

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République algérienne démocratique et populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement supérieur et de la Recherche scientifique

Université Abderrahmane MIRA- Bejaia
Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique



جامعة عبد الرحمن ميرة – بجاية
كلية التكنولوجيا
قسم الري

Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement (LRHAE)

MÉMOIRE DE FIN DE CYCLE

Présenté par :

Mr AIT AMARA Abdellah

Mr AMMAR KHODJA Sofiane

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

Filière : **Hydraulique**

Spécialité : **Ouvrages et Aménagements Hydraulique**

INTITULE :
**CONTRIBUTION A L'ETUDE DE FAISABILITÉ
DU BARRAGE DJEDRA WILAYA DE SOUK
AHRAS**

Soutenu le **26 /06 /2024** devant le jury composé de :

- Président : **Mr KADJI Belaid**
- Promoteur (s): **Mr BRAKENI Abderrezak**
Mr CHENAFI Azzedine
- Examineur (s): **Mr SAKHRAOUI Fouad**
- Invité : **Mr ARRAR Mohamed**

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à exprimer notre profonde gratitude à Dieu, sans qui rien n'aurait été possible.

Un immense merci à notre promoteur BRAKENI Abderezzak et à notre co-promoteur CHENNAFI Azzedine pour leur guidance précieuse, leur soutien indéfectible et leur patience tout au long de ce projet. Leur expertise et leur dévouement ont été essentiels à la réalisation de ce travail.

Nous souhaitons également remercier les membres du jury, M. KADJI Blaid et M. SAKHRAOUI Fouad, pour leur temps et leur rigueur dans l'évaluation de notre travail. Leurs commentaires et suggestions ont été très enrichissants et ont grandement contribué à l'amélioration de ce projet.

Un remerciement spécial à notre encadrant de stage, M. ARRAR Mohamed, maître de l'ouvrage, pour son accueil chaleureux, son accompagnement et ses conseils avisés. L'expérience acquise sous sa tutelle a été inestimable.

Enfin, nous sommes reconnaissants envers tous les ingénieurs et le personnel de l'ANBT pour leur aide précieuse durant notre stage. Leur ouverture et leur disponibilité ont grandement facilité notre apprentissage et enrichi notre expérience pratique.

Merci à tous pour avoir rendu ce parcours non seulement possible, mais aussi une véritable aventure enrichissante.

Abdellah et Sofiane



Dédicace

Je dédie humblement ce travail à mes chers parents, qui ont été mes piliers, mon inspiration et ma motivation tout au long de ce parcours. À mon père, pour son soutien inébranlable, et à ma mère, pour sa lumière, son amour inconditionnel et sa patience infinie. Que Dieu les protège et les bénisse.

À Mr BRAKENI Abderezzak, mon encadrant, dont les conseils avisés, les orientations précieuses et le soutien constant ont été d'une aide inestimable dans l'élaboration de ce mémoire.

À mon frère, AIT AMARA Koussaila, qui a été mon complice, mon confident et mon meilleur supporter. Ta présence a été un réconfort constant.

À mes amis(es), Amine, Mohamed Amine, Adil, hamza, Sid Ali, Bessam, Yousra, Soumia khayti, Hafsa qui ont partagé mes joies, mes peines et mes succès. Votre amitié est un trésor que je chérirai toujours.

À mon Binôme, AMMAR KHODJA Sofiane, avec qui j'ai partagé ce voyage académique. Merci pour notre collaboration fructueuse et notre soutien mutuel.

À ma meilleure, Meri, qui a toujours été là pour moi, ton soutien a été mon pilier dans les moments difficiles. Ta présence rassurante et ton écoute ont illuminé mes jours les plus sombres. Merci pour tout, du fond du cœur.

Enfin, je dédie ce travail à toutes les personnes qui m'ont aimé(e) et soutenu(e), qui ont cru en moi et m'ont encouragé(e). Votre confiance en moi a été ma plus grande motivation et je vous en suis infiniment reconnaissant(e)."

ABDELLAH



Dédicace

Je dédie humblement ce travail à mes chers parents, qui ont été mes piliers, mon inspiration et ma motivation tout au long de ce parcours. À mon père, pour son soutien inébranlable, et à ma mère, pour sa lumière, son amour inconditionnel et sa patience infinie. Que Dieu les protège et les bénisse.

À Mr BRAKENI, mon encadrant, dont les conseils avisés et l'expertise ont grandement contribué à la qualité et à la profondeur de ce travail. Je suis reconnaissant pour ta guidance et ton soutien académique.

À ma famille élargie, à mes tantes, oncles, cousins et cousines, dont le soutien et les encouragements ont été une source de force et de courage.

À Lydia, ma compagne, dont la présence a été une source de joie et de réconfort. Merci pour ta compréhension et ton soutien indéfectible.

À mes amis(es), qui ont partagé mes joies, mes peines et mes succès. Votre amitié est un trésor que je chérirai toujours.

À mon Binôme, AIT AMARA Abdellah « PishPish », avec qui j'ai partagé ce voyage académique. Merci pour notre collaboration fructueuse et notre soutien mutuel.

Enfin, je dédie ce travail à toutes les personnes qui m'ont aimé(e) et soutenu(e), qui ont cru en moi et m'ont encouragé(e). Votre confiance en moi a été ma plus grande motivation et je vous en suis infiniment reconnaissant(e)."

SOFIANE

Liste des abréviations

Liste des abréviations et des symboles

ANBT : Agence Nationale des Barrages et Transferts

ANRH : Agence Nationale des Ressources Hydrauliques

CTN : Cote de terrain naturel

mNGA : Mètre Niveau Géographique Algérie

NNR : Niveau Normal de la Retenue

N : Nord

NE : Nord Est

SE : Sud Est

S : Sud

SO : Sud-Ouest

E : Est

O : Ouest

NO : Nord-Ouest

NPHE : Niveau des Plus Hautes Eaux

C_v : Coefficient de variation

C_s : Coefficient de symétrie

Y_{unst} : densité sèche (KN/m³)

Y_{sat} : densité immerge (KN/m³)

K_x=k_y : perméabilité horizontal et vertical (m/j)

V : coefficient de poisson

E_{ref} : module de déformation de référence (KN/m²)

C_{ref} : cohésion de référence (KN/m²)

Φ : angle de frottement interne (°)

Liste des abréviations

Ψ : angle de dilatation ($^{\circ}$)

F_s : coefficient de sécurité

Q : débit

B : largeur du lit

g : accélération de la pesanteur avec $g=9,81 \text{ m/s}^2$

C : coefficient de Chézy

R : rayon hydraulique

K : Perméabilité du matériau en (m/s)

S : Surface en km^2

P : périmètre en Km

C : Coefficient d'allongement

K_c : Coefficient de forme ou de compacité

Водозабор : Prise d'eau

Listes des tableaux

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Les caractéristiques du bassin d'oued de Dedjra.....	10
Tableau I.2 : Indices hydrographiques de l'oued Djedra (au site du barrage) et des affluents principaux.....	13
Tableau I.3 : L'information sur postes métrologiques.....	14
Tableau I.4 : Les températures mensuelles moyennes et extrêmes de l'air	15
Tableau I.5 : Direction du vent en fonction de trois temps des observations, %	15
Tableau I.6 : Vitesses moyennes du vent (m/s)	15
Tableau I.7 : : Postes de la mesure des précipitations.....	17
Tableau I.8 : Précipitations journalières maximales, mm.....	18
Tableau I.9 : Apport moyen annuel des oueds de la région.....	21
Tableau I.10 : Apport solide en suspension de l'oued Medjerda à Souk-Ahras, mille t.....	22
Tableau II.11 : Les paramètres de la courbe de la surface libre de l'eau dans la galerie (ANBT)	41
Tableau II.12 : Les paramètres de la courbe de la surface libre de l'eau dans la galerie (ANBT)	42
Tableau III.13 : Caractéristiques d'infiltrations des matériaux coupe I-I.....	49
Tableau III.14 : Les caractéristiques d'infiltration des matériaux pour la coupe II-II.....	51
Tableau III.15 : Les caractéristiques d'infiltration des matériaux pour la coupe III-III	53
Tableau III.16 : Les caractéristiques d'infiltration des matériaux pour la coupe I-I.....	58
Tableau III.17 : Les caractéristiques d'infiltration des matériaux pour la coupe II-II.....	60
Tableau III.18 : Les caractéristiques d'infiltration des matériaux pour la coupe III-III	62
Tableau IV.19 : Caractéristique des matériaux.....	71

Listes des figures

Liste des figures

Figure I.1 : Localisation du barrage	5
Figure I.2 : Détails de la carte géologique	7
Figure I.3 : Carte zonage sismique du territoire national.....	8
Figure I.4 : Courbe hypsographique.....	11
Figure I.5 : Schéma hydrographique d’oued Djedra (Source ANRH).....	12
Figure I.6 : Profil longitudinal de l’Oued de Djedra	13
Figure I.7 : Les données sur les débits	19
Figure I.8 : Apport de l’oued Medjerda à Souk-Ahras en fonction des précipitations du bassin	20
Figure II.9 : Le site du barrage oued Djedra.....	26
Figure II.10 : L’écran du barrage en béton arme	27
Figure II.11 : Plan de mise en place d’un évacuateur en puits du système d’eau de Djedra ...	30
Figure II.12 : Coupe en long de la tour de prise d’eau	32
Figure II.13 : Photo réelle de la passerelle d’accès.....	34
Figure II.14 : Plan de section transversale polygonale du puits avec un entonnoir d’eau avec 12 sections	36
Figure II. 15 : Vue en coupe verticale de l’évacuateur	37
Figure II.16 : Modèle l’entonnoir de réception d’eau.....	37
Figure II.17 : Photo de l’évacuateur de crue (prise durant le stage)	38
Figure II.18 : Courbes $h_{cr} = f(Q)$ et $h_0 = f(Q)$	40
Figure 19 : Figure 4.2. Pente critique icr en fonction de Q	40
Figure II.20 : Photo réelle de bassin d’amortissement (stage PFE).....	43
Figure III.21 : Maillage des éléments finaux coupe I-I variante 1.1	50
Figure III.22 : Maillage des éléments finaux, coupe I-I, Variante 1.2	50
Figure III.23 : Maillage des éléments finaux coupe II-II variante 1.1	52
Figure III.24 : Maillage des éléments finaux coupe II-II variante 1.2	52
Figure III.25 : Maillage des éléments finaux coupe III-III variante 1.1 et 1.2.....	53
Figure III.26 : Résultats des calculs coupe I-I, variante 1.1	54
Figure III.27 : Résultats des calculs coupe I-I variante 1.2	54
Figure III.28 : Résultats des calculs coupe II-II variante 1.1	55
Figure III.29 : Résultats des calculs coupe II-II variante 1.2	55

Listes des figures

Figure III.30 : Résultats des calculs coupe III-III variante 1.1 et 1.2.....	56
Figure III.31 : Maillage des éléments finaux coupe I-I, variante 2.1	59
Figure III.32 : Maillage des éléments finaux coupe I-I, variante 2.2	59
Figure III.33 : Maillage des éléments finaux coupe II-II variante 2.1	61
Figure III.34 : Maillage des éléments finaux coupe II-II variante 2.2	61
Figure III.35 : Maillage des éléments finaux coupe III-III variante 2.1 2.2.....	63
Figure III.36 : Résultats des calculs coupe I-I variante 2.1	63
Figure III.37 : Résultats des calculs coupe I-I variante 2.2	64
Figure III.38 : Résultats des calculs coupe II-II variante 2.1	64
Figure III.39 : Résultats des calculs coupe II-II variante 2.2	65
Figure III.40 : Résultats des calculs coupe III-III variante 2.1 et 2.2	65
Figure IV.41 : Géométrie de modèle	71
Figure IV.42 : Maillage du modèle.....	72
Figure IV.43 : Définition de la nappe	72
Figure IV.44 : Génération des pressions interstitielles	73
Figure IV.45 : Contrainte effective	73
Figure IV.46 : La contrainte totale.....	73
Figure IV.47 : Contrainte initiale.....	75
Figure IV.48 : Formation de surpressions interstitielles causées par une vidange rapide	75
Figure IV.49 : Incréments des déplacements après calcul de coefficient de sécurité	76
Figure IV.50 : Plastique points	76

Sommaire

Sommaire

Listes des abréviations et des symboles

Listes des figures

Listes des tableaux

Introduction générale

Chapitre I : Etude géologique, géotechnique et hydrologique

I.1	Introduction :	4
I.2	Choix du site du barrage :	4
I.3	Localisation du barrage :	4
I.4	Topographie.....	5
I.5	Etude géologique :	5
I.5.1	La géologie de la vallée de l’oued Djedra.....	6
I.6	Hydrogéologie	7
I.7	La sismicité :	7
I.7.1	Stratigraphie	8
I.8	Hydrologie.....	9
I.8.1	Introduction.....	9
I.8.2	Caractéristique du bassin versant :	9
I.8.3	Relief, conditions hydrologiques	11
I.8.4	Hydrographie	11
I.8.5	Connaissance hydrométéorologique	14
I.8.6	Conditions climatiques :	14
I.8.6.1	Température de l’air :	14
I.8.6.2	Régime de vents :	15
I.8.6.3	Evaporation :	16
I.8.7	Précipitations :	16
I.8.7.1	Précipitations annuelles, saisonnières et mensuelles	16
I.8.7.2	<i>Précipitations journalière maximale</i> :	17
I.9	Régime d’eau :	18
I.10	Apport fluvial	19
I.10.1	Apport annuelle	19
I.10.2	Apport solide :	21
I.11	Conclusion :	22

Sommaire

Chapitre II : Ouvrages de l'aménagement hydraulique

II.1	Introduction	24
II.2	Classe des ouvrages et particularités du site du barrage.....	24
II.3	Sites examinés de l'aménagement hydraulique sur l'oued Djedra	24
II.4	Barrage oued Djedra.....	26
II.4.1	Choix du type du barrage	26
II.4.2	Conception du barrage et de son écran.....	27
II.5	Ouvrage d'évacuation d'eau :.....	28
II.5.1	Variantes étudiées d'ouvrage d'évacuation.....	28
II.5.2	Choix de l'évacuateur de crue compte tenant des mesures contre glissements .	28
II.5.2.1	Glissements dans la zone de construction	28
II.5.2.2	Mesures contre les glissements de terrains.....	29
II.5.2.3	Résultats de la comparaison technique et économique des variantes d'évacuateur de crues compte tenant des mesures à prendre contre les glissements	29
II.5.3	Evacuateur de crue en souterrain - prise d'eau	29
II.5.3.1	Données générales afférentes à l'ouvrage	29
II.5.3.2	Tour-puits de prise d'eau	30
II.5.3.3	Tunnel et tuyau en béton	32
II.5.3.4	Puits d'amortissement.....	33
II.5.3.5	. Passerelle d'accès	33
II.5.3.6	. Déversoir	34
II.5.3.7	. Evacuateur de crue en puits :.....	34
II.6	La galerie d'évacuation :	38
II.6.1	Détermination des paramètres de l'écoulement dans la galerie.....	38
II.7	Le bassin d'amortissements :.....	42
II.8	Galerie d'inspection.....	43
II.9	Conclusion.....	43

Chapitre III : Etude des infiltrations

III.1	Introduction :	46
III.2	Conditions géologiques et hydrogéologiques du site du barrage de Djedra	46
III.3	Calcul de la filtration	48
III.4	Pertes totales des eaux à travers les fondations et le corps du barrage pour les différents concepts des variantes	49
III.4.1	Variante 1 : la paroi moulée de profondeur 60 m dans la coupe centrale et 5 m sur les flancs.....	49

Sommaire

III.4.1.1	Résultat de calcul.....	54
III.4.1.2	<i>Calcul des pertes totales à travers les fondations</i>	56
III.4.2	Variante 2 : Le voile d'étanchéité de profondeur de 60 m dans la coupe centrale et respectivement 45 m sur les flancs du barrage.....	58
III.5	Discussion sur résultats	66
III.6	Conclusion.....	67
Chapitre IV : Etude de stabilité		
IV.1	Introduction	69
IV.2	Modèle de calcul.....	69
IV.3	Étapes de la modélisation avec Plaxis	69
IV.3.1	Définition du modèle géométrique :.....	69
IV.4	Stabilité du barrage Djedra.....	71
IV.4.1	Géométrie de modèle	71
IV.4.2	Maillage de modèle	72
IV.4.3	Conditions initiales.....	72
IV.4.4	Procédure de calcul	74
IV.4.5	Résultats	75
IV.4.6	Les valeurs des coefficients de sécurité	76
IV.5	Conclusion.....	77
Références bibliographiques		

Introduction générale

Le développement des infrastructures hydrauliques est crucial pour répondre aux besoins croissants en eau des sociétés humaines, en particulier dans les régions arides où les ressources hydriques sont limitées.

Face à la pression croissante sur les ressources hydriques dans la wilaya de Souk Ahras, le projet du barrage Djedra, situé dans cette même région en Algérie, incarne une réponse stratégique aux défis hydrologiques locaux. Il se présente comme une solution prometteuse pour sécuriser l'approvisionnement en eau potable et pour l'irrigation.

Ce projet de fin d'étude intitulé « contribution de la digue du barrage Djedra wilaya de Souk Ahras » est composé de quatre chapitres se concentre sur une évaluation détaillée des caractéristiques du site envisagé pour le barrage dans l'objectif de comprendre comment les conditions locales influencent la planification, la construction et la gestion durable du barrage et vise à évaluer sa viabilité sur les plans technique, économique et environnemental.

Dans le premier chapitre, une étude approfondie analysera les caractéristiques géologiques, topographique, géotechniques et hydrologiques du site pour s'assurer de la faisabilité technique du barrage.

Le deuxième chapitre est consacré pour l'étude et la conception des ouvrages de l'aménagement, (Evacuateur de crue , tour de prise d'eau, bassin d'amortissement) et le choix du site et du type du barrage.

Le troisième chapitre a pour objectif principal de limiter les risques de fuites à travers la fondation et les appuis du barrage en évaluant les pertes par filtration selon des approches géologiques et hydrogéologiques. La composition lithologique, le taux de fissuration, et la puissance des couches rocheuses de la cuvette influencent directement sur la quantité d'eau qui s'infiltré.

Les approches anti-filtration envisagées incluent l'application de voiles d'injection, modélisées pour différents états des couches géologiques.

Le quatrième chapitre se concentre sur l'étude de stabilité du barrage qui a été réalisée à l'aide de logiciels de modélisation par éléments finis, prenant en compte les conditions de drainage et les effets dynamiques tels que les séismes. Les mouvements importants des talus observés lors de la vidange rapide et lente indiquent une marge de sécurité limitée, soulignant la nécessité

Introduction générale

d'une surveillance continue et d'études complémentaires pour assurer la sécurité à long terme du barrage.

En dernier, l'étude de faisabilité du barrage Djedra constituera un outil indispensable pour une prise de décision éclairée et responsable concernant la gestion des ressources en eau dans la wilaya de Souk Ahras. Elle permettra de s'assurer que ce projet majeur répond aux besoins en eau de la population tout en préservant l'environnement et en contribuant au développement durable de la région.

Chapitre I : Etude geologique, geotechnique et hydrologique

I.1 Introduction :

Le barrage d'Oued Djedra est un projet de grande envergure visant à répondre aux besoins croissants en eau potable et en irrigation dans la région de Souk Ahras en Algérie. L'étude de faisabilité est une étape cruciale pour évaluer la viabilité technique et économique du projet. L'étude est réalisée par l'Agence Nationale des Barrages (ANBT) du Ministère des Ressources en Eau de l'Algérie et l'Entreprise d'Etat « ZARUBEZH Vodstroy » du Ministère de l'Agriculture de la Fédération de Russie.

I.2 Choix du site du barrage :

Le choix du site pour la construction d'un barrage dépend de plusieurs facteurs, tels que la géologie, la topographie et l'hydrologie. Les différents types de barrages, tels que les barrages en remblai, les barrages en poids et les barrages voutes, ont des caractéristiques spécifiques qui les rendent adaptés à certains environnements. Par exemple, la topographie influence sur le choix du type du barrage en fonction de lieu, et l'hydrologie est une étude générale de l'eau qui influence également le type de ce dernier à construire. La conception et le dimensionnement du barrage dépendent essentiellement de la spécificité du site, et chaque barrage est en quelque sorte un prototype. Ainsi, le choix du site du barrage et du type de l'ouvrage le mieux adapté doit prendre en compte : (1)

- La topographie du site
- Les conditions géologiques
- La morphologie de la vallée
- Assurer la quantité d'eau à stocker dans la retenue
- Choisir un site qui facilite l'entrée des engins et la main d'œuvre
- Le contexte météorologique
- Le régime des crues et la sismicité de la région

I.3 Localisation du barrage :

Le barrage d'Oued Djedra se trouve au nord-est de la wilaya de Souk Ahras en Algérie. Oued Djedra est située proche de la localité Enna-Sim et Hammam Oulad zaid. La ville la plus proche c'est Ouled Driss est située à 8 km au nord d'Oued Djedra.

Longitude : 36°17'29''N

Latitude : 8°0'16'' E

Ses coordonnées sont :

- X = 408,03 Km.
- Y=407,77 Km.
- Z = 500 m NGA.

