accident. Il existe certains moyens qui peuvent diminuer les dégâts causés par la rupture des barrages.

1- La surveillance constante de l'ouvrage :

- Pour prévenir toute dégradation, et a fortiori toute rupture, il faut exercer une surveillance constante de l'ouvrage (MEDD 2004).

- L'inspection et la surveillance des barrages intéressent la sécurité publique, dont font partie tous les grands barrages.
- Lors de la mise en eau de l'ouvrage, période essentielle de la vie de l'ouvrage qui permet de déceler d'éventuelles anomalies, une surveillance continue et complète du corps de l'ouvrage est obligatoire. Lors de l'exploitation en service normal de l'ouvrage, des examens visuels réguliers sont prévus, ainsi que des mesures plus ou moins espacées, selon que des anomalies sont constatées ou non.

2- La maîtrise de l'urbanisation Face au risque rupture de barrage :

La seule mesure d'urbanisme applicable pourrait être l'interdiction de construire au sein des zones les plus menacées. Néanmoins, celles-ci couvrent de si grandes surfaces, qu'une telle mesure serait disproportionnée par rapport à la probabilité d'occurrence du risque (MEDD 2004).

3.1 Le plan ORSEC :

Il est institué une planification des secours dénommée plan ORSEC et une planification des interventions particulières. Ces plans peuvent se combiner lorsqu'il s'agit d'une catastrophe nationale :

- Plans ORSEC nationaux,
- Plans ORSEC inter-wilaya,
- Plans ORSEC de wilaya,
- Plans ORSEC de commune,
- Plans ORSEC de sites sensibles.

Les plans ORSEC doivent dégager les priorités suivantes :

- Le sauvetage et le secours des personnes,
- La mise en place des sites d'hébergement provisoires sécurisés,
- La gestion rationnelle des aides,
- La sécurité et la santé des sinistrés et de leurs biens,
- L'alimentation en eau potable,

La mise en place de l'alimentation en énergie. Les plans ORSEC sont organisés selon les phases suivantes :

- La phase d'urgence ou phase « rouge »,
- La phase d'évaluation et de contrôle
- La phase de réhabilitation et/ou de reconstruction.

3.2 Les plans particuliers d'intervention :

Ils ont pour objet, pour chaque aléa ou pour chaque Risque Majeur particulier identifié d'analyser les risques, de mettre en œuvre les mesures particulières nécessaires et d'informer le citoyen sur les mesures prises.

4- L'information préventive de la population :

Dans les communes concernées par un ouvrage faisant l'objet d'un plan particulier d'intervention, une campagne d'information doit être réalisée. Son objectif est de faire connaître les risques et les consignes de sécurité spécifiques.

5- Le signal d'alerte :

Lié aux ouvrages hydrauliques Il comporte un cycle d'une durée minimum de deux minutes diffusées par un réseau de sirènes type corne de brume, installées par le maître d'ouvrage dans des zones bien étudiées et c'est justement avec ces simulations qu'on pourra les disposer dans les sites idéals.

VII.3.7 Conclusion :

L'inondation est un risque prévisible dans son intensité, mais il est difficile de connaître le moment où il se manifesterá. Dans ce chapitre, nous avons pu mettre au point une méthodologie permettant d'aboutir à une connaissance objective du risque d'inondation. Ceci va aider à faire des choix d'aménagement pertinents pour respecter la diversité des enjeux présents le long d'un cours d'eau et favoriser un aménagement du territoire prenant mieux en compte le risque d'inondation.

Conclusion générale :

En conclusion, ce mémoire a permis de mettre en évidence l'importance de l'approche BIM-MEF et de la simulation de rupture dans le dimensionnement et la gestion de la stabilité des digues des barrages en terre. À travers l'étude du barrage de Kef Eddir, plusieurs aspects clés ont été abordés, notamment l'analyse du sol, le dimensionnement de la digue, la modélisation numérique et la simulation de rupture.

L'utilisation du BIM a permis d'intégrer et de visualiser les informations clés liées à la construction de la digue, facilitant ainsi la compréhension et la gestion du projet. De plus, l'utilisation de la planification 4D a permis d'optimiser la gestion du temps et des ressources lors de la construction de la digue.

La modélisation numérique basée sur la méthode des éléments finis a permis d'analyser en détail le comportement de la digue face aux forces hydrauliques et de détecter les zones critiques présentant des risques potentiels de rupture. Ainsi, des mesures de prévention et de gestion des risques peuvent être mises en place pour assurer la sécurité des populations vivant en aval du barrage.

La simulation de rupture a permis d'évaluer les différents scénarios de défaillance de la digue, ce qui est essentiel pour prévoir les conséquences et mettre en place des mesures d'urgence en cas de rupture.

En conclusion, l'approche intégrée BIM-MEF et la simulation de rupture offre une meilleure compréhension, une gestion plus efficace et une prise de décision éclairée pour assurer la stabilité des digues des barrages en terre et permettent de bien maîtriser les risques. Ces avancées sont essentielles pour garantir la sécurité des populations et la durabilité des infrastructures face aux défis du changement climatique et de l'urbanisation croissante.

Ce mémoire peut servir de référence pour les ingénieurs et les chercheurs travaillant dans le domaine des barrages en terre, leur offrant une méthodologie éprouvée et des outils innovants pour assurer la stabilité de ces infrastructures vitales. Il est également important d'encourager la collaboration entre les différents acteurs du secteur, tels que les ingénieurs en génie civil et les experts en BIM-MEF, pour développer et mettre en œuvre des approches intégrées dans la conception, la construction et la gestion des barrages en terre.

Références :

- [1] Ahmed Ouamane, Ilyese Sekkour, Bassem Athmani, Mobilisation des eaux de surface: Commentaires généraux sur les barrages en Algérie dans le passé, le présent et le futur (<https://revistaselectronicas.ujaen.es/index.php/atma/article/download/5298/6334?inline=1>)
- [2] Les barrages ; volume 17 : Du projet à la mise en service – 16 juin 2011, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne. Anton J. Svhleiss et Henri Pougatch.
- [3] Etude de stabilité d'un barrage en terre- Université Mohamed Seddik BENYAHIA- Jijel. Aimene Oussama – Boutemine Aissam.
- [4] Site Web : Etude de stabilité d'un barrage en remblai (<https://fr.script.com/doc/200486554/stabilité-d-1-barrage-en-remblais>).
- [5] TecSult – Mémoire de synthèse de Kef Eddir
- [6] TecSult – Monographie du barrage de Kef Eddir.
- [7] TecSult – APD- Etude géologique et géotechnique de barrage de Kef Eddir.
- [8] Recommandations pour l'étude géologique d'un site de Barrage, Pierre Antoine, Bernard Couturier.
- [9] US Army Corps of Engineers; General Design and Construction Considerations for Earth and Rock-Fill Dams.
- [10] ANBT- Tecnica Hidraulica.S.A – Manuel de conception et projet typiques des digues en terre.
- [11] Dimensionnement de la digue du Barrage de Souk Tlata et de son évacuateur de crues - Belcacem Kahina – Ounouh Cylia.
- [12] Mémoire de Fin d'Etude « ETUDE D'UN BARRAGE EN TERRE (DIGUE) BARRAGE OUED HALIB (W. SETIF) » par Chetatha Nawel.
- [13] Success service team – civil consultants india, OPEN ROADS designer learning guide BENTLEY
- [14] US Army Corps of Engineers- Hydrologic Engineering Center trainings

Annexes