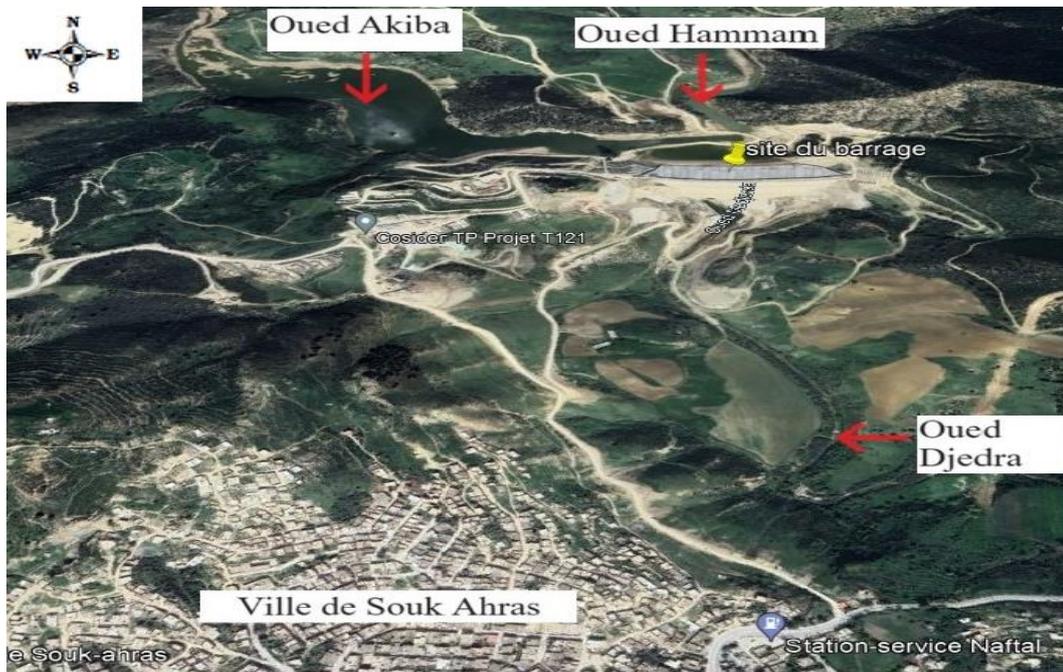


Figure I.1 : localisation du barrage (image extraite de google earth)

I.4 Topographie

L'objectif principale d'une étude topographique est de cartographier et décrire en détail la forme, les caractéristiques et les variations de relief d'une zone donnée. Cela inclut la mesure des altitudes, des pentes, des cours d'eau, des végétations, des infrastructures et d'autres éléments physiques. Ces données sont essentielles pour la planification et la conception de projets de construction, gestion des ressources naturelles et de prévention des risques naturels tels que les inondations et les glissements de terrain et aussi pour mieux placer ou positionner le barrage et ses ouvrages annexes.

Le site du barrage d'oued Djedra est prévu sur l'Oued de Djedra, l'affluent a de l'oued Medjerda qui alimente la ville de Souk Ahras en eau potable et à l'irrigation des terres agricoles. (2)

I.5 Etude géologique :

Une étude géologique a pour objectif d'analyser les caractéristiques géologiques d'une région afin de prévenir les risques naturels et de déterminer les caractéristiques des terrains des projets de

construction. Elle implique l'analyse des données géologique, géophysique de sols, sous-sols, et la détermination des risques (glissement de terrain et séismicité déstabilisation de la digue). L'objectif de ces études est de garantir la sécurité est la stabilité de l'ouvrage. Les résultats de l'étude permettent de prendre la décision concernant la conception et la construction du barrage, que ce soit un barrage en terre, en enrochement ou en remblai.

I.5.1 La géologie de la vallée de l'oued Djedra

La vallée de l'oued Djedra (affluent gauche de l'oued Medjerda, près de la limite est de Souk-Ahras) s'étend du NO au SE suivant le contact tectonique à structure plissée du type tellien Bou-Bakouch (bord gauche de la vallée) où prédominent les plis déversés et couchés ainsi que les dislocations chevauchées avec le massif triasique à diapirs Souk-Ahras (bord de droit). A part cela la tectonique de la vallée se complique par la présence dans le versant droit quelques structures d'effondrement recouvertes de roches triasiques plastiques. Dans les noyaux de ces structures on observe les roches du Crétacé supérieur (C^{5b} - C^{6a}), de l'Eocène (e_1^{4-5}) et du Miocène moyen et supérieur (m^{2-3}).

La structure géologie-tectonique compliquée et surtout le diapirisme triasique ont favorisé la formation du relief accidenté à la topographie compliquée. L'oued Djedra draine une vallée assez profonde (côtes du thalweg sont de 450 à 500m), alors que les monts environnants atteignent les cotes 650-680m. Les affleurements dans la vallée sont faibles, ceux des roches mères sont rares et se rencontrent d'une manière isolée. (2)

Les détails de la carte géologique sont représentés dans la figure ci-après :

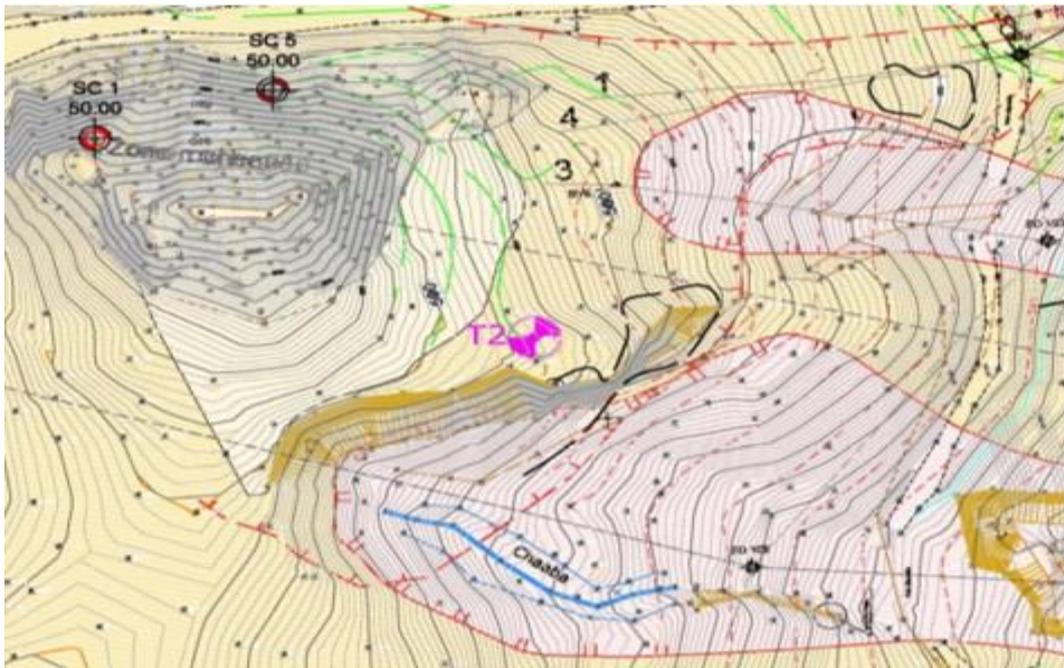


Figure I.2 : détails de la carte géologique (ANBT)

I.6 Hydrogéologie

La structure géologique complexe de la vallée, combinée au relief et au climat, influence les conditions hydrogéologiques. On observe des zones d'alimentation, de transit et de décharge des nappes aquifères, ainsi que des sources et des eaux thermales.

Les nappes les plus importantes se situent dans les calcaires du Crétacé supérieur et les formations alluviales. La perméabilité et la composition chimique des eaux varient selon les formations géologiques.

Les eaux sont généralement de bonne qualité, mais peuvent être dures ou minéralisées. La perméabilité, variable, affecte l'écoulement et l'exploitation des eaux souterraines.

I.7 La sismicité :

Les tremblements de terre, manifestation de l'action tectonique de l'écorce terrestre, naissent de la rupture de la matière lors du déplacement relatif de blocs le long des sutures sismiques. La destruction d'une suture en un point redistribue les contraintes dans tout le système, favorisant de nouvelles ruptures dans la même zone ou à proximité.

Ces déplacements des blocs s'inscrivent dans la durée, suggérant la permanence du régime sismique moyen des sutures sismiques. L'intensité des tremblements de terre passés peut ainsi éclairer la prédiction des événements à venir. (3)

Le territoire national est divisé en cinq (5) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité (Figure II.1) associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

Zone O : sismicité négligeable

Zone I : sismicité faible

Zones II et III : sismicité moyenne

Zone IV : sismicité élevée.

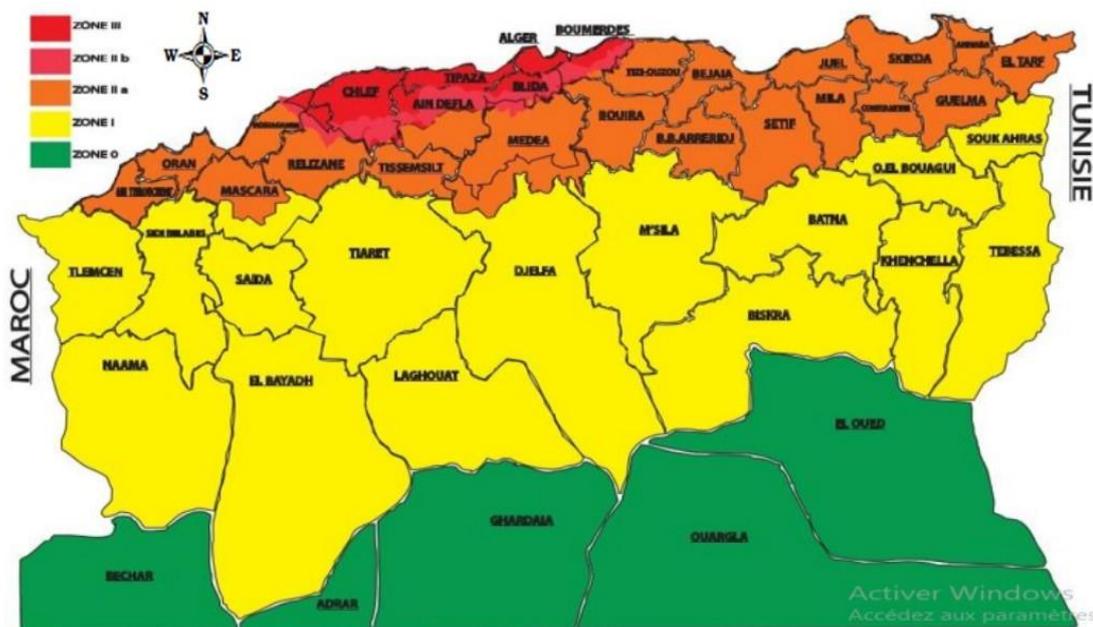


Figure I.3 : carte zonage sismique du territoire national(researchgate)

D'après la figure (I.3), le barrage de Djedra est situé dans une zone de sismicité faible

I.7.1 Stratigraphie

La région du barrage Djedra est constituée de trois séries géologiques principales :

1. **Trias diapirique** : Plis intenses et failles, pouvant causer des glissements de terrain et des effondrements.

2. **Crétacé-Éocène** : Formations marines avec des plis orientés du sud-ouest vers le nord-est.
3. **Pliocène-Quaternaire** : Formations continentales sans plis.

La faille Batna-Souk Ahras, associée aux diapirs triasiques, peut impacter la stabilité du barrage. Des études géotechniques approfondies sont nécessaires pour évaluer la stabilité du site et prendre des mesures de mitigation, garantissant ainsi la sécurité du barrage Djedra. (2)

I.8 Hydrologie

I.8.1 Introduction

L'évaluation précise des crues est d'une importance capitale pour le dimensionnement, la sécurité et l'exploitation optimale des ouvrages hydrauliques. C'est pourquoi notre étude s'appuie sur une analyse hydrologique du bassin versant concerné. Cette analyse nous permet de déterminer des paramètres clés pour la conception d'une retenue collinaire, tels que le débit régularisé, le débit de crue, le débit solide et la capacité de laminage des crues.

I.8.2 Caractéristique du bassin versant :

L'oued Djedra, l'affluent gauche de l'oued Medjerda, est formé par la confluence de l'oued Akiba (de l'Ouest) et Hammam (du Nord)

Le cours d'eau majeur – l'oued Hammam, prend son début à l'altitude de 1300 m environ. Les versants de sa vallée sont principalement dépourvus de végétation, seules quelques broussailles isolées sont signalées sur les hauteurs ; en aval, une bande étroite de forêt de vallée s'étire sur 1,5 – 2 Km. Une population assez dense habite dans le bassin de l'oued. Il convient de citer une localité en amont – Hammam Zaid.

Dans son cours moyen, l'oued Akiba a les versants boisés ; ils sont dénudés en aval ; un réseau de ravins avec les cours d'eau temporaires y est développé.

Les versants de la vallée de l'oued Djedra en amont de son bord gauche sont couverts de broussailles et des herbacées sur la superficie importante. (4)

Les caractéristiques du territoire du bassin de l'oued Djedra sont données dans le Tableau ci-après :

Tableau I.1 : les caractéristiques du bassin d'oued de Dedjra

Paramètres	UM	Valeurs	Modèle de calcul / formule de calcul
Superficie du bassin : Globale Jusqu'au site du barrage	Km ²	119	
Pente moyenne des versants	0/00	886	-
Hauteur moyenne des versants	m	197	-
Taux de boisement	%	14	-
Périmètre	Km	55.125	
Longueur du talweg	Km	5	-
Coefficient d'allongement	-	26.28	$C = \frac{P^2}{S}$
Coefficient de forme ou de compacité Si $K_c = 1,28 \Rightarrow$ bassin ramassé. Si $K_c > 1,28 \Rightarrow$ bassin allongé	-	1.43	$kc = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}}$
Longueur de rectangle	Km	22.7	$L = \frac{K_c \sqrt{S}}{1.12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right]$
Largeur de rectangle	Km	5.19	$l = \frac{K_c \sqrt{S}}{1.12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right]$

D'après ces résultats des deux paramètres on peut dire que notre bassin est ramassé

I.8.3 Relief, conditions hydrologiques

Situé dans le nord-est de l'Algérie, le bassin versant de l'oued Djedra se caractérise par son relief montagneux. S'étendant sur 119 km², il présente des altitudes variant entre 500 et 1550 mètres, avec une moyenne de 890 mètres. Les chaînes montagneuses, orientées du nord-est au sud-ouest, traversent la partie médiane du bassin. Le barrage de oued Djedra permettra de stocker 35 millions de mètres cubes d'eau, contribuant ainsi à la sécurité hydrique de la région.

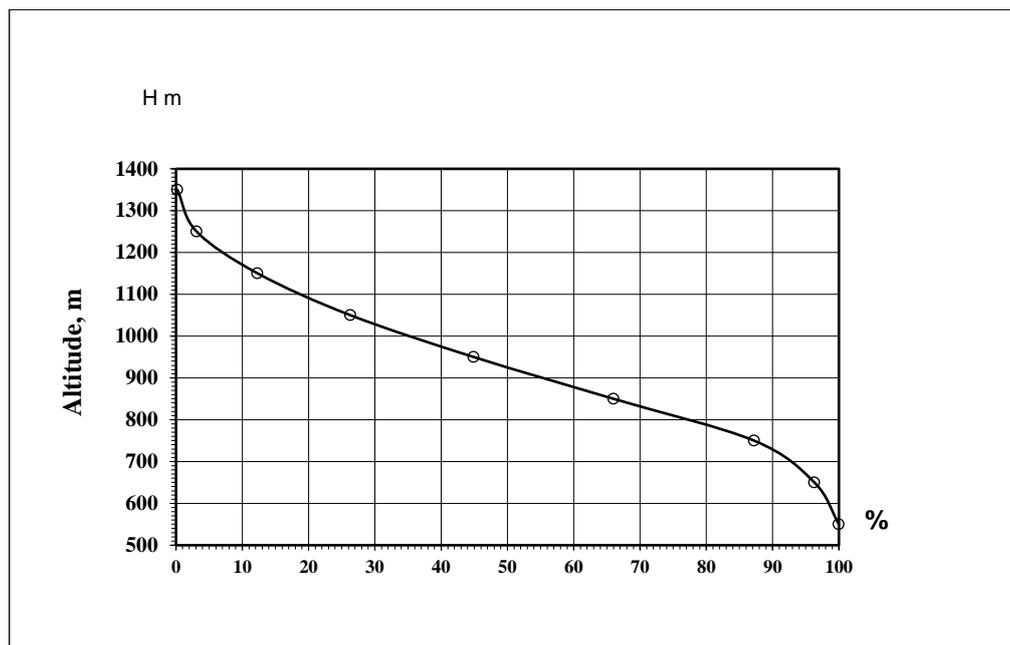


Figure I.4: Courbe hypsographique (ANBT)

I.8.4 Hydrographie

L'oued Djedra se forme de la confluence de deux cours d'eau : l'oued Akiba et l'oued Hammam.

L'oued Akiba, d'une longueur de 13,7 km, draine la partie ouest du bassin versant de l'oued Djedra. Il a une forme quadrangulaire et reçoit le ruissellement des versants montagneux du Nord, du Nord-Ouest et du Sud. Son réseau hydrographique est bien développé et ses pentes varient de 6,5% à 14%. Ses affluents peuvent atteindre des pentes de 54%, particulièrement sur les tronçons les plus hauts.

L'oued Hammam, quant à lui, est moins long que l'oued Akiba, mais il draine une zone plus étendue. Il est caractérisé par un lit plus encaissé et des pentes plus fortes.

La confluence de ces deux cours d'eau donne naissance à l'oued Djedra, qui a une longueur totale de 21 km (5 km pour l'oued Djedra proprement dit). L'oued Djedra se jette ensuite dans l'oued Medjerda, un important cours d'eau d'Algérie.

Le bassin versant de l'oued Djedra est important pour l'alimentation en eau de la région. Il est également menacé par l'érosion et la pollution (4).

Les bassins versants sont indiqués sur le schéma hydrographique ci-après :

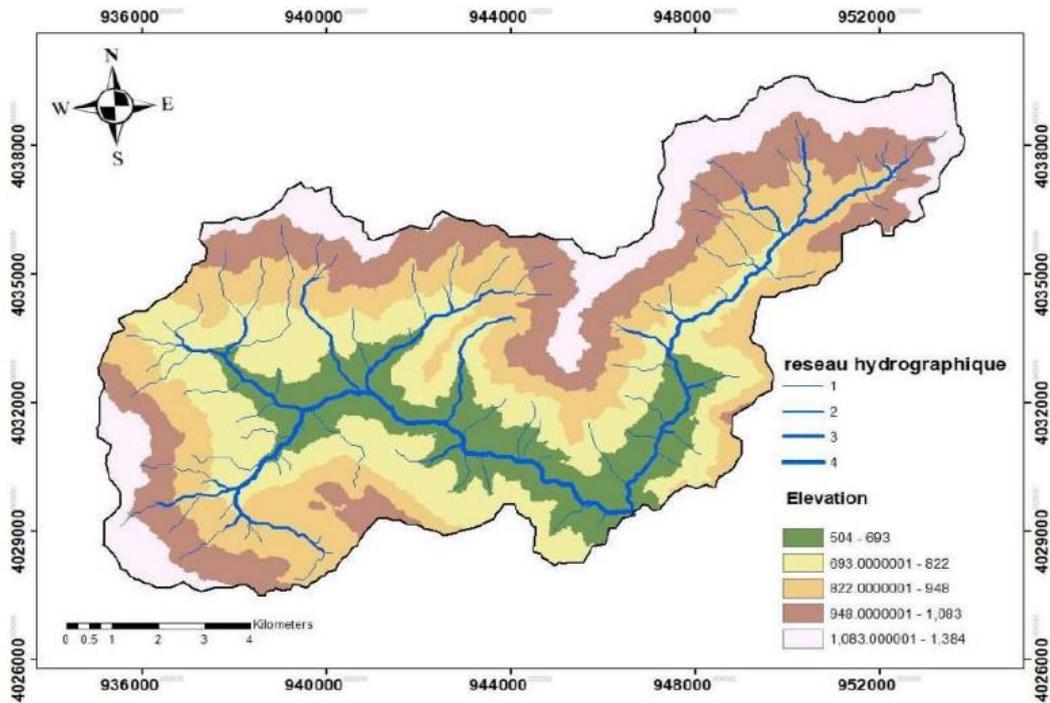


Figure I.5 : schéma hydrographique d'oued Djedra (Source ANRH)

Les principaux indices hydrographiques de l'oued Djedra (site du barrage), des oueds Akiba et Hammam sont présentés dans le tableau ci – après :

Tableau I.2: Indices hydrographiques de l'oued Djedra (au site du barrage) et des affluents principaux (ANBT)

Oued - site	Distance de l'embouchure (longueur de l'oued), Km	Surface du bassin versant, km ²	Pente moyenne des versants, ‰	Altitude moyenne des versants, m	Pente de l'oued sur le tronçon à l'amont du site		Surface boisée %
					Longueur, km	Pente, ‰	
Djedra	4,7	119	886	224	-	-	14
Akiba	14,1	76	934	238	4,0	11,8	2,2
Hammam	16,1	43	859	216	4,0	14,2	-

La présentation du caractère du pendage de l'oued Djedra est donnée par le profil longitudinal schématique de ses tronçons inférieurs dans la figure ci-après :

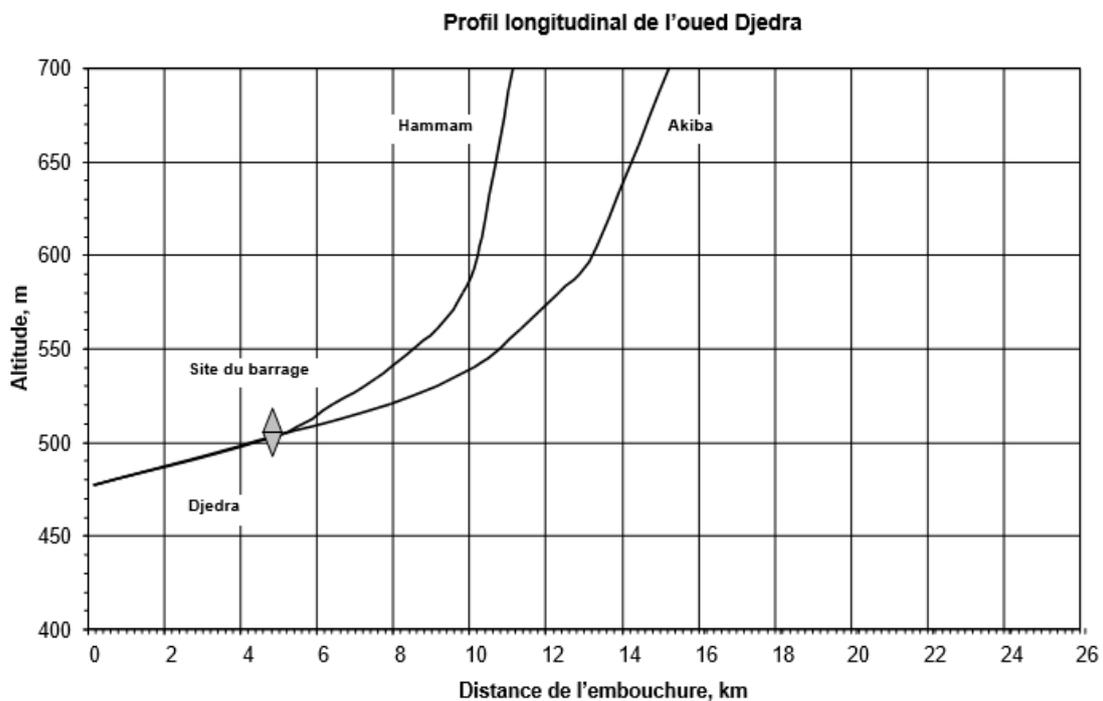


Figure I.6 : profil longitudinal de l'Oued Djedra (ANBT)

I.8.5 Connaissance hydrométéorologique

Les observations météorologiques dans la région des bassins versants des oueds en question sont effectuées à l'aide des postes dont la densité est d'environ une poste sur 250 km². Les observations directes dans les limites du bassin versant de l'oued Djedra n'ont pas été faites. L'information sur les postes météorologiques dont les données sont utilisées dans cette étude est présentée dans le tableau ci – après :

Tableau I.3 : l'information sur les postes métrologiques

Nom	Coordonnées		Altitude	Période des observations, Années
	X	Y		
Souk-Ahras	967,7	342,2	580	1910-1997
Taoura (Guembetta)	980,4	331,5	880	1947-56,67-94
Bou Khadjar	984,2	369,68	300	1926-62,67-94
Mehroha	961,2	351,85	748	1935-1996
Bauchegof	949,2	362,5	800	1947-62,67-96
Zardezas (Evaporateur « Colorado »)				1953-1984

I.8.6 Conditions climatiques :

I.8.6.1 Température de l'air :

Les conditions climatiques de la région sont caractérisées par l'été chaud et sec et par l'hiver relativement tiède et humide. La température moyenne interannuelle est de +15,4°C.

Les températures moyennes mensuelles du juin au septembre dépassent + 20°C et la température maximale - +30°C. Les maximums absolus atteignent aux mois de juillet - août +45 °C.

Les températures minimales sont observées du décembre au février. Les températures mensuelles moyennes et extrêmes de l'air selon les données du poste météorologique Souk-Ahras sont présentées dans le tableau ci-après :

Tableau I.4 : Les températures mensuelles moyennes et extrêmes de l'air (ANBT)

Caractéristique de la température	Mois												Année
	Janv	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec	
Moyenne (°C)	7,4	8,0	9,9	12,1	17	21,3	24,9	25,3	21,9	16,9	11,7	8,6	15,4
Maximale (°C)	13,5	17,0	17,6	20,4	27,8	31,5	36,3	36,6	31,6	26,7	19,3	16,3	36,6
Minimale (°C)	1,1	2,4	3,5	5,2	7,1	11	15	15	14	9,2	4,3	2,7	1,1

I.8.6.2 Régime de vents :

La caractéristique du régime de vent est faite sur la base des observations du poste météorologique Souk-Ahras. Conformément aux principaux processus de la circulation et aux conditions locales ce sont les vents des rhumbs de l'hémisphère nord qui prévalent.

La fréquence moyenne interannuelle (en %) du vent au cours de diverses heures du jour en fonction des rhumbs est citée dans le tableau ci-après :

Tableau I.5 : Direction du vent en fonction de trois temps des observations, %(ANBT)

Temps	Direction							
	N	NE	E	SE	S	SO	O	NO
7 heures	8	8	1	8	23	30	7	15
13 heures	28	27	2	4	9	8	5	22
18 heures	14	13	2	23	15	5	3	22

Les vitesses moyennes interannuelles selon les valeurs moyennes mensuelles sont données dans le tableau ci-après :

Tableau I.6 : Vitesses moyennes du vent (m/s) (ANBT)

Mois												Année
Janv	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec	
3,4	3,8	4,1	3,9	3,2	3,4	3,4	3,1	3,4	2,8	3,2	3,6	3,4

Les vitesses les plus grandes du vent sont observées pendant les mois d'hiver. La vitesse moyenne maximale du vent est de 3,1 m/s avec les coups de pointe jusqu'à 3,9m/s. Les vitesses maximales de calcul du vent d'une probabilité de dépassement annuelle de 20%, 10%, 4% et 2% sont respectivement de 3,5m/s, 3,7m/s, 4,0m/s et 4,2m/s. (4)

I.8.6.3 Evaporation :

Les observations de l'évaporation à partir de la surface d'eau ont été réalisées à l'aide de différents types d'évaporateurs. Les données les plus longues proviennent des stations de Zardezas et Tébessa et indiquent une variation saisonnière importante de l'évaporation. Un facteur correctif est appliqué pour obtenir des estimations plus précises, ce qui réduit les valeurs moyennes interannuelles.

Les valeurs mensuelles et annuelles de l'évaporation à Zardezas (1956-1984) et Tebessa (1947-1966) en Algérie : l'évaporation est plus élevée en été et en automne, et plus faible en hiver et au printemps. Zardezas a une évaporation annuelle moyenne de 1236 mm, tandis que Tebessa a une moyenne de 1950 mm (4).

I.8.7 Précipitations :

I.8.7.1 Précipitations annuelles, saisonnières et mensuelles

A cause de l'absence des mesures faites directement dans les limites du bassin versant examiner le calcul des précipitations pour le bassin versant de l'oued Djedra jusqu'au site du barrage ainsi que de l'oued Medjerda jusqu'au poste Souk-Ahras est effectué sur la base des données des postes météorologiques de la région représenté dans le tableau ci-après :

Tableau I.7 : Postes de la mesure des précipitations (ANBT)

Poste	Altitude, m	Période des observations, années	Nombre d'années			Moyenne, mm	Norme des précipitations annuelles, mm
			Observations	Années entières	Avec complément		
Souk-Ahras	580	1910-1996	87	83	86	686	886
Ain-Saounour		1968-1996	28	18	23	1048	1106
Rennem		1947-55,68-69,72-90	31	14	20	497	498
Taoura	880	1947-57,62,68,71-93	35	27	27	571	587
Bou Hadjar	300	1925-61,67-94	68	44	61	618	621
Ain-Settara		1971-1993	23	20	20	303	344
Mechroha	748	1934-42,47-62,67-93,94,96	54	36	38	990	988
Bouhegof	800	1947-62,67-96	46	38	41	543	566

I.8.7.2 Précipitations journalière maximale :

Les précipitations journalières maximales, les paramètres de leur distribution d'après les données des postes météorologiques de la région sont cités dans le tableau ci-après :

Tableau I.8 : Précipitations journalières maximales, mm(ANBT)

Poste	Nombre d'années des observations	Maximum journalier	Année	Moyenne	C _v	C _s	P _{1%}
Souk-Ahras	80	112	1948	53	04	16	122
Ain-Sainar	18	128	1978	-	-	-	-
Rennem	20	164	1978	-	-	-	-
Taoura	27	97	1979	40	045	18	101
Mechroha	40	186	1986	70	05	20	192
Bou Hadjar	44	130	1973	56	045	18	142

I.9 Régime d'eau :

L'oued Djedra présente un régime hydrologique pluvial avec des crues en hiver et un écoulement faible en été. L'alimentation est assurée par le ruissellement, les eaux souterraines et hypodermiques. La capacité de régularisation du bassin est difficile à déterminer en raison du manque de données. Les caractéristiques du régime de l'oued Djedra sont déduites de l'oued Medjerda à Souk-Ahras. Le débit moyen interannuel est de 1,6 m³/s avec des variations importantes des débits journaliers et mensuels. L'écoulement en période sèche est faible (environ 9% du volume annuel). L'apport annuel est variable, avec des années sèches et des années humides. Les crues surviennent généralement de décembre à avril et peuvent dépasser 10 m³/s. La capacité de régularisation du bassin est d'environ 15 Hm³. L'alimentation souterraine est faible et absente certains mois.

L'oued Djedra a un régime hydrologique pluvial avec des crues hivernales et un écoulement estival faible. La variabilité interannuelle est importante et l'alimentation souterraine est limitée (4).

Les données sur les débits moyens mensuels et caractéristiques de l'oued Medjerda au site Souk-Ahras sont citées dans l'annexe et les hydrogrammes des années caractéristiques - sur la figure ci-Après :

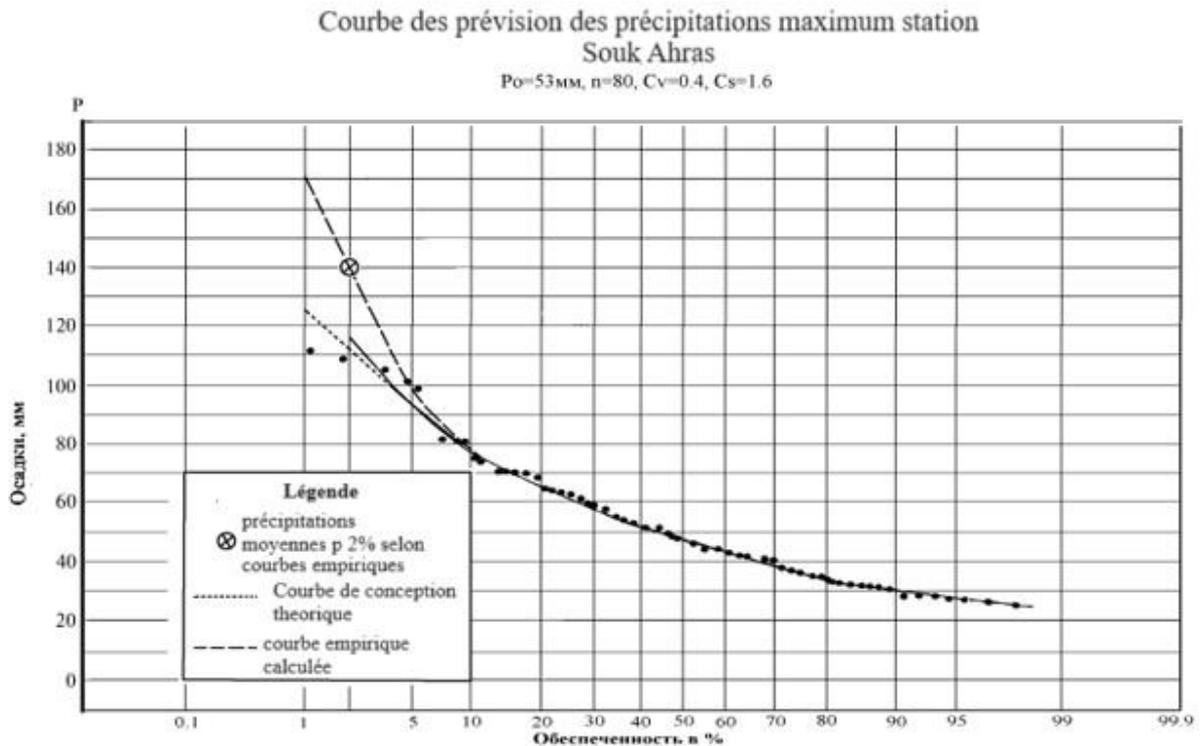


Figure I.7 : les données sur les débits (ANBT)

I.10 Apport fluvial

I.10.1 Apport annuelle

L'écoulement de l'oued Djedra a été étudié en utilisant les données de l'oued Medjerda à Souk-Ahras comme analogue. En raison des différences entre les deux bassins, les valeurs de l'oued Medjerda ne peuvent être utilisées directement. Des séries de données plus longues ont été obtenues en combinant les données des deux oueds et des précipitations. La relation entre précipitations et écoulement est curviligne, avec une diminution du coefficient d'écoulement pour les faibles précipitations. Cette méthode permet d'obtenir une estimation fiable de la moyenne interannuelle de l'apport de l'oued Djedra (4).

La relation entre l'apport annuel de l'oued Medjerda et les précipitations du bassin est montrée sur la figure ci-après t elle est approximée par l'équation non linéaire :

$$Y = 0,0009x^2 - 0,422x + 94$$

Où Y : apport annuel de l'oued Medjerda, mm ;

X : précipitations annuelles du bassin, mm

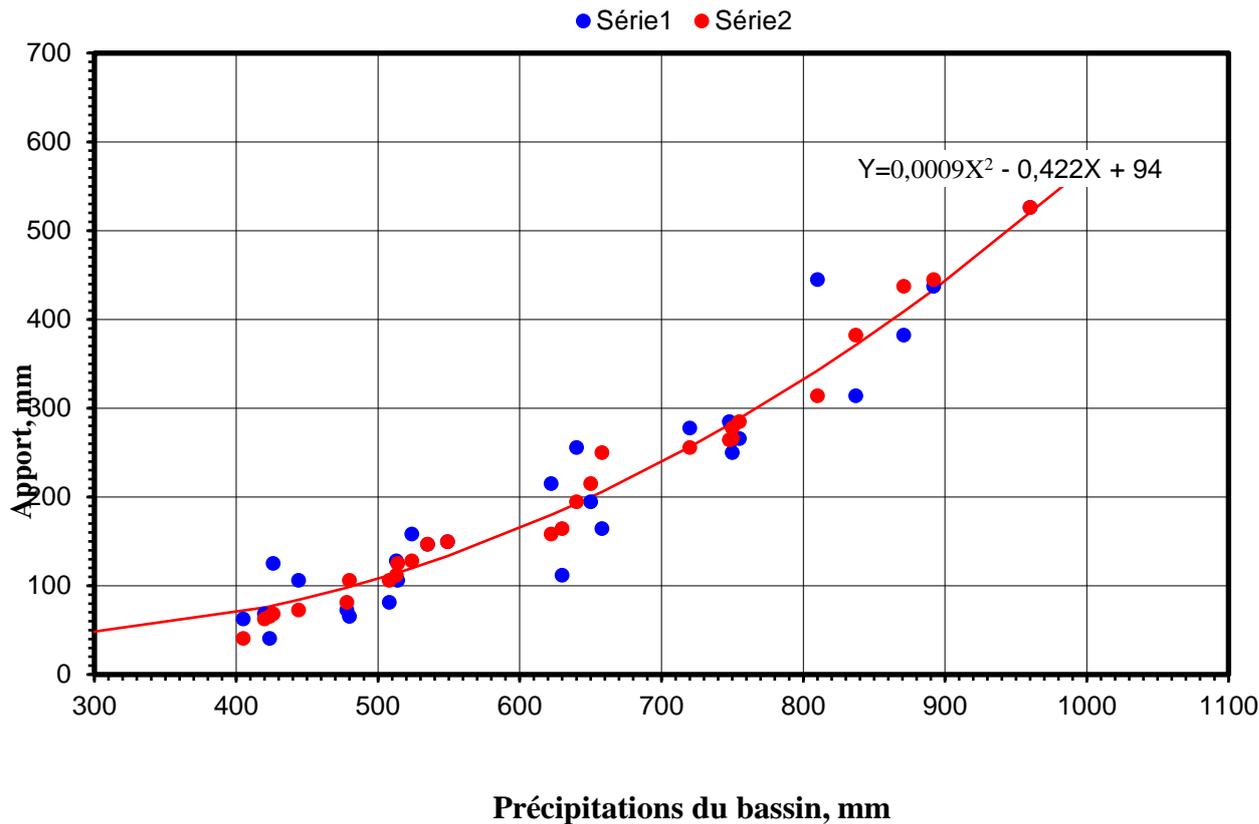


Figure I.8 : Apport de l'oued Medjerda à Souk-Ahras en fonction des précipitations du bassin (ANBT)

Où :

Série 1 : les précipitations

Série 2 : les apports

L'écoulement de l'oued Medjerda a été estimé sur une période de 87 ans (1911-1997) en utilisant deux méthodes complémentaires. La première méthode, basée sur une relation entre précipitations et écoulement, a permis d'estimer la moyenne interannuelle de l'écoulement. La deuxième méthode, utilisant des équations de régression et les données d'oueds analogues, a permis d'estimer les valeurs chronologiques de l'écoulement. Les deux méthodes ont donné des résultats concordants et ont permis d'obtenir une estimation fiable de l'écoulement de l'oued Medjerda.

L'apport moyen annuel des oueds de la région est représenté dans le tableau ci-après :

Tableau I.9: Apport moyen annuel des oueds de la région (ANBT)

Oued – poste	Surface du bassin versant, km ²	Période des données disponibles, années	Nombre d'année s, n	En période des observations				En période interannuelle Moyenne		Coefficien t d'écoulem ent
				Moyenne		Cv	Cs	Débit, m ³ /s	Module, l/s km ²	
				Débit, m ³ /s	Modu le, l/s km ²					
Medjerda - Souk-Ahras	217	1952,54-56, 68-82,85,92- 97	28	1,40	6,45	0,63	0,9	1,68	7,74	0,36
Ressoul – Ain-Berda	13	1964-95	32	0,41	4,0	0,84	0,81	0,49	4,76	0,26
Kebir (est) –Ain Assel	680	1947-49,52- 54, 60,63-94	39	6,64	9,76	0,54	0,82	7,64	11,2	0,3
Kebir (ouest)–Ain CherChar	1130	1953-60,68- 80, 85-95	32	4,62	4,09	0,78	1,10	4,8	4,25	0,17
Bou Hamdane- Asmar II	1105	1968-80,82- 87	16	2,74	1,9	—	—	(2,3)	(2,1)	(0,12)
Melleque - Quenza	4575	1980,81, 86-93	10	2,79	1,6	—	—	—	—	—
Hammam – Zit-Emba	485	—	—	(1,60)	(3,3)	(0,62)	—	—	—	—

I.10.2 Apport solide :

Les mesures de l'apport solide, de la turbidité et de la granulométrie des sédiments de fond de l'oued Djedra ne se sont pas produites. La source de l'information pour l'estimation de l'apport solide au site du barrage en projet et les données des observations sur l'oued Medjerda à Souk-Ahras en période de 1949 à 1956 présentées par ANRH dans le tableau ci-après, ainsi que les valeurs :

Tableau I.10 : Apport solide en suspension de l'oued Medjerda à Souk-Ahras, million t

Année	Mois												Total
	Janv	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec	
1949-50	0,000 02	0,000 07	0,0002 0	0,000 09	0,0024 4	0,002 53	0,035 81	0,008 05	0,00 292	0,00 011	0,00 004	0,00 011	0,052 4
50-51	0,002 25	0,000 73	0,0020 5	0,001 92	0,0040 9	0,001 76	0,000 25	0,000 11	0,00 009	0,00 002	0,00 002	0,00 002	0,013, 3
51-52	0,00 092	0,001 775	0,00,92	0,002 315	0,0014 045	0,003 70	0,009 7	0,001, 40	0,00 100	0,00 020	0,00 009	0,00 001	0,713, 7
52-53	0,00 005	0,000 02	0,0007 2	0,001 605	0,0014 61	0,000 71	0,008 96	0,000 41	0,00 129	0,0 0,0	0,0 0,0	0,0 0,0	0,042, 8
53-54	0,0	0,001 448	0,0013 209	0,004 17	0,0028 68	0,003 903	0,005 21	0,001 355	0,00 007	0,00 007	0,0	0,0	0,237 4
54-55	0,0	0,0	0,0018 0	0,008 70	0,0026 0	0,003 12	0,001 40	0,002 40	0,0 0,0	0,0 0,0	0,0 0,0	0,00 32	0,051 3
55-56	0,0	0,000 4	0,0000 6	0,002 37	0,0000 5	0,006 41	0,002 12	0,0	0,00 182	0,0 0,0	0,0 0,0	0,0 0,0	0,034 6
56-57	0,0	0,0	0,0	0,010 11	0,0315 8	0,0	0,0	0,0	0,00 392	0,0	0,0	0,0	0,045 6

I.11 Conclusion :

L'étude effectuée dans ce chapitre nous a permet de constater que :

- Le site est situé dans une vallée encaissée, ce qui permet de maximiser la capacité de stockage du barrage et les pentes sont stables et ne présentent pas de risque de glissement de terrain.
- Le site est constitué de roches sédimentaires imperméables, ce qui est favorable à la construction d'un barrage.
- La région est située dans une zone de sismicité faible.
- Le bassin versant de l'oued Djedra est suffisamment large pour alimenter le barrage en eau.

Chapitre II : Ouvrages de l'aménagement hydraulique

II.1 Introduction

Les ouvrages d'aménagement hydraulique sont des structures conçues pour modifier et gérer les cours d'eau (barrages, canaux, vannes). Ces constructions se déclinent en plusieurs types selon leur fonction. Certains retiennent l'eau (barrages, lacs collinaires), d'autres la détournent vers des zones d'utilisation (canaux, aqueducs), et d'autres encore contrôlent son débit (vannes, déversoirs). Ces ouvrages jouent un rôle essentiel : ils approvisionnent en eau potable et irrigation ; protègent des inondations ; produisent de l'énergie hydroélectrique. Toutefois, leur impact environnemental (modification des écoulements, fragmentation des habitats) et social (déplacements de population) nécessite une planification et une réalisation responsables.

II.2 Classe des ouvrages et particularités du site du barrage

Le barrage de Djedra, d'une hauteur inférieure à 70m, est classé en deuxième classe selon les normes de construction d'ouvrages hydrotechniques. Cette classification est due à la présence de voies de transport en aval et aux caractéristiques des roches de fondation. Les ouvrages de cette classe sont conçus pour résister à des crues de probabilité 1% et vérifiés pour des crues de probabilité 0,1%. Suite à la demande de l'ANBT, les probabilités de crue pour le calcul et la vérification du barrage ont été fixées à 0,1% et 0,01% respectivement, assurant ainsi un niveau de sécurité élevé pour le barrage et les populations en aval. (5)

II.3 Sites examinés de l'aménagement hydraulique sur l'oued Djedra

Au stade de l'Etude de faisabilité ils ont examiné deux sites de l'aménagement hydraulique sur l'oued Djedra :

- Le site Djedra-I situé à 200 m en aval du confluent des oueds Hammam et Akiba
- Le site Djedra-II situé à 2 km en aval du site Djedra-I.

Le site Djedra-II, selon les conditions géologiques, s'avérerait préférable car il est situé dans une vallée profonde et étroite. Les prospections ont été faites sur ce site. Dans les limites de la zone du site ils ont foré 6 sondages d'une profondeur de 70 à 80 m. Les résultats des travaux de reconnaissances et d'essais ont permis de déterminer les conditions géologiques du site Djedra-II. Ces conditions se sont avérées très compliquées et défavorables pour la construction de l'aménagement hydraulique vu la présence de gypse et la perméabilité des roches fragilisent la fondation et les versants, augmentant le risque de fuites et d'instabilité. Une circonstance défavorable pour le site Djedra-II est la présence sur le versant droit de la vallée, en amont du site, d'un ancien glissement d'une longueur et volume importants. En

amont du site Djedra-II l'oued reçoit les eaux usées et industrielles de la ville. Compte tenu de la géologie assez compliquée et de la présence d'autres facteurs défavorables, le site Djedra-II n'est pas recommandé pour les travaux de projet ultérieurs

Le site Djedra-I se caractérise par des conditions géologiques compliquées à cause de l'hétérogénéité lithologique et de la perméabilité différente de sa fondation et des raccordements. On constate dans la fondation les affleurements de roches gypsifères (la teneur en gypse va jusqu'à 15%).

Le site du barrage se situe dans une gorge de vallée composée de terrains rocheux et semi-rocheux. Des rapports de géologie et de géotechnique décrivent en détail les conditions géologiques du site et de la cuvette de la retenue.

Les caractéristiques du bassin versant de l'oued Djedra et de la cuvette de la retenue permettent de régulariser les apports en eau et de répondre aux besoins en eau pour l'irrigation et l'alimentation en eau.

Cependant, des problèmes géologiques importants ont été identifiés. La fondation du barrage présente des conditions complexes et des glissements importants ont été confirmés sur le versant droit en 2001.

Un nouveau site a été examiné à 50m en amont de site I. Ce site présente une fondation plus homogène et moins de risques de glissements. Le volume de travaux de construction reste sensiblement le même.

La figure ci-après représente le plan site du barrage oued Djedra ;



Figure II.9 : le site du barrage oued Djedra (ANBT)

II.4 Barrage oued Djedra

II.4.1 Choix du type du barrage

La conception du barrage Djedra a été étudiée en tenant compte de l'expérience internationale et nationale dans la construction de barrages en montagne et en zone sismique. Diverses options ont été examinées en fonction des conditions géologiques complexes du site, notamment la présence de gypse dans la fondation.

Le choix du type de barrage s'est basé sur les résultats des études et des données géologiques disponibles. Trois types de barrages ont été analysés :

- Barrages en terre et en enrochement avec étanchéité limoneuse.
- Barrages en enrochement avec étanchéité en matériaux non rocheux.
- Barrages en béton.

Sur la base d'analyse technique et économique réalisée à l'étape « Choix des variantes du barrage » et accordée avec l'Administration pour la projection ultérieure ils ont retenu le type de barrage en enrochement pourvu d'un écran d'étanchéité en béton armé.

II.4.2 Conception du barrage et de son écran

Le barrage Djedra aura une crête à 558,70 mNGA, surmontée d'un parapet de brise-lame à 559,90 mNGA.

Le niveau normal de la retenue sera à 555,00 mNGA, déterminé en fonction des conditions géologiques, topographiques, du bilan hydraulique et de l'efficacité économique.

La crête du barrage sera large de 10 m pour accueillir une route et sa longueur totale sera de 425 m, incluant une plate-forme pour faire demi-tour.

Le talus amont, avec son écran en béton armé, aura un fruit de 1 :1,6 tandis que le talus aval aura un fruit de 1 :1,7.

La berme amont sera située à la cote 542 m pour une meilleure stabilité et la berme aval à la cote 520 m pour des raisons constructives.

La figure ci-après représente l'écran du barrage ;



Figure II.10 : *L'écran du barrage en béton arme (prise durant le stage)*

II.5 Ouvrage d'évacuation d'eau :

II.5.1 Les variantes étudiées de l'ouvrage d'évacuation

Deux types d'évacuateurs de crue ont été étudiés pour le barrage Djedra : en surface et en souterrain. L'option souterraine a été retenue pour la rive droite en raison des conditions topographiques et géologiques favorables. L'évacuateur en surface a été étudié sur les deux rives, mais l'administration a demandé une analyse détaillée des deux variantes sur la rive droite, en tenant compte des mesures anti-glisement.

Après analyse des résultats par le bureau d'études, l'administration a choisi l'option de l'évacuateur en souterrain jumelé à la tour de prise d'eau sur la rive droite. Cette solution offre une meilleure sécurité et une meilleure efficacité par rapport à l'évacuateur en surface, tout en minimisant les risques de glissement de terrain.

L'option qui a été choisie pour le barrage Djedra est un évacuateur en souterrain jumelé à la tour de prise d'eau sur la rive droite .

II.5.2 Choix de l'évacuateur de crue compte tenant des mesures contre glissements

II.5.2.1 Glissements dans la zone de construction

Deux glissements de terrain inactifs, d'une puissance moyenne de 7 à 10 mètres et d'un volume approximatif de 260 000 m³, ont été identifiés sur la rive droite de l'oued Djedra, en aval du barrage. Leur réactivation est possible en cas d'augmentation du niveau des eaux souterraines, de fortes précipitations, d'infiltrations d'eau ou d'activité sismique.

L'évacuateur de crue en surface est menacé par les glissements pendant sa construction et son exploitation, tandis que l'évacuateur en souterrain est moins menacé, mais peut mettre en danger les conduites d'eau, la route reliant Souk-Ahras et le barrage, et l'aval de l'évacuateur.

Des mesures de stabilisation des glissements et de protection des ouvrages hydrauliques doivent être prises, en s'appuyant sur la méthode de "forces horizontales" de Maslov-Berer et en tenant compte de l'expérience de lutte contre les glissements couverts.

II.5.2.2 Mesures contre les glissements de terrains.

Deux glissements de terrain distincts nécessitent des actions correctives ciblées. Pour le glissement supérieur, dont la partie sommitale exerce une pression excessive en raison de la forte inclinaison des roches sous-jacentes, un déblaiement de 106 000 m³ de formations d'éluviales est prévu. Afin de stabiliser davantage cette zone, des fossés de garde seront aménagés en amont pour intercepter les eaux de surface, les thalwegs seront optimisés pour faciliter l'écoulement et les fissures seront colmatées pour limiter les infiltrations. L'option des pieux-palplanches a été écartée en raison de son coût élevé et de son inefficacité face à l'ampleur du glissement. Quant au glissement aval, sa stabilisation reposera sur la construction d'une banquette de butée en pierre de 10 000 m³ à proximité de sa base.

Des interventions distinctes combinant mesures physiques et gestion des eaux permettront de stabiliser les deux glissements, en tenant compte de leurs spécificités et en privilégiant des solutions à la fois efficaces et rentables.

II.5.2.3 Résultats de la comparaison technique et économique des variantes d'évacuateur de crues compte tenant des mesures à prendre contre les glissements

Le coût des travaux de stabilisation des glissements de terrain est estimé à environ 50 millions de dinars algériens (DA), ce qui correspond au budget initialement prévu pour l'évacuateur de crue de surface. L'Agence Nationale des Barrages (ANBT) a proposé d'intégrer les mesures contre les glissements dans la variante d'évacuateur de crue en souterrain jumelé à la prise d'eau en tour, solution 13% moins coûteuse que l'option de surface. Cette alternative, recommandée par le bureau d'études et approuvée par l'ANBT, s'avère plus économique et efficace pour contrer les glissements.

II.5.3 Evacuateur de crue en souterrain - prise d'eau

II.5.3.1 Données générales afférentes à l'ouvrage

L'évacuateur de crue est conçu pour la crue de 0,1% de probabilité (595m³/s) et peut supporter la crue extraordinaire de 0,01% de probabilité (915m³/s). Le tunnel est rectiligne et situé en rive droite pour des raisons géologiques et topographiques. Il servira d'évacuateur de chantier et sera ensuite intégré à l'ouvrage final. Le tunnel et le bief aval sont dimensionnés pour les crues d'exploitation (915 et 595 m³/s) et de construction (262m³/s).

Tout l'évacuateur en souterrain-prise d'eau peut être conventionnellement subdivisé en quatre parties principales :

1. Tour-puits de prise d'eau ;
2. Tunnel ;
3. Tuyau en béton ;
4. Puits d'amortissement.

La figure ci-après représente le déversoir en puits du système d'eau de Djedra :

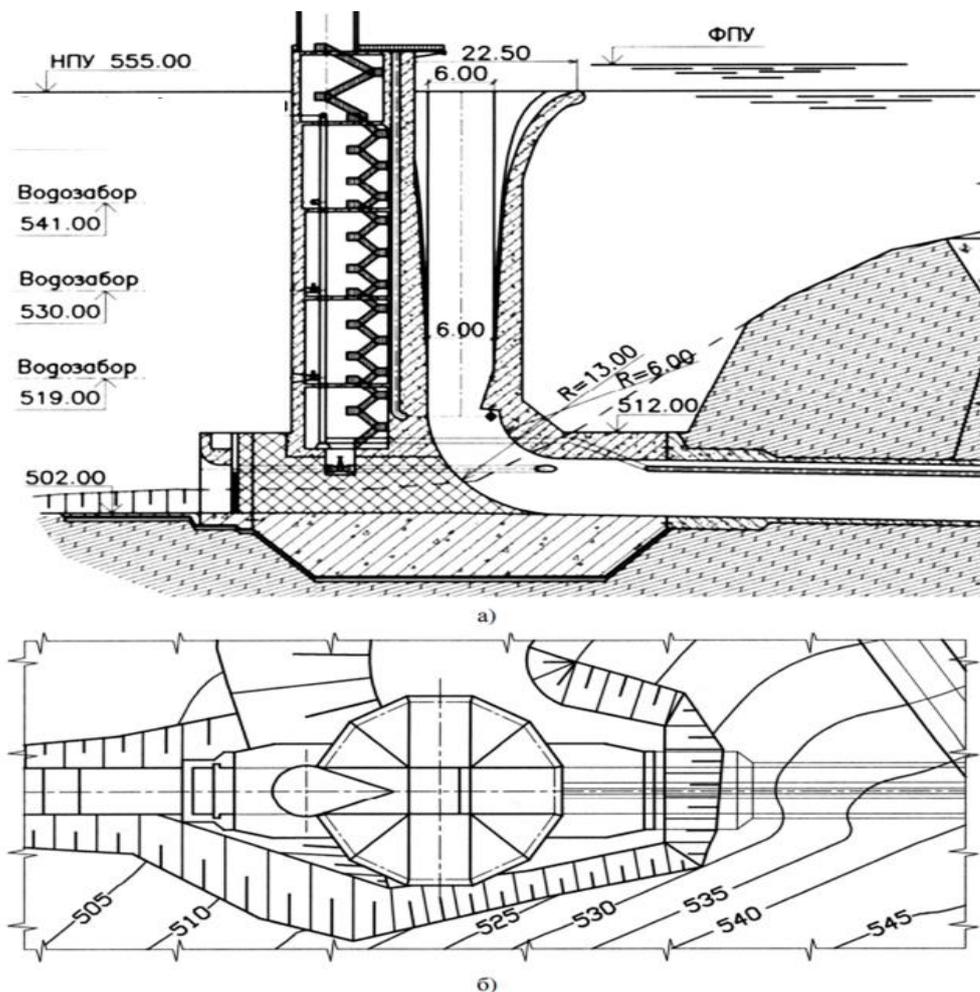


Figure II.11 : Plan de mise en place d'un évacuateur en puits du système d'eau de Djedra (ANBT)

II.5.3.2 Tour-puits de prise d'eau

La tour de prise d'eau est d'une section en demi-cercle et elle s'appuie sur un bloc massif des fondations. Elle est solidairement assemblée avec le déversoir en tulipe situé en aval. L'épaisseur des parois de la tour de prise varie de 0,80 m dans la partie

supérieure à 1,30 m dans la partie inférieure de la tour. La cote de la plate-forme supérieure est calée à 560,00 m NGA. La tour de prise est liée sur le flanc droit par la passerelle d'accès.

La prise d'eau est prévue à partir de trois niveaux, à savoir : 541,00 ; 530,00 et 519,00 m NGA. Sur chaque de ces cotes respectives se trouvent deux pertuis respectifs de la prise d'eau des dimensions de 1 x 1 m, où se trouvent les grilles métalliques de protection. Pour permettre la manutention de l'équipement hydromécanique, au sommet de la tour de prise se trouve une pièce qui abritera les treuils. Dans l'intérieur de la tour sont prévues 5 dalles (y compris celle calée à la cote 560 m NGA).

À partir du pertuis de la prise d'eau au niveau de la structure en béton (respectivement deux à chaque niveaux), l'eau est acheminée par des courtes viroles horizontales jusqu'à deux conduites montantes de diamètre de 0,60 m. Au niveau des viroles horizontales de chaque prise d'eau respective sont prévues les vannes papillons. Ces vannes permettent de contrôler la cote à partir de laquelle l'eau est prise. Les conduites montantes seront mises en place à partir de la cote 552,00 m NGA (la cote du pertuis supérieur) jusqu'à la cote 511,00m NGA. Ensuite ces deux conduites montantes traversent le béton et rentrent dans le radier du tunnel. Après cela, les conduites passent à travers le radier du tunnel jusqu'à la sortie et entrent dans la chambre des vannes où seront mises en place les vannes de réglage de débit dans la direction des consommateurs.

Au pied de la tour de prise est conçue la vidange de fond. Elle est représentée par deux viroles en acier de diamètre 0,8 m enrobées dans le bouchon en béton qui va renfermer le canal dans le bloc d'appui en béton pour la tour de prise après l'achèvement de la tour de prise et du barrage. Ensuite ces viroles seront placées dans les murs du bloc de fondations(à une longueur d'env. 20 m) et débouchent à 10,40 m en aval de l'axe du déversoir entulipe, dans la zone du coude de raccordement du puits de déversoir.

La cote du pertuis d'entonnement est calée à 507,50 m NGA. Au pied de la tour est prévu un espace où seront mises en place les vannes sur les deux conduites de la vidange de fond. La capacité maximale de ce déversoir est de 20 m³/s à la cote de RN du réservoir (en cas de fonctionnement des évacuateurs des crues).

La tour de prise d'eau est représentée dans la figure ci-après :

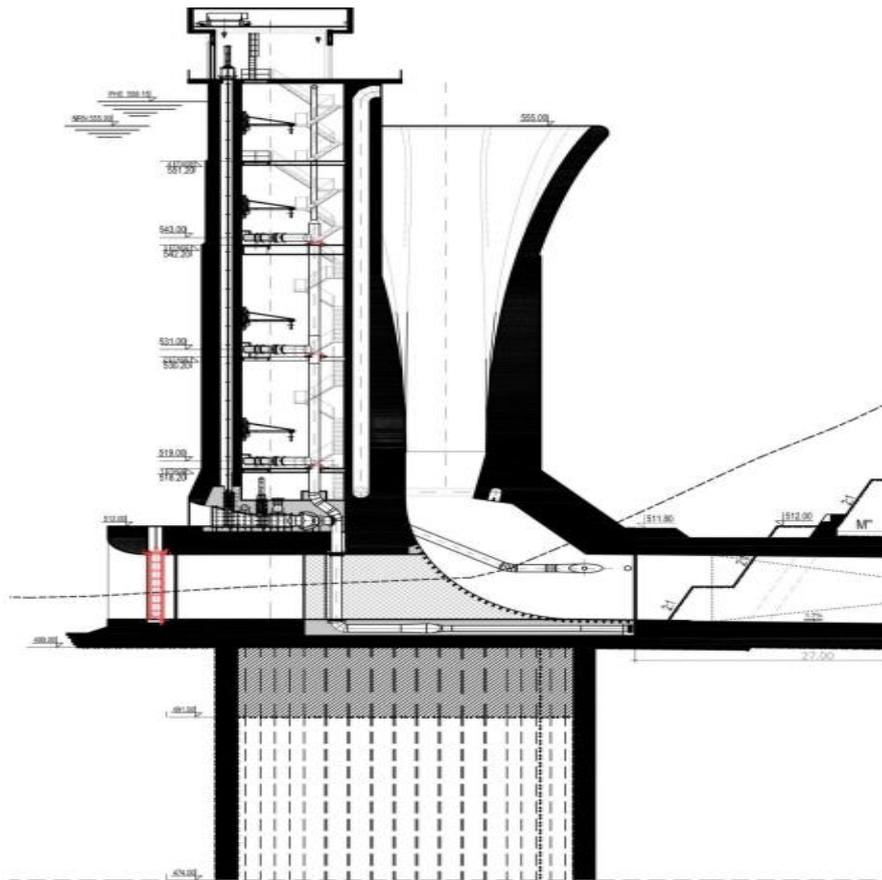


Figure II.12 : coupe en long de la tour de prise d'eau (APD critique)

II.5.3.3 Tunnel et tuyau en béton

Le tunnel est à section de caisson de 6 m de largeur et de 7 m de hauteur. Le tracé du tunnel est rectiligne. Sa longueur est de 200 m, la pente du fond étant de 0,0225. Pendant la période de construction le tunnel est utilisé pour le passage des débits de l'oued Djedra en détour de la fouille pour le barrage.

Le tuyau en béton d'une section rectangulaire de 6 x 7 m et de 27,5 m de longueur représente la suite du tunnel. La décision pour l'aménagement du tuyau en béton sur ce tronçon a été due aux conditions topographiques et géologiques qui ne permettent pas la réalisation des travaux souterrains dans cet endroit. Il s'agit des inconvénients suivants :

- Terrains d'éluviaux représentés de roches grossièrement détritiques remplies de limons ;
- Petite puissance de terrains au-dessus de l'ouvrage.

II.5.3.4 Puits d'amortissement

Le puits d'amortissement divergent a une longueur totale de 64 m selon le calcul. En plan sa largeur varie de 6m à 30m. Cela assure l'égalité entre les débits spécifiques à la sortie du puits de l'écoulement d'eau avec les débits spécifiques naturels de l'oued Djedra. La cote du fond de la section de sortie du tuyau est égale à 497,25m, la cote du fond du puits d'amortissement, conformément au calcul, est retenue égale à 492,40m, c'est-à-dire de 6 m plus bas que le fond de l'oued.

II.5.3.5 . Passerelle d'accès

La passerelle d'accès entre la structure de prise d'eau et du flanc droit de la retenue est réalisée en charpente métallique appuyée sur deux piles en béton armé.

La charpente métallique représente une poutre continue de trois travées. La portée de la passerelle entière est $3 \times 21 \text{ m} = 63 \text{ m}$. Elle est réalisée en tôles en acier soudées avec les raidisseurs en formes de traverses et montants appropriés. La coupe en travers représente un caisson fermé. Les tôles longitudinales verticales de support (de hauteur de 1200 mm) sont espacées entre elles de 2,00 m. La largeur de la passerelle est de 3,20 m et est composée de 2,0 m du tablier et deux trottoirs piétons de largeur respective de 0,60 m. Un garde-corps métallique de hauteur de 1,10 m est aussi prévu.

Les piles sont des structures en béton armé de hauteur de 38,50 m et 20,00 m (en élévation à partir du terrain). Les semelles de fondations sont des dimensions de 4,00 x 6,00 m et sont

Encastrées dans la profondeur de -1,30 m. Elles sont en plus renforcées par des ancrages de longueur de 5 m. Les piles sont d'une section en travers variable. Jusqu'à la cote 544,00 mNGA, leurs dimensions sont de 2,00 x 4,00 m et au-dessus de ce niveau des dimensions de 1,00 x 3,00 m.

L'appui de la poutre en métal sur la tour de prise est prévu par l'intermédiaire d'un élément court en béton qui sera réalisé comme une avancée tandis que du côté latéral dans la direction du barrage est prévue une butée en béton armé des dimensions de 6,00 x 1,30 m.

La figure ci-après photo réelle de la passerelle d'accès (photo prise durant le stage) ;



Figure II.13 : photo réelle de la passerelle d'accès

II.5.3.6. Déversoir

Le déversoir joue un rôle essentiel dans la gestion du niveau d'eau du réservoir. Il est constitué de deux robustes tuyaux de 0,8m de diamètre, solidement ancrés dans un bouchon en béton qui fermera le canal de chantier après la construction de la tour de prise d'eau. L'eau entre par les ouvertures situées à 507,50m et s'écoule vers le tunnel de vidange via des robinets-vannes contrôlés depuis un local dédié en bas de la tour. Avec deux tuyaux ouverts, le déversoir peut évacuer jusqu'à 20m³/s d'eau. De plus, des rainures devant les ouvertures permettent de les fermer temporairement à l'aide de batardeaux lorsque le niveau d'eau est inférieur à 512,0m, facilitant ainsi les travaux de maintenance ou de remplacement des robinets-vannes. Ce système de déversoir fiable et performant garantit une régulation efficace du niveau d'eau, tout en offrant la flexibilité nécessaire pour les interventions techniques.

II.5.3.7. Evacuateur de crue en puits :

L'évacuateur de crue en souterrain (puits) se situe juste derrière la tour de prise d'eau.

On peut conventionnellement subdiviser l'évacuateur de crue en souterrain en trois éléments constructifs : (6)

- Entonnoir de réception d'eau avec le puits vertical
- Tunnel d'évacuation raccordé avec le puits vertical par un coude
- Puits d'amortissement.

Des recherches hydrauliques approfondies ont été menées sur l'évacuateur en souterrain du barrage Djedra pour affiner sa conception et garantir son fonctionnement sûr et efficace.

L'analyse théorique et les essais sur modèle réduit à l'échelle 1 :60 ont permis d'améliorer la capacité de passage de l'ouvrage, de réduire la cote de Plus Hautes Eaux (PHE) et d'écartier le risque de cavitation.

La conception du puits retenue au niveau du « Choix des variantes » répond à toutes les règles communément respectées et aux exigences afférentes à l'établissement des projets d'ouvrages pareils. Pourtant, la configuration classique du puits a une série de désavantages qui conduisent à des écarts inévitables au cours de la construction par rapport aux solutions de projet de l'ouvrage.

Au niveau de l'Avant-Projet Détaillé la conception de l'évacuateur en souterrain a été révisée de la manière à se débarrasser au maximum les désavantages mentionnés de l'évacuateur en souterrain classique. Pour atteindre cet objectif nous y avons introduit les modifications suivantes :

- Premièrement, la configuration du puits à section transversale circulaire est remplacée par une configuration polygonale. Cela a permis de remplacer la surface à courbure bidimensionnelle par un système de surfaces à courbure unidimensionnelle pour laquelle le coffrage est fabriqué sans courbures dans le sens d'écoulement d'eau alors que sa surface de travail est formée par des feuilles plates (par exemple par des feuilles en contre-plaqué, en acier etc.).
- Deuxièmement, par un choix correspondant de configuration de la surface de déversement du puits ils ont assuré l'entrée sans décollement du jet d'eau du puits dans le coude de raccordement.
- Troisièmement, par un choix correspondant de quantité de côtés du polygone, le coude de raccordement est réalisé comme une continuation directe du puits.

Suivant les recherches ont permis de valider la solution retenue, il a été retenu l'entonnoir de réception d'eau avec 12 sections (dodécagone régulier).

Les dimensions en plan de l'entonnoir de réception d'eau sont minimales si la configuration est circulaire. La conception proposée (dodécagone régulier) est très proche à cette configuration. La vue en plan du puits est démontrée sur la figure ci-après :

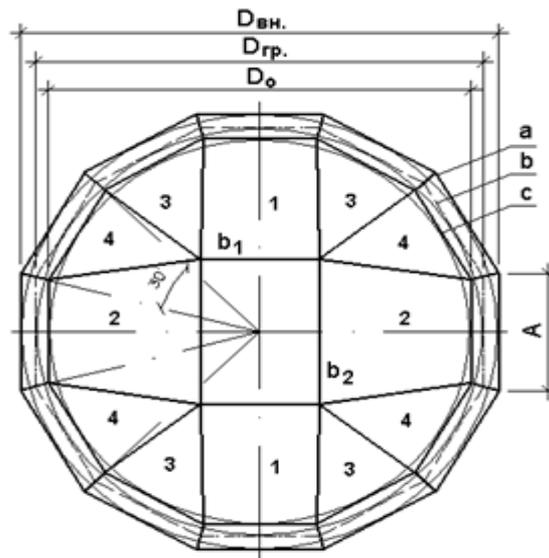


Figure II.14 : plan de section transversale polygonale du puits avec un entonnoir d'eau avec 12 sections (ANBT)

- a : nervure extérieure de l'entonnoir de réception d'eau;
- b : axe de l'entonnoir de réception d'eau;
- c : ligne de raccordement de la surface intérieure de l'entonnoir et de la face correspondante du puits.

La vue en et en coupe du puits est démontrée sur la figure ci-après :

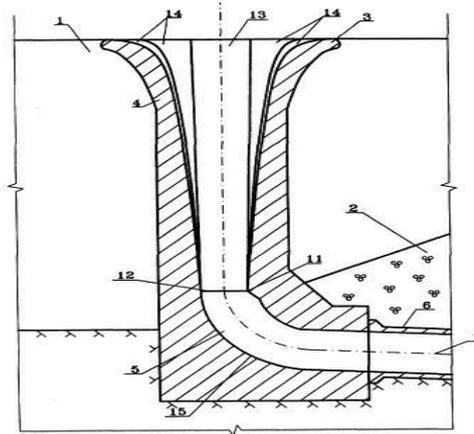


Figure II. 15 : *vue en coupe verticale de l'évacuateur(ANBT)*

Le puits d'évacuation souterrain arbore une conception innovante (proposée par le professeur Gouryev.A. P- ZARUBEZH Vodstroy) pour assurer un écoulement d'eau optimal. Sa base dodécagonale se termine par une section rectangulaire, reliée par un convergent de 6 mètres à la sortie. La surface intérieure est constituée de 4 faces trapézoïdales et de 8 faces triangulaires, stratégiquement orientées pour raccorder le puits au coude en toute fluidité. Ce design ingénieux garantit une transition en douceur de l'eau, minimisant les turbulences et les vibrations. En résulte un système performant et durable, optimisé pour l'évacuation efficace de l'eau.

La figure ci-après représente un modèle de l'entonnoir de réception d'eau (travaux de Gouryev AP) :

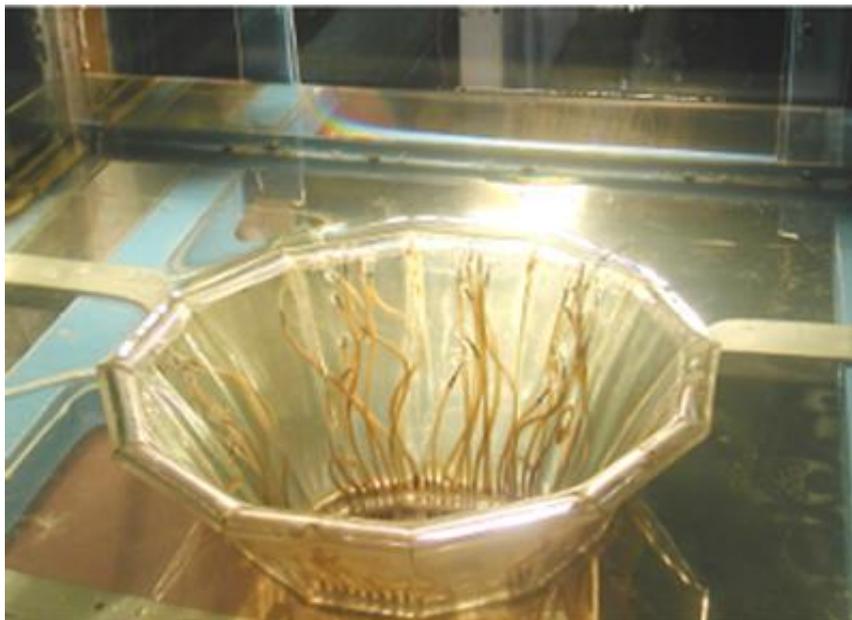


Figure II.16 : *modèle l'entonnoir de réception d'eau (Goureyv)*

La photo réelle de l'évacuateur de crue est représentée dans la figure ci-après :



Figure II.17 : photo de l'évacuateur de crue (prise durant le stage)

II.6 La galerie d'évacuation :

La galerie d'évacuation est faite en un fil avec la section à travers en fer à cheval d'une largeur $b = 6.0$ m, d'une hauteur $a = 7.0$ m et une voûte de forme semi-circulaire à rayon $R = 3.0$ m.

La galerie est jointe au puits de l'évacuateur de crues par un coude de section transversale rectangulaire de 6.0×7.0 m au début, qui se transforme graduellement, sur le tronçon d'une longueur de 10.5 m, en une section de fer à cheval.

II.6.1 Détermination des paramètres de l'écoulement dans la galerie

Lors des calculs des paramètres de l'écoulement dans les ouvrages évacuateurs de type en galerie ce sont la profondeur critique h_{cr} et la profondeur normale h_0 qui sont les caractéristiques de critère pour l'analyse des formes de la surface libre de l'écoulement.

La profondeur critique pour le lit prismatique dont la section transversale est rectangulaire, est déterminée par la relation

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{\alpha \cdot Q^2}{g \cdot B^2}} \quad (\text{II.1})$$

Où :

$\alpha \approx 1,05$: coefficient de Coriolis ;

Q : débit ;

B : largeur du lit ;

$g = 9,81 \text{ m/s}^2$: accélération de la pesanteur.

Pour l'évacuateur de crue de l'aménagement hydraulique de Djedra avec $B = 6.0 \text{ m}$, on obtient d'après (II.1) ;

$$h_{cr} = 0.144 \cdot \sqrt[3]{Q^2} \quad (\text{II.2})$$

La profondeur de l'écoulement uniforme est déterminée à l'aide de la formule de Chézy :

$$Q = \omega \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot i} \quad (\text{II.3})$$

Où

$\omega = B \cdot h_0$ – aire de la section de l'écoulement en régime uniforme ;

$C = \frac{R^y}{n}$ – coefficient de Chézy ;

$R = \frac{B \cdot h_0}{B + 2h_0}$ – rayon hydraulique ;

i : pente du lit ;

n : coefficient de rugosité du lit.

On adopte en général l'indice de la puissance y égal à $1/6$ d'après Manning, à $1/5$ d'après Forhgueymer, soit d'après Pavlovsky qui donne la grandeur de y entre $1/6$ et $1/5$.

Puisque la différence des profondeurs définies avec l'utilisation des formules de Manning et de Pavlovsky se trouve dans la limite de l'exactitude de la mesure de cette profondeur dans l'ouvrage en vraie grandeur, on utilise d'habitude, dans les calculs des écoulements dont le régime est uniforme, la formule de Manning comme plus simple.

Pour le béton avec la qualité moyenne de l'état de la surface, on peut prendre $n = 0,014$. Alors pour la galerie dont la pente i est de $0,0225$ de l'évacuateur de crue de l'aménagement hydraulique de Djedra, on aura :

$$Q = 64.3 \frac{h_0^{5/3}}{(1 + 0,333 h_0)^{2/3}} \quad (\text{II.4})$$

Figure ci-après Courbes $h_{cr} = f(Q)$ et $h_0 = f(Q)$:

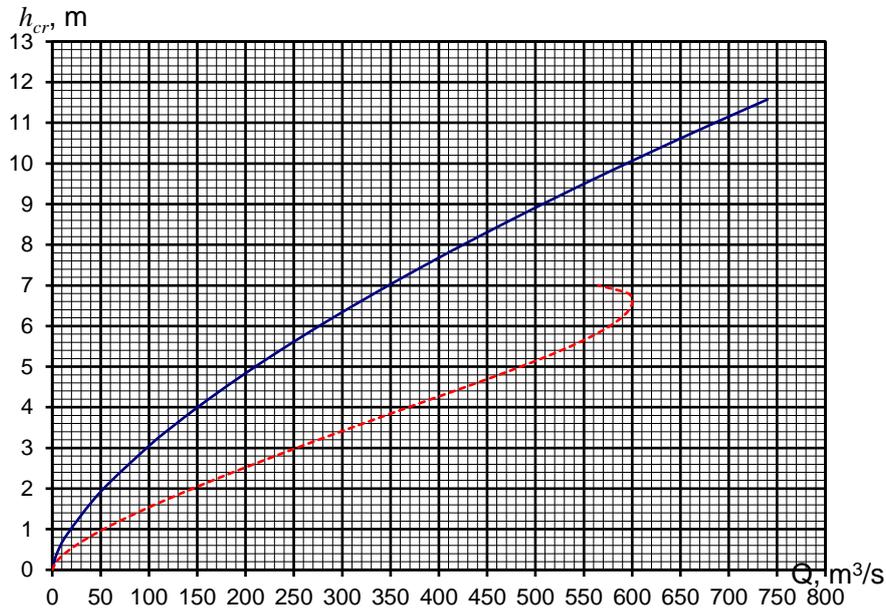


Figure II.18 : Courbes $h_{cr} = f(Q)$ et $h_0 = f(Q)$ (ANBT)

Pente critique i_{cr} en fonction de Q :

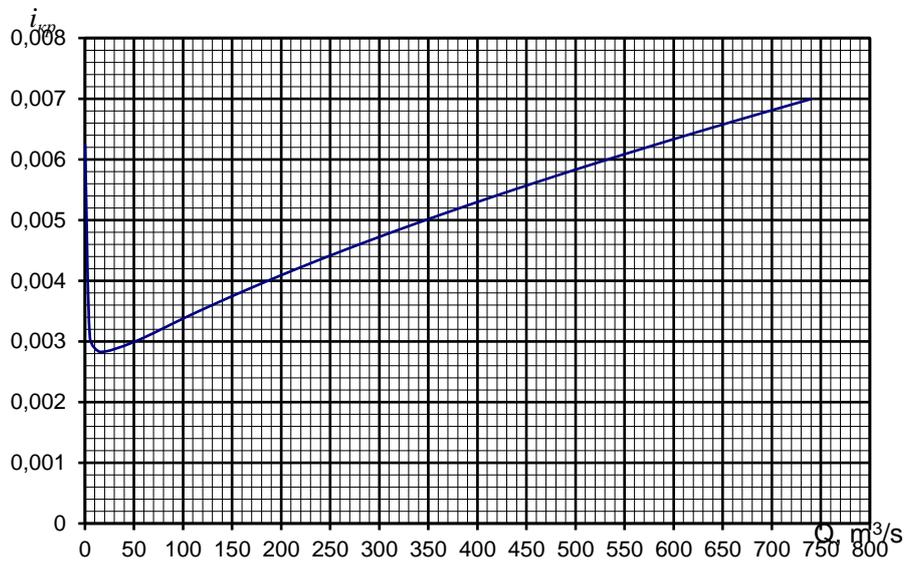


Figure 19 : Figure 4.2. Pente critique i_{cr} en fonction de Q (ANBT)

Lors de la conception d'un canal d'évacuation des crues, la priorité absolue est de gérer le débit d'eau le plus important, qui dans ce cas précis s'élève à 740 (m³/s). Ce débit maximal conditionne deux aspects cruciaux du canal : la hauteur de la galerie elle-même et les

dimensions du bassin d'amortissement situé en aval. Pour évacuer efficacement ce débit de pointe, les ingénieurs ont conçu le canal pour atteindre une vitesse d'écoulement d'environ 24,7 (m/s) à la sortie de la galerie. Cependant, cette vitesse élevée nécessite une colonne d'eau plus profonde à l'entrée de la galerie, d'une profondeur de 5,08 m, lors du passage du débit de calcul de $495 \text{ m}^3/\text{s} - 4.38 \text{ m}$.

On donne dans le Tableau (ci-après) les paramètres de la courbe de la surface libre de l'eau dans la galerie pour le débit maximal à évacuer $Q_{\text{max}} = 740 \text{ m}^3/\text{s}$ qui définit la hauteur des murs de la galerie, ainsi que les paramètres de la courbe pour le débit de $495 \text{ m}^3/\text{s}$.

Lors du calcul on a pris en considération que la pente de la galerie $i = 0,0225$ est supérieure à celle critique $0,00475$ pour le débit $Q = 740 \text{ m}^3/\text{s}$ et à la pente critique 0.00433 pour le débit $495 \text{ m}^3/\text{s}$.

Les calculs des courbes de la surface libre étaient conduits selon la méthode de Charnomsky qui permet de définir, pour le lit rectangulaire prismatique sans tableaux auxiliaires, la longueur du tronçon entre deux profondeurs pour la grandeur donnée du coefficient de rugosité n .

Tableau II.11 : les paramètres de la courbe de la surface libre de l'eau dans la galerie (ANBT)

Distance du début de la galerie d'évacuation, m	Pour $Q = 740 \text{ m}^3/\text{s}$		Pour $Q = 495 \text{ m}^3/\text{s}$	
	$h, \text{ m}$	$Fr_R = \frac{Q^2 \cdot (1 + h/3)}{gb^2h^3}$	$h, \text{ m}$	$Fr_R = \frac{Q^2 \cdot (1 + h/3)}{gb^2h^3}$
0	5.08	31.86	4.38	20.31
30	5.15	30.84	4.41	19.98
60	5.22	29.87	4.45	19.55
90	5.29	28.94	4.49	19.14
120	5,36	28.06	4.52	18.83
150	5.42	27.33	4.55	18.54
170	5.45	26.98	4.57	22.44

Dans le Tableau ci-après on donne les mêmes paramètres pour les débits de vérification et de calcul obtenus pour le déversoir de l'entonnoir d'entrée à profil circulaire compte tenu du laminage des crues.

Tableau II.12 : les paramètres de la courbe de la surface libre de l'eau dans la galerie (ANBT)

Distance du début de la galerie d'évacuation, m	Pour $Q = 631.5 \text{ m}^3/\text{s}$		Pour $Q = 373.2 \text{ m}^3/\text{s}$	
	$h, \text{ m}$	$Fr_R = \frac{Q^2 \cdot (1 + h/3)}{gb^2h^3}$	$h, \text{ m}$	$Fr_R = \frac{Q^2 \cdot (1 + h/3)}{gb^2h^3}$
0	4.86	25.77	3.40	21.40
30	4.91	25.16	3.43	20.94
60	4.97	24.40	3.48	20.22
90	5.03	23.74	3.51	19.80
120	5.08	23.20	3.54	19.38
150	5.13	22.66	3.57	18.98
170	5.16	22.36	3.60	18.60

Les calculs montrent que l'écoulement dans la galerie de l'évacuateur de crue de Djedra est similaire à celui sous une vanne et sera instable, avec des pulsations de la surface libre pouvant atteindre 20 à 30% de la profondeur moyenne. La profondeur d'eau peut atteindre 6,0 m au début de la galerie et 6,2 m à la fin, ce qui laisse une marge de sécurité d'au moins 0,8 m entre l'eau et la voûte de la galerie. Cette marge est supérieure à celle prescrite par les normes ($0,07h = 0,49 \text{ m}$), assurant la sécurité de la galerie. (2)

II.7 Le bassin d'amortissements :

Le bassin d'amortissement est retenu divergent avec une largeur à la sortie égale à 30.0 m. Le bassin d'amortissement à sa sortie est joint au lit de l'oued par un canal dont la cote de fond 498.4 m correspond à la cote du lit de l'oued. Le bassin d'amortissement ne fonctionne bien qu'en cas du régime de fond stable. A ces fins la section de sortie de la galerie doit être raccordée à la section initiale du bassin d'amortissement par un tronçon de transition dont le fond est incliné. La largeur du bassin d'amortissement à la sortie est adoptée de façon à assurer un débit unitaire de $25 \text{ m}^3/\text{s}$ égal au débit unitaire moyen de l'eau de l'oued Djedra lors du passage de la crue de vérification d'une fréquence $P=0.01\%$.

Cette construction du bassin d'amortissement assure le régime de fond stable du raccordement de l'écoulement sortant de la galerie avec l'écoulement du bassin d'amortissement et la dissipation de son énergie.

La figure ci-après représente le bassin d'amortissement :



Figure II.20 : photo réelle de bassin d'amortissement (prise durant stage)

II.8 Galerie d'inspection

La galerie d'inspection et de contrôle se situe sur la dalle de contour. En cas de dissolution active de l'assise triasique sous-jacente, les dimensions intérieures de la galerie (hauteur de 3,0 m, largeur de 2,50 m, épaisseur des murs est de 0,80 m jusqu'à la cote 520, 00 m NGA et de 0,60 m jusqu'à la crête du barrage) permettront d'exécuter la cimentation en profondeur de la fondation.

La galerie sera utilisée également pour la disposition des bornes de l'appareillage de contrôle et de mesures destiné au contrôle des déformations de l'écran en béton armé et du joint périmétrique. En cas de perte totale d'étanchéité du joint il serait possible de réaliser sa cimentation à partir de la galerie.

La longueur des plots (zones) de bétonnage de la galerie fait 15 m comme la dalle de contour.

Entre les plots de bétonnage voisins de cette dalle et de la galerie ils ont aménagé les joints de dilatation et de contraction avec l'étanchement extérieur normalisé en feuille profilée en cuivre.

II.9 Conclusion

Le barrage Djedra, situé près de Souk Ahras en Algérie, est un projet d'envergure qui vise à améliorer la sécurité hydrique de la région. Sa construction, complexe et ambitieuse, prend en compte les défis géologiques du site et intègre des solutions innovantes pour la gestion de l'eau et la sécurité.

Le barrage, classé en deuxième classe, sera de type enrochement avec un écran d'étanchéité en béton armé. Un évacuateur de crue en souterrain jumelé à une tour de prise d'eau a été choisi pour garantir la sécurité et l'efficacité du système. Des mesures de stabilisation des glissements de terrain et de protection des ouvrages hydrauliques seront également mises en place.

Des recherches hydrauliques approfondies ont permis d'optimiser la conception de l'évacuateur et de garantir son bon fonctionnement. La prise d'eau en tour est une structure performante et flexible qui répond aux besoins en eau potable et en irrigation.

La galerie d'évacuation est dimensionnée pour évacuer le débit de crue maximal de 740 m³/s.

Le bassin d'amortissement est dimensionné pour dissiper l'énergie de l'écoulement sortant de la galerie et assurer un régime de fond stable.

Chapitre III : Etude des infiltrations

III.1 Introduction :

Pour limiter les risques de fuites à travers le barrage (fondation et appuis), on évalue les pertes par filtration selon deux approches : une basée sur les données géologiques existantes et une autre considérant les conditions géologiques et hydrogéologiques les plus défavorables. La lithologie, le taux de fissuration et la puissance des couches rocheuses de la cuvette influencent directement la quantité d'eau qui s'infiltré.

III.2 Conditions géologiques et hydrogéologiques du site du barrage de Djedra

Loin d'être un site géologique idéal, le barrage devra composer avec un sous-sol hétérogène et instable. La présence de gypse, sensible à l'eau, dans les fondations pose un premier défi. De plus, la composition rocheuse variée (hétérogénéité lithologique) des fondations et des versants crée des zones de faiblesse potentielles. Enfin, des déformations tectoniques passées ont fragilisé le massif rocheux, provoquant d'importantes fissures et même des cavités karstiques remplies de matériaux fins, en particulier sur la rive droite. Ces dernières constituent des points d'entrée d'eau incontrôlée pouvant fragiliser la structure du barrage.

Le lit de l'oued Djedra raconte une histoire géologique riche et complexe. En explorant son lit, on rencontre d'abord d'épaisses couches d'alluvions du Quaternaire supérieur (**q^{3al}**), véritable charpente des terrasses fluviales. Ces alluvions ne sont pas uniformes. La partie inférieure, sur une épaisseur de 3 à 9 mètres, est constituée d'un assemblage de graviers et de galets mêlés de sable et de limon. Parfois, on y rencontre même des blocs plus imposants, témoins d'une époque plus mouvementée. Le niveau supérieur, plus fin, s'étend sur 2 à 2,5 mètres d'épaisseur. Il est majoritairement composé de limons, de limons sableux et de formations argileuses. Cependant, on y trouve également des lentilles de sable, comme des inclusions ponctuelles, et quelques graviers et galets, vestiges de crues passées. Au total, la puissance de ces dépôts alluviaux peut atteindre 13 mètres, façonnant ainsi le lit de l'oued Djedra.

En s'éloignant du centre du cours d'eau, on rencontre des formations plus récentes. Des alluvions contemporaines (**Af**), composées de graviers, de blocs et de galets associés à du sable, se sont déposées çà et là. A certains endroits, on observe également des alluvions gravitationnelles et des éboulis (**Ag**) datant de l'Holocène, ainsi que des dépôts déludio-colluviens du Pléistocène supérieur (**q_{dg}³**). Ces derniers se distinguent par la présence de blocs,

de pierres cassées et d'arènes mêlés à des limons et des limons sableux. Toutefois, leur développement est plus limité et leur épaisseur varie généralement entre 5 et 10 mètres.

La composition du sous-sol change radicalement lorsque l'on s'intéresse aux rives de la future retenue d'eau. La rive droite est dominée par des dépôts triasiques(t) peu perméables, formés essentiellement d'une brèche argilo-gypso-gréseuse. Sur la rive gauche, on observe une composition plus hétérogène héritée du Crétacé supérieur. Les calcaires marneux du Campanien (**C^{5b}**) côtoient des marnes du Santonien supérieur – Campanien inférieur (**C^{4b-5a}**). Cette diversité se retrouve également près de l'affluent oued Hammam, où les formations du Santonien supérieur règnent en maître. Ici, les calcaires marneux sont plus fréquents que les calcaires, témoignant d'un environnement marin ancien. A proximité immédiate du barrage, la cuvette est formée de marnes et de marnes argileuses du Santonien supérieur – Campanien inférieur (**C^{4b-5a}**).

Le forage du sous-sol du futur barrage dévoile une histoire géologique riche et complexe, stratifiée en plusieurs couches aux caractéristiques hétérogènes. Une couverture récente de 5 à 10 mètres d'épaisseur, composée de graviers, de blocs et de matériaux fins comme du sable et des limons, masque des formations bien plus anciennes. En explorant plus en profondeur, on rencontre des marnes crétacées, vestiges d'un environnement marin ancien. Cependant, leur état de conservation est loin d'être uniforme. Les forages réalisés sur la rive gauche du barrage ont identifié une zone très altérée sur les 10 premiers mètres, probablement fragilisée par des infiltrations d'eau au cours des millénaires. Heureusement, en dessous de cette zone critique, la qualité de la roche s'améliore jusqu'à une profondeur de 25-27 mètres. Cette variation d'état se traduit également par une perméabilité variable, plus élevée dans la zone altérée et plus faible en profondeur ($K_f = 0,03-0,07$ m/jour).

En poursuivant notre exploration géologique, on rencontre sur les deux versants du barrage des formations triasiques, constituées d'une brèche argilo-gypso-gréseuse. Ces roches, formées il y a des millions d'années, se distinguent par leur faible perméabilité ($q = 0-0,04$ l/min), un atout certain pour la stabilité du barrage. Le comportement du versant droit diffère quelque peu. Ici, on trouve des calcaires marneux du Campanien supérieur (C5b) qui, tout comme les formations triasiques situées en face, présentent une faible perméabilité ($q = 0,02-0,05$ l/min).

Le scénario se complique toutefois en aval du barrage. C'est là qu'apparaît une bande étroite de 100 à 150 mètres de calcaires éocènes karstiques. Ces calcaires, particulièrement perméables ($q = 1,03-1,5$ l/min) en raison de la présence de cavités et de fissures, constituent un défi pour

la construction du barrage. L'eau s'écoulant facilement à travers ces vides pourrait compromettre la stabilité de l'ouvrage. Heureusement, des bancs de marnes argileuses moins perméables ($q = 0,14-0,15$ l/min) sont parfois intercalés au sein de ces calcaires, offrant une résistance supplémentaire à l'infiltration.

Un élément supplémentaire vient complexifier la situation : la présence d'une nappe phréatique. Le niveau d'eau souterraine varie entre 14 et 18 mètres sur les pentes et descend jusqu'à 3 mètres au fond de la vallée. La pente de la nappe, inclinée à 15° degrés en rive droite et 13° degrés en rive gauche, indique un écoulement d'eau souterraine important qu'il faudra prendre en compte lors de la conception du barrage. (7)

III.3 Calcul de la filtration

Afin d'avoir une idée sur les pertes d'eau à travers la fondation du barrage et afin d'effectuer une comparaison des pertes d'eau à travers la fondation du barrage pour de différents comportements de la couche marneuse gypseuses de diapirs, les calculs de la filtration ont été mis en place pour plusieurs types de l'application des mesures anti-filtration, notamment :

- **Variante 1** — L'application de la paroi moulée d'une profondeur de 60 m en coupe centrale ; Dans le cadre de cette variante, il est effectué la modélisation pour 2 états de la couche de marne gypseuse de diapir triasique, notamment :
 - **Variante 1.1.** – La couche des marnes gypseuses de diapir triasique se comporte comme une roche compacte, inaltérée, avec $k_x=3LU$;
 - **Variante 1.2.** La couche des marnes gypseuses triasiques est altérée sur une épaisseur de 18 m (pour une période de 100 ans), avec $k_x=18LU$, tandis que le reste de cette formation diapirique n'est pas altérée, avec $k_x=3LU$.
- **Variante 2** — L'application du voile d'injection d'une profondeur de 60 m en coupe centrale et de 45 m aux deux flancs du barrage, pour les 2 cas du comportement de la formation des marnes gypseuses de diapir triasique :
 - **Variante 2.1.** – La couche des marnes gypseuses de diapir triasique se comporte comme une roche compacte, inaltérée, avec $k_x=3LU$;
 - **Variante 2.2.** La couche des marnes gypseuses triasiques est altérée sur une épaisseur de 18 m (pour une période de 100 ans), avec $k_x=18LU$,

tandis que le reste de cette formation diapirique n'est pas altérée, avec $k_x=3LU$.

Les calculs ont été mis en place pour 3 coupes en travers caractéristiques du barrage, notamment :

- Coupe I-I au flanc droit du barrage ;
- Coupe II-II dans le lit de l'oued ;
- Coupe III-III au flanc gauche du barrage.

Les calculs ont été effectués pour la réalisation du barrage jusqu'à la cote finale de 558.7 m NGA, au moyen de méthode des éléments finis, par application du paquet de logiciel GEO-SLOPE-SEEP/W de la compagnie canadienne GEO-SLOPE International. Ltd. (8)

III.4 Pertes totales des eaux à travers les fondations et le corps du barrage pour les différents concepts des variantes

III.4.1 Variante 1 : la paroi moulée de profondeur 60 m dans la coupe centrale et 5 m sur les flancs

Les caractéristiques d'infiltrations des matériaux pour la coupe I-I est représenté dans le tableau ci-après :

Tableau III.13: caractéristiques d'infiltrations des matériaux coupe I-I (APD critique)

N°	Type de matériau / zone de la coupe-type du barrage	k [m/s]	Variantes des formations diapiriques
1	Masque BA	1×10^{-12}	Variantes 1.1; 1.2
2	Zone 1	5×10^{-5}	
3	Zone 2	1×10^{-3}	
4	Zone 3	5×10^{-3}	
5	Zone 3a	1×10^{-2}	
6	Zone 4	5×10^{-2}	
7	Zone 7	1×10^{-4}	
8	Zone 8	1×10^{-3}	
9	Zone 5	1×10^{-3}	
10	Paroi moulée en béton	1.0×10^{-10}	
11	Terrasse	1×10^{-4}	
12	Alluvion	1×10^{-3}	
13	Marnes - superficielles	4.55×10^{-6}	
14	Marnes - en profondeur	3.9×10^{-6}	
15	Marnes triasiques diapiriques	3.9×10^{-7}	Variante 1.1

15'	Marnes triasiques diapiriques gypseuses transformées	1.75×10^{-6}	Variante 1.2
16	Calcaire	1.3×10^{-5}	Variantes 1.1; 1.2

Le maillage des éléments finis pour la coupe I-I est représenté dans la figure ci-après :

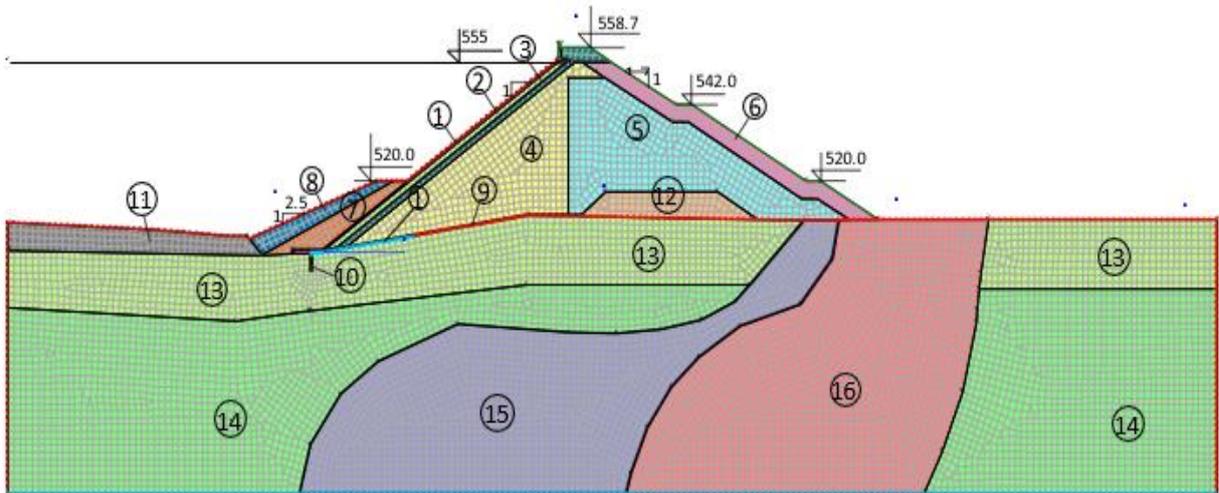


Figure III.21 : maillage des éléments finis coupe I-I variante 1.1(APD critique)

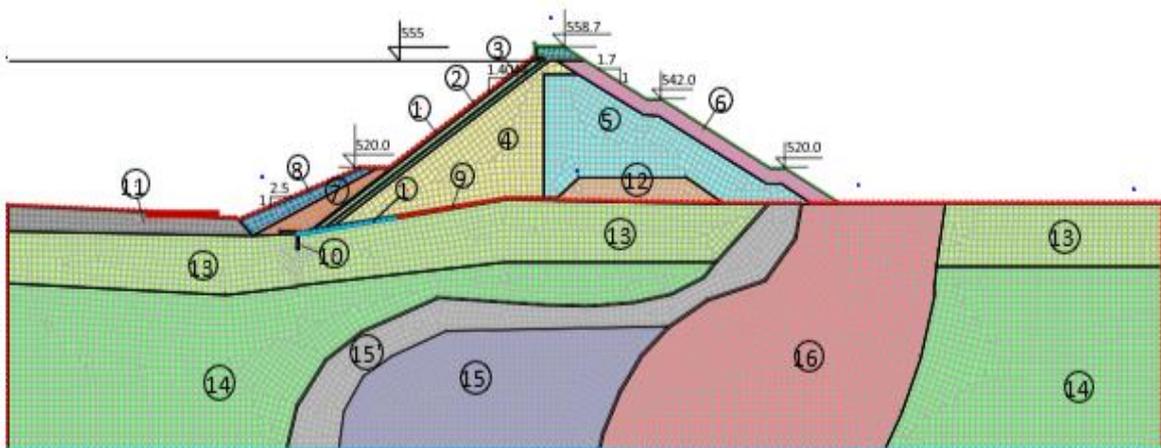


Figure III.22 : Maillage des éléments finis, coupe I-I, Variante 1.2(APD critique)

Coupe II-II

Les caractéristiques d’infiltration des matériaux pour la coupe II-II est représenté dans le tableau ci-après :

Tableau III.14 : Les caractéristiques d’infiltration des matériaux pour la coupe II-II(APD critique)

N°	Type de matériau / zone de la coupe-type du barrage	k [m/s]	Variantes formations diapiriques
1	Masque BA	1×10^{-12}	Variantes 1.1; 1.2
2	Zone 1	5×10^{-5}	
3	Zone 2	1×10^{-3}	
4	Zone 3	5×10^{-3}	
5	Zone 3a	1×10^{-2}	
6	Zone 4	5×10^{-2}	
7	Zone 7	1×10^{-4}	
8	Zone 8	1×10^{-3}	
9	Zone 5	1×10^{-3}	
10	Paroi moulée en béton	1.0×10^{-10}	
11	Alluvion	1×10^{-3}	
12	Marnes - superficielles	2.86×10^{-6}	
13	Marnes - en profondeur	2.6×10^{-6}	
14	Marnes triasiques diapiriques	3.9×10^{-7}	Variante 1.1.
14'	Marnes triasiques diapiriques gypseuses transformées	1.75×10^{-6}	Variante 1.2
15	Calcaire	1.3×10^{-5}	Variantes 1.1; 1.2

Le maillage des éléments finis pour la coupe II-II est représenté dans la figure ci-après :

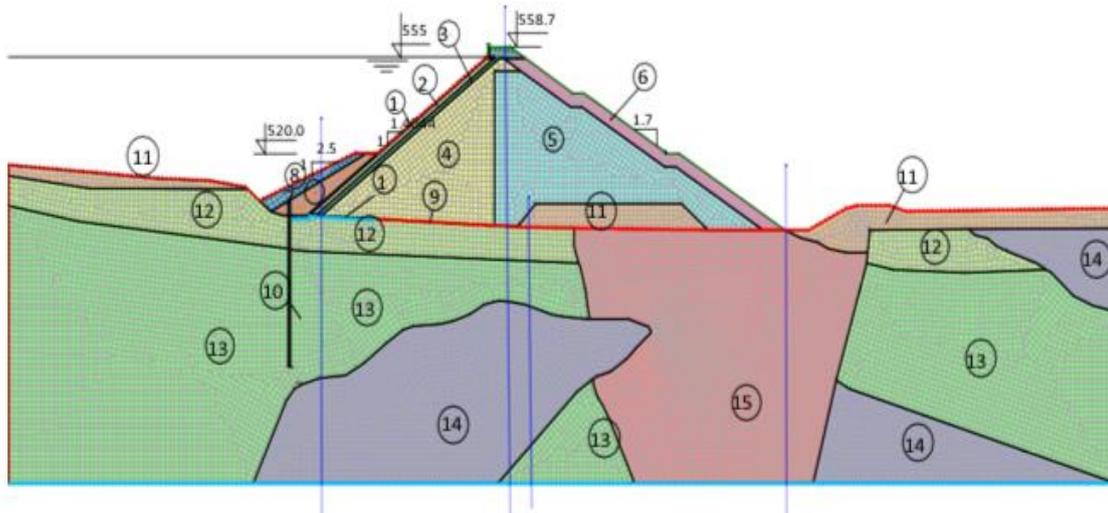


Figure III.23 : : maillage des éléments finis coupe II-II variante 1.1(APD critique)

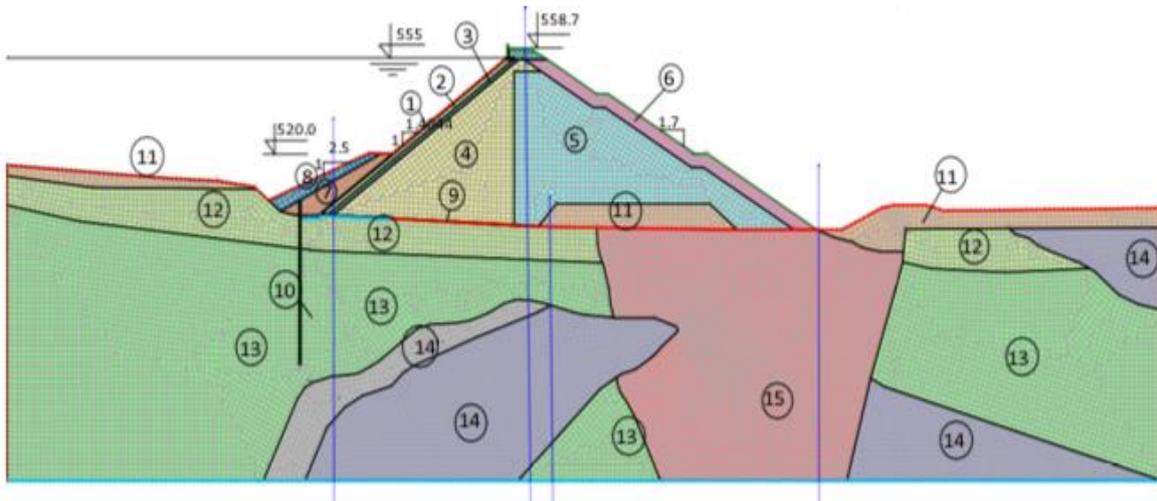


Figure III.24 : maillage des éléments finis coupe II-II variante 1.2(APD critique)

Coupe III-III

Les caractéristiques d'infiltration des matériaux pour la coupe III-III est représenté dans le tableau ci-après :

Tableau III.15 : Les caractéristiques d'infiltration des matériaux pour la coupe III-III(Apd critique)

N°	Type de matériau / zone de la coupe- type du barrage	k [m/s]	Variantes formations diapiriques
1	Masque BA	1×10^{-12}	Variantes 1.1; 1.2
2	Zone 1	5×10^{-5}	
3	Zone 2	1×10^{-3}	
4	Zone 3	5×10^{-3}	
5	Zone 3a	1×10^{-2}	
6	Zone 4	5×10^{-2}	
7	Zone 7	1×10^{-4}	
8	Zone 8	1×10^{-3}	
9	Zone 5	1×10^{-3}	
10	Dijafragma	1.0×10^{-10}	
11	Terrasse	1×10^{-4}	
12	Alluvion	1×10^{-3}	
13	Marnes - superficielles	3.25×10^{-6}	
14	Marnes - en profondeur	2.99×10^{-6}	
15	Calcaire	1.3×10^{-5}	
16	Calcaire - caverne	2.6×10^{-5}	

Le maillage des éléments fin pour la coupe III-III est représenté dans la figure ci-après :

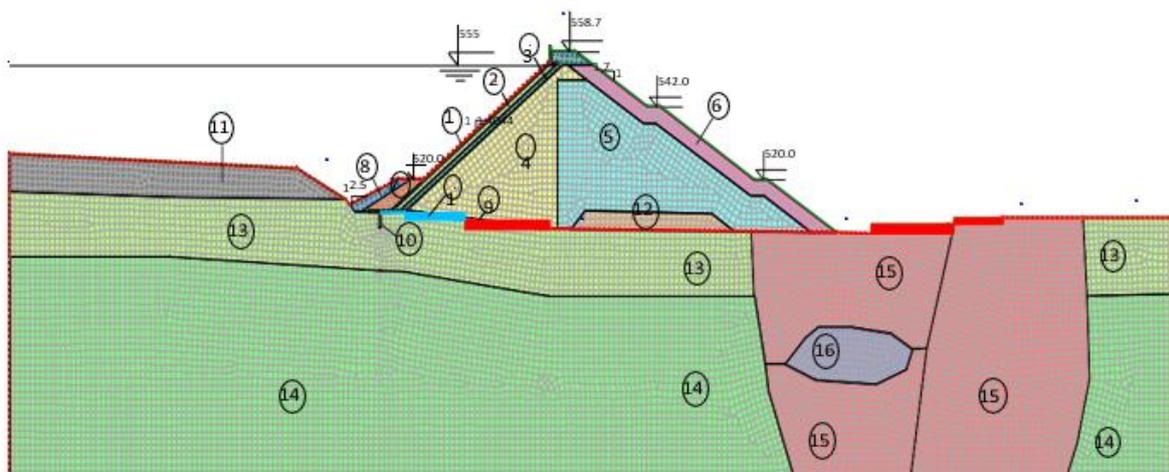


Figure III.25 : maillage des éléments finis coupe III-III variante 1.1 et 1.2(APD critique)

III.4.1.1 Résultat de calcul

Sur les figures suivantes de Figure à Figure est présentée l'image d'infiltration dans le soubassement et le corps du barrage dans les coupes-types en travers choisies I-I, II-II et III-III ainsi que les pertes d'eau y afférentes q :

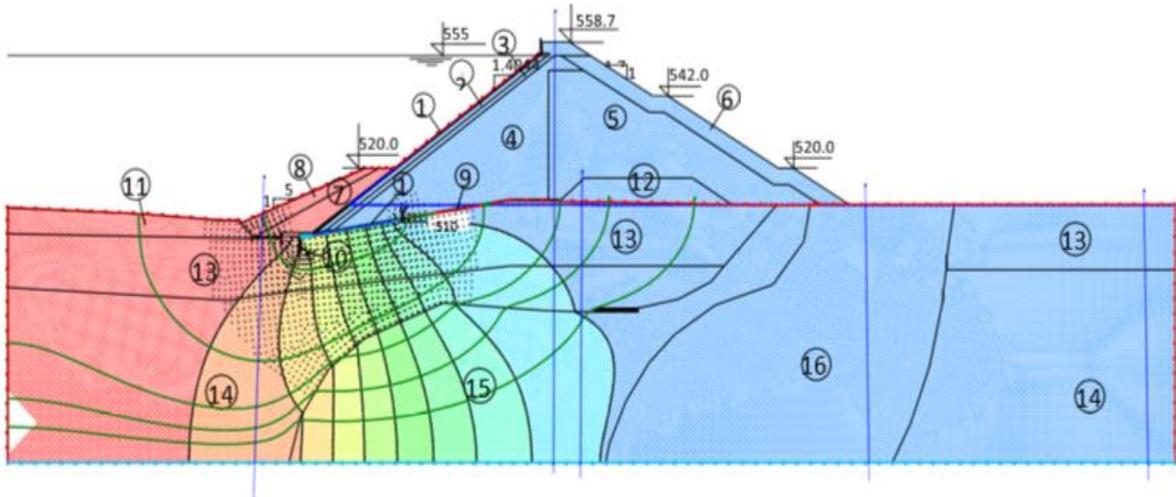


Figure III.26 : résultats des calculs coupe I-I, variante 1.1 (APD critique)

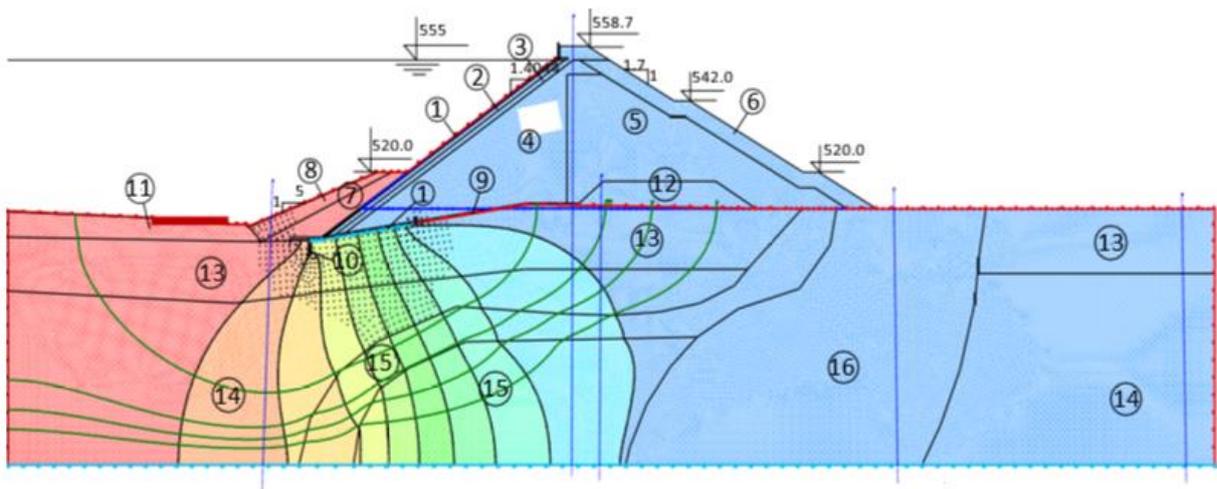


Figure III.27 : : résultats des calculs coupe I-I variante 1.2 (APD critique)

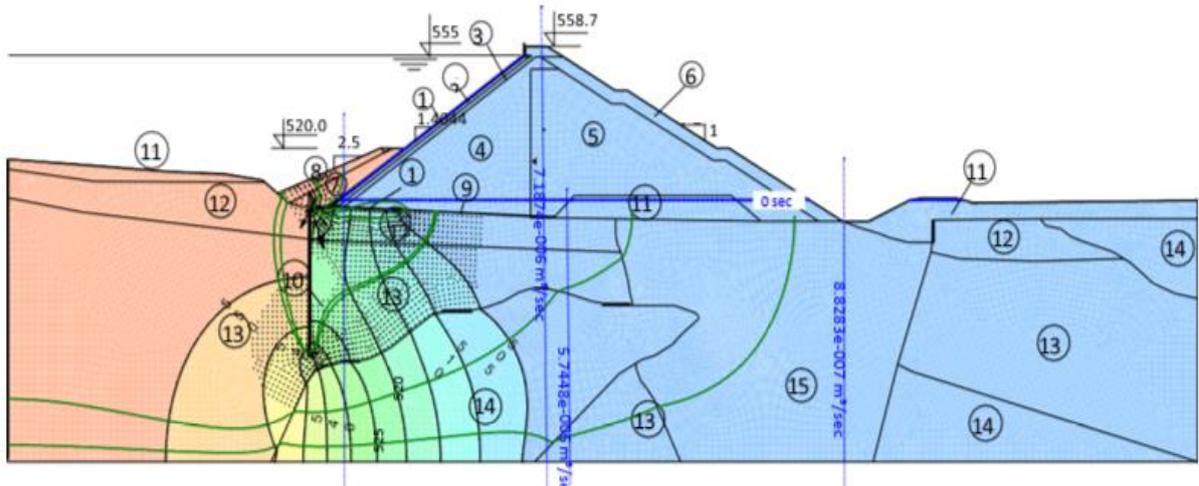


Figure III.28 : Figure : résultats des calculs coupe II-II variante 1.1(APD critique)

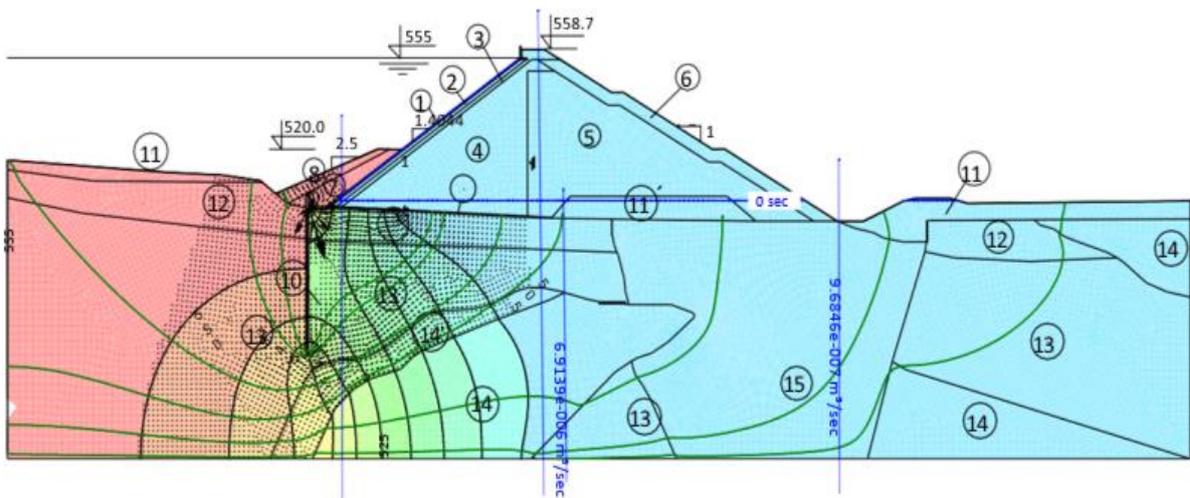


Figure III.29 : résultats des calculs coupe II-II variante 1.2(APD critique)

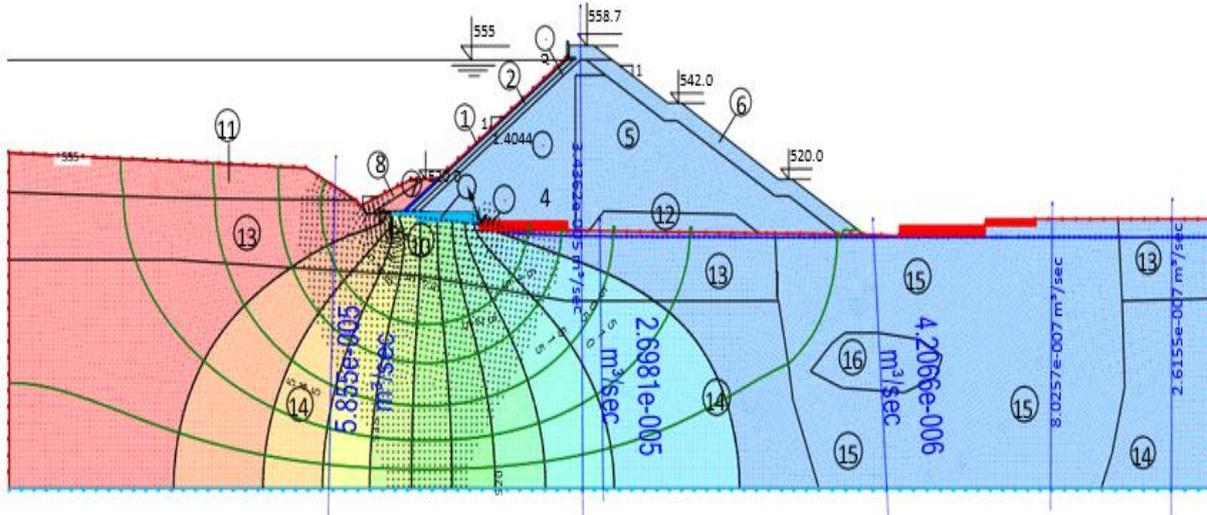


Figure III.30 : résultats des calculs coupe III-III variante 1.1 et 1.2(APD critique)

III.4.1.2 Calcul des pertes totales à travers les fondations

L'estimation des pertes totale de l'eau de la retenue au niveau du site de barrage, calculé sur la base des pertes unitaires sur 3 coupes en travers en cas de figure sans lessivage gypseux dans les formations gypsifères triasiques (**Variante 1.1**) présente :

- Dans la longueur du barrage de 90m, c'est la valeur moyenne des pertes dans les coupes I-I (flanc droit) et II-II (lit de l'oued) qui est celle de référence.
- Dans la longueur du barrage de 79 m, c'est la valeur moyenne des pertes dans les coupes II-II (lit de l'oued) et III-III (flanc gauche) qui est celle de référence.
- Sur le flanc droit du barrage, dans une longueur de 88 m ce sont les pertes unitaires calculées dans la coupe I-I (flanc droit) qui sont de référence et elles décroissent linéairement avec la diminution de l'eau dans la retenue,
- Sur le flanc gauche du barrage, dans une longueur de 98 m ce sont les pertes unitaires calculées dans la coupe III-III (flanc gauche) qui sont de référence et elles décroissent linéairement avec la diminution de l'eau dans la retenue,

Les pertes d'eau estimées par le soubassement et le corps du barrage pour le voile d'étanchéité en une rangée :

$$Q_v = \frac{q_{I-I} + q_{II-II}}{2} \times 90 + \frac{q_{II-II} + q_{III-III}}{2} \times 79 + \frac{q_{I-I}}{2} \times 88 + \frac{q_{III-III}}{2} \times 98 \quad (III.1)$$

$$Q_v = 1.62l / s = 139.74m^3 / jour = 51007.0m^3 / ans *$$

- Le débit annuel pour le niveau permanent à la cote 555.00 NGA

Où q_{I-I} , q_{II-II} et $q_{III-III}$ sont les pertes unitaires obtenues sur les coupes I-I, II-II et III-III qui représentent :

$$q_{I-I} = 0.00793 \text{ l/s/m}^2 \text{ (flanc droit)}$$

$$q_{II-II} = 0.007191 \text{ l/s/m}^2 \text{ (lit de l'oued)}$$

$$q_{III-III} = 0.003436 \text{ l/s/m}^2 \text{ (flanc gauche)}$$

En général, il ressort que les pertes totales de l'eau calculées dans toute la longueur du barrage sont comprises dans les limites admissibles.

L'estimation des pertes totales de l'eau de la retenue au niveau du site de barrage, calculé sur la base des pertes unitaires sur 3 coupes en travers en cas de figure avec un lessivage partiel dans la formation diapirique gypseuse marneuse en épaisseur de 18 m ($k_x = 18 \text{ LU}$) tandis que le reste de cette formation n'est pas modifié ($k_x = 3 \text{ LU}$) (**Variante 1.2**) présente :

- Dans la longueur du barrage de 90m, c'est la valeur moyenne des pertes dans les coupes I-I (flanc droit) et II-II (lit de l'oued) qui est celle de référence.
- Dans la longueur du barrage de 79 m, c'est la valeur moyenne des pertes dans les coupes II-II (lit de l'oued) et III-III (flanc gauche) est celle de référence.
- Sur le flanc droit du barrage, dans une longueur de 88 m ce sont les pertes unitaires calculées dans la coupe I-I (flanc droit) qui sont de référence et elles décroissent linéairement avec la diminution de l'eau dans la retenue,
- Sur le flanc gauche du barrage, dans une longueur de 98 m ce sont les pertes unitaires calculées dans la coupe III-III (flanc gauche) qui sont de référence et elles décroissent linéairement avec la diminution de l'eau dans la retenue,

Les pertes estimées d'eau par le soubassement et le corps du barrage pour le voile d'étanchéité en une rangée :

$$Q_v = \frac{q_{I-I} + q_{II-II}}{2} \times 90 + \frac{q_{II-II} + q_{III-III}}{2} \times 79 + \frac{q_{I-I}}{2} \times 88 + \frac{q_{III-III}}{2} \times 98 \quad (\text{III.2})$$

$$Q_v = 1.91l / s = 165.5m^3 / jour = 60407.0m^3 / ans *$$

- Le débit annuel pour le niveau permanent à la cote 555.00 m NGA

où q_{I-I} , q_{II-II} et $q_{III-III}$ sont les pertes unitaires obtenues sur les coupes I-I, II-II et III-III qui représentent :

$q_{I-I}=0.00976$ l/s/m' (flanc droit) ;

$q_{II-II}=0.008791$ l/s/m' (lit de l'oued) ;

$q_{III-III}=0.0034362$ l/s/m' (flanc gauche) .

En général, on peut conclure que les pertes calculées totales de l'eau dans toute la longueur du barrage sont comprises dans les limites admissibles. (8)

III.4.2 Variante 2 : Le voile d'étanchéité de profondeur de 60 m dans la coupe centrale et respectivement 45 m sur les flancs du barrage

Coupe I-I

Les caractéristiques d'infiltration des matériaux pour la coupe I-I est représenté dans le tableau ci-après :

Tableau III.16 : Les caractéristiques d'infiltration des matériaux pour la coupe I-I (APD critique)

N°	Type de matériau / zone de la coupe-type du barrage	k [m/s]	Variantes formations diapiriques
1	Masque BA	1×10^{-12}	Variantes 2.1; 2.2
2	Zone 1	5×10^{-5}	
3	Zone 2	1×10^{-3}	
4	Zone 3	5×10^{-3}	
5	Zone 3a	1×10^{-2}	
6	Zone 4	5×10^{-2}	
7	Zone 7	1×10^{-4}	
8	Zone 8	1×10^{-3}	
9	Zone 5	1×10^{-3}	
10	Voile d'injection	2.6×10^{-7}	
11	Terrasse	1×10^{-4}	
12	Alluvion	1×10^{-3}	
13	Marnes - superficielles	4.55×10^{-6}	
14	Marnes - en profondeur	3.9×10^{-6}	
15	marne triasique diapirique	3.9×10^{-7}	Variante 2.1
15'	marne triasique diapirique gypseuse transformée	1.75×10^{-6}	Variante 2.2
16	Calcaire	1.3×10^{-5}	Variantes 2.1; 2.2

Le maillage des éléments finaux pour la coupe I-I est représenté dans la figure ci-après :

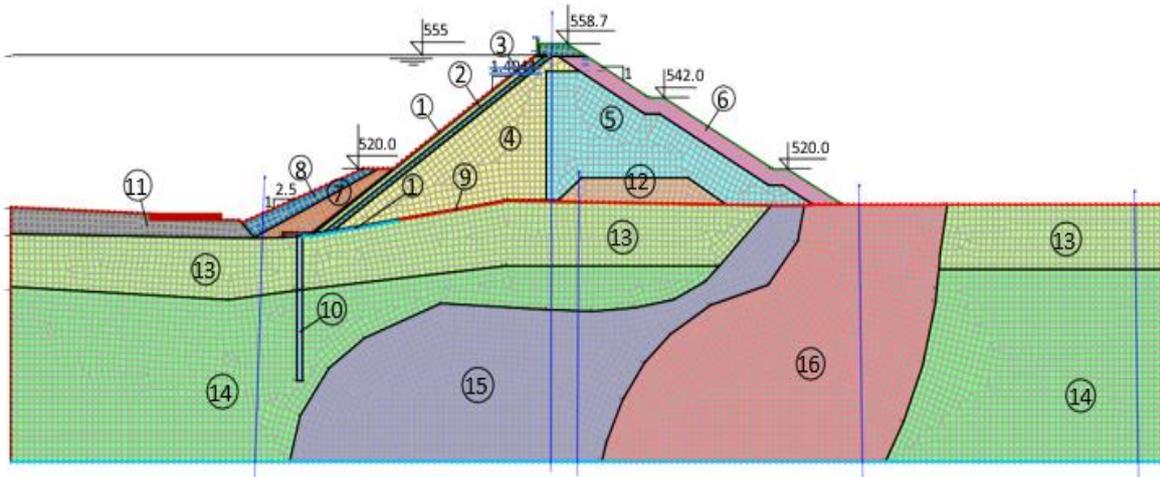


Figure III.31: maillage des éléments finis coupe I-I, variante 2.1 (APD critique)

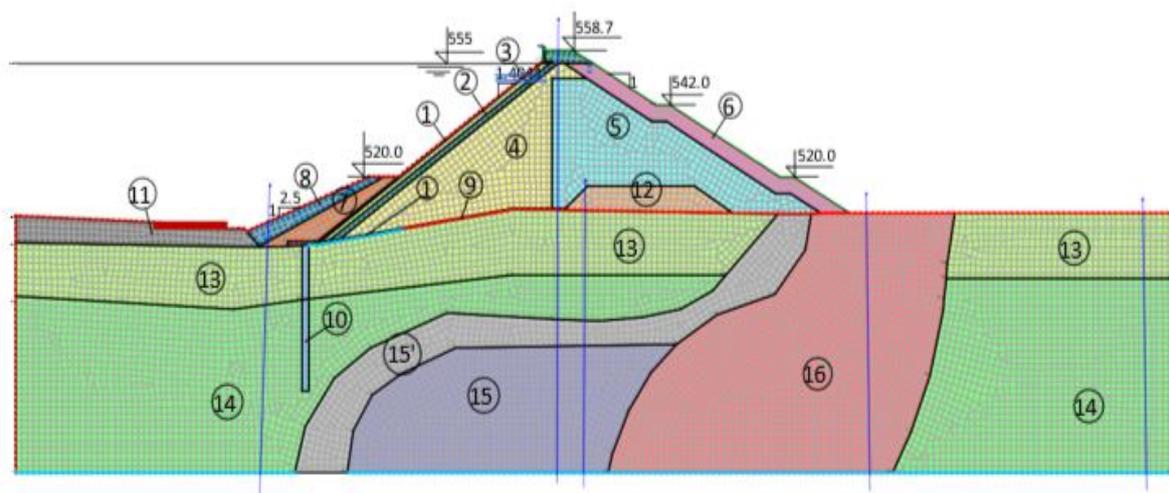


Figure III.32 : maillage des éléments finis coupe I-I, variante 2.2 (APD critique)

Coupe II-II

Les caractéristiques d'infiltration des matériaux pour la coupe II-II est représenté dans le tableau ci-après :

Tableau III.17 : Les caractéristiques d'infiltration des matériaux pour la coupe II-II5 (APD critique)

N°	Type de matériau / zone de la coupe-type du barrage	k [m/s]	Variante formations diapiriques
1	Masque BA	1×10^{-12}	Variantes 2.1; 2.2
2	Zone 1	5×10^{-5}	
3	Zone 2	1×10^{-3}	
4	Zone 3	5×10^{-3}	
5	Zone 3a	1×10^{-2}	
6	Zone 4	5×10^{-2}	
7	Zone 7	1×10^{-4}	
8	Zone 8	1×10^{-3}	
9	Zone 5	1×10^{-3}	
10	Voile d'injection	2.6×10^{-7}	
11	Alluvion	1×10^{-3}	
12	Marnes - superficielles	2.86×10^{-6}	
13	Marnes - en profondeur	2.6×10^{-6}	
14	Marnes triasiques diapiriques	3.9×10^{-7}	Variante 2.1
14'	Marnes triasiques diapiriques gypseuses transformées	1.75×10^{-6}	Variante 2.2
15	Calcaire	1.3×10^{-5}	Variante s 2.1; 2.2

Le maillage des éléments finis pour la coupe II-II est représenté dans la figure ci-après :

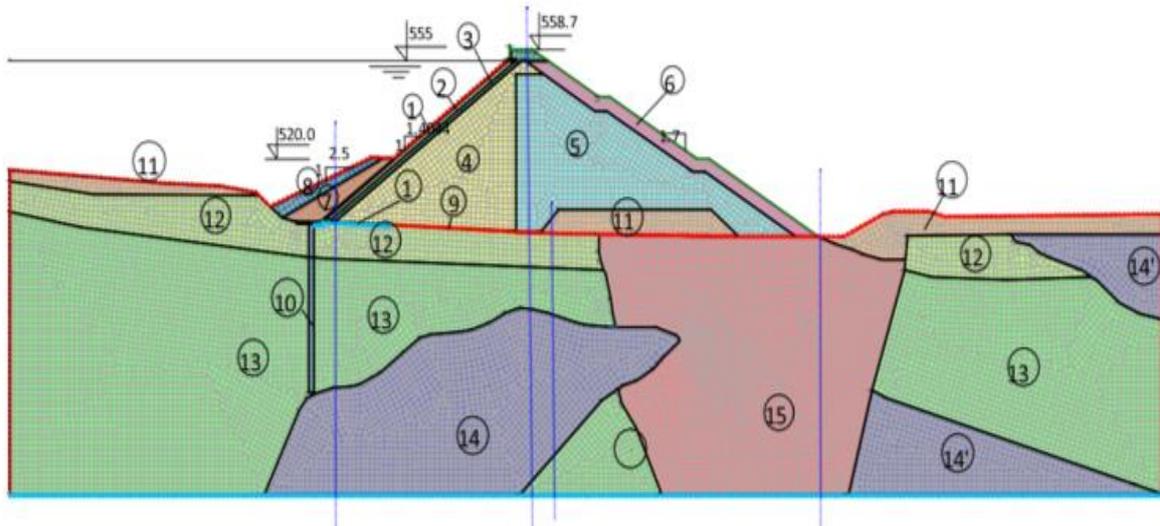


Figure III.33 : maillage des éléments finis coupe II-II variante 2.1 (APD critique)

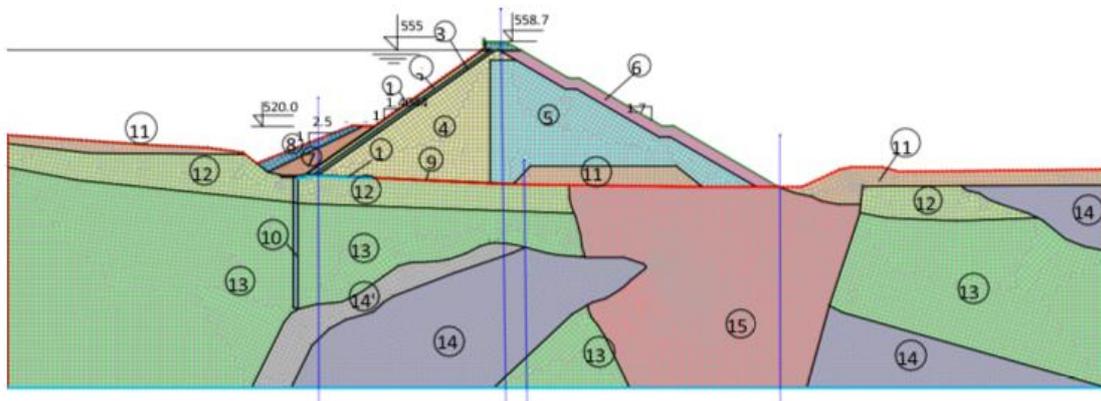


Figure III.34 : maillage des éléments finis coupe II-II variante 2.2 (APD critique)

Coupe III-III :

Les caractéristiques d'infiltration des matériaux pour la coupe III-III est représenté dans le tableau ci-après :

Tableau III.18 : Les caractéristiques d'infiltration des matériaux pour la coupe III-III (APD critique)

N°	Type de matériau / zone de la coupe- type du barrage	k [m/s]	Variantes formations diapiriques
1	Masque BA	1×10^{-12}	Variantes 2.1; 2.2
2	Zone 1	5×10^{-5}	
3	Zone 2	1×10^{-3}	
4	Zone 3	5×10^{-3}	
5	Zone 3a	1×10^{-2}	
6	Zone 4	5×10^{-2}	
7	Zone 7	1×10^{-4}	
8	Zone 8	1×10^{-3}	
9	Zone 5	1×10^{-3}	
10	Voile d'injection	2.6×10^{-7}	
11	Terrasse	1×10^{-4}	
12	Alluvion	1×10^{-3}	
13	Marnes - superficielles	3.25×10^{-6}	
14	Marnes - en profondeur	2.99×10^{-6}	
15	Calcaire	1.3×10^{-5}	
16	Calcaire - caverne	2.6×10^{-5}	

Le maillage des éléments finis pour la coupe II-II est représenté dans la figure ci-après :

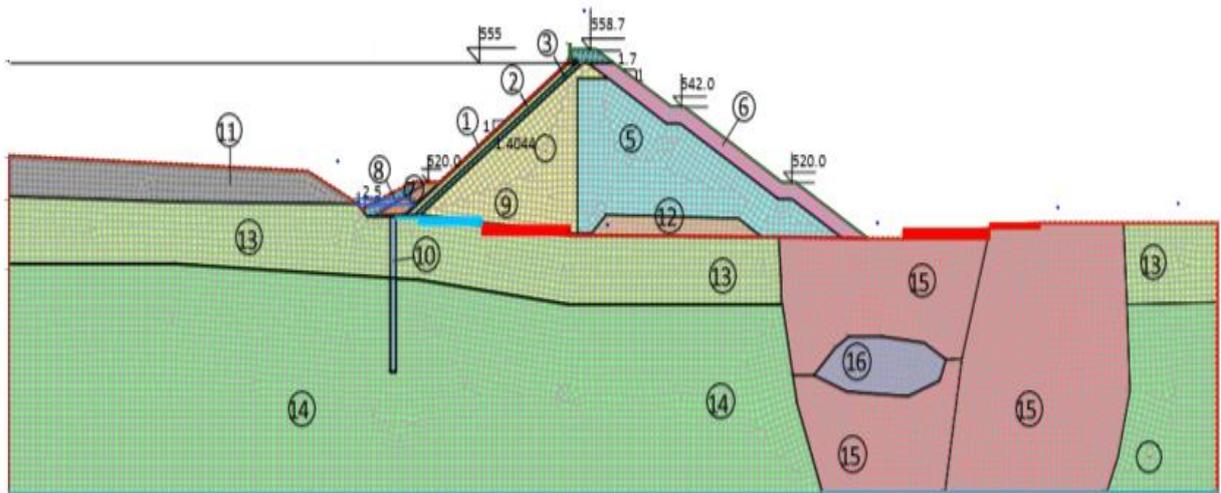


Figure III.35 : maillage des éléments finis coupe III-III variante 2.1 2.2 (APD critique)

III.4.2.1 Résultats des calculs

Sur les figures suivantes de la Figure à la Figure est présentée l'image d'infiltration dans le soubassement et le corps du barrage dans les coupes-types en travers choisies I-I, II-II et III-III ainsi que les pertes d'eau y afférentes q

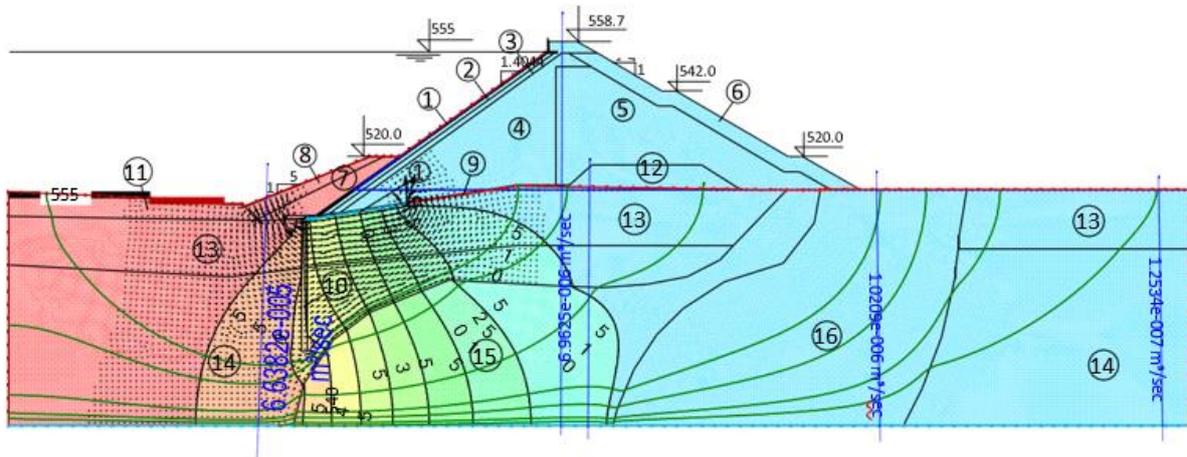


Figure III.36 : résultats des calculs coupe I-I variante 2.1 (APD critique)

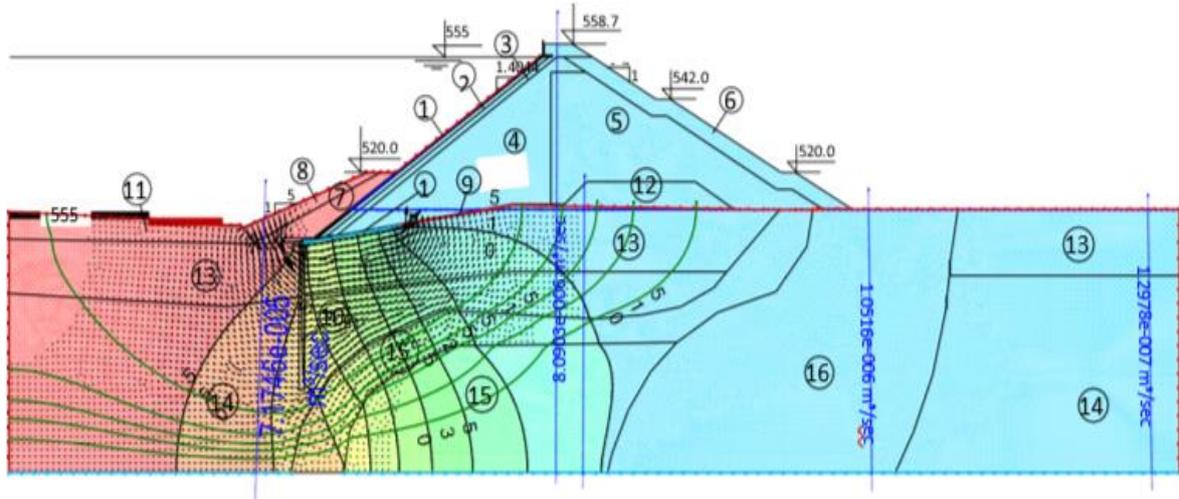


Figure III.37 : résultats des calculs coupe I-I variante 2.2(APD critique)

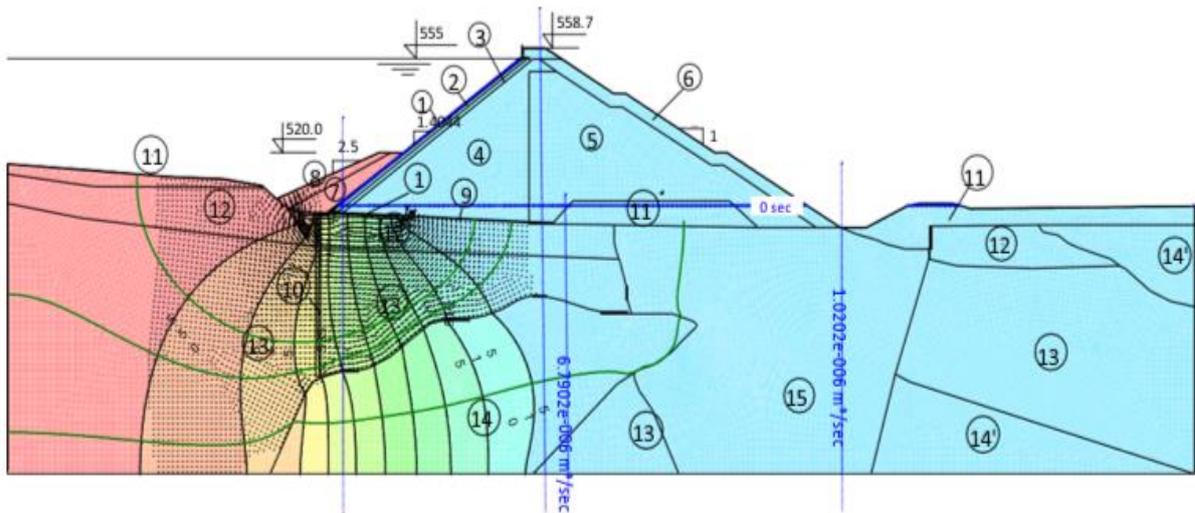


Figure III.38 : résultats des calculs coupe II-II variante 2.1(APD critique)

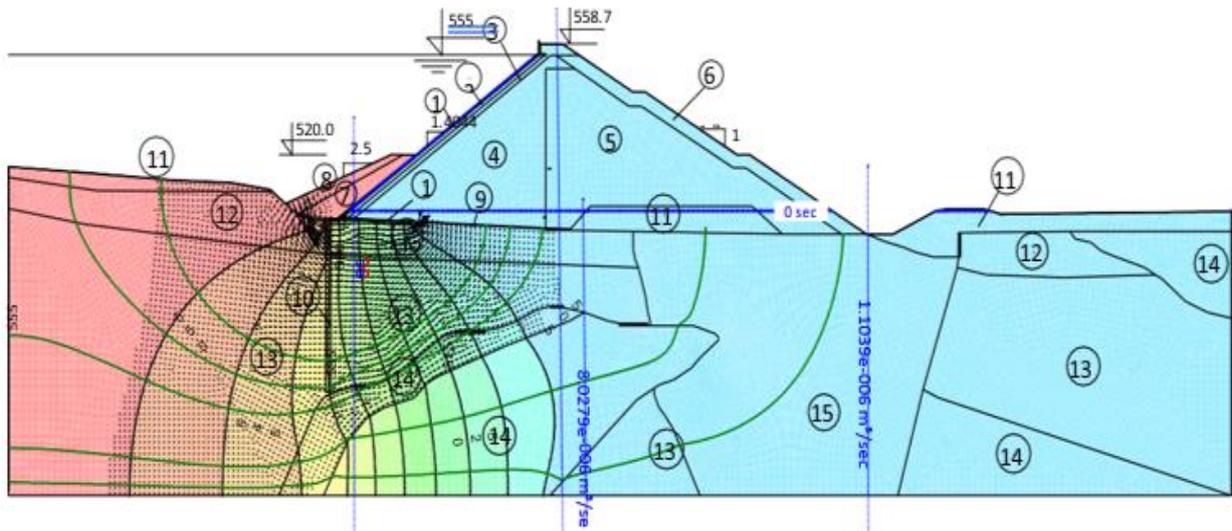


Figure III.39 : résultats des calculs coupe II-II variante 2.2(APD critique)

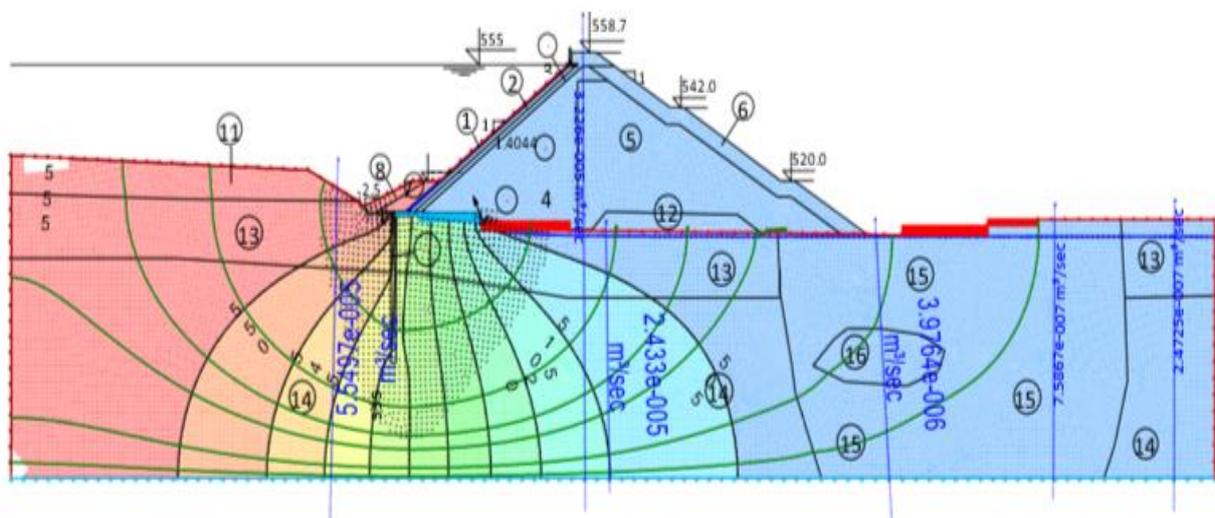


Figure 40 : résultats des calculs coupe III-III variante 2.1 et 2.2(APD critique)

III.4.2.2 Calculs des pertes totales à travers les fondations du barrage

L'estimation des pertes totales de l'eau de la retenue au niveau du site de barrage, calculées sur la base des pertes unitaires sur 3 coupes en travers en cas de figure sans lessivage gypseux dans les formations gypsifères triasiques (**Variante 2.1**) présente (8) :

- Dans la longueur du barrage de 90m, c'est la valeur moyenne des pertes dans les coupes 8 et 12 qui a le mérite.
- Dans la longueur du barrage de 79 m, c'est la valeur moyenne des pertes dans les coupes II-II (lit de l'oued) et III-III (flanc gauche) est celle de référence.

- Sur le flanc droit du barrage, dans une longueur de 88 m ce sont les pertes unitaires calculées dans la coupe I-I (flanc droit) qui sont de référence et elles décroissent linéairement avec la diminution de l'eau dans la retenue,
- Sur le flanc gauche du barrage, dans une longueur de 98 m ce sont les pertes unitaires calculées dans la coupe III-III (flanc gauche) qui sont prises en références et elles décroissent linéairement avec la diminution de l'eau dans la retenue,

Les pertes estimées d'eau par le soubassement et le corps du barrage pour le voile d'étanchéité en une rangée :

$$Q_v = \frac{q_{I-I} + q_{II-II}}{2} \times 90 + \frac{q_{II-II} + q_{III-III}}{2} \times 79 + \frac{q_{I-I}}{2} \times 88 + \frac{q_{III-III}}{2} \times 98 \quad (\text{III.3})$$

$$Q_v = 4.19 \text{ l/s} = 362.7 \text{ m}^3 / \text{jour} = 132386.0 \text{ m}^3 / \text{ans} *$$

Où q_{I-I} , q_{II-II} et $q_{III-III}$ sont les pertes unitaires obtenues sur les coupes I-I, II-II et III-III qui présentent :

$$q_{I-I} = 0.00696 \text{ l/s/m}^2 \text{ (flanc droit) ;}$$

$$q_{II-II} = 0.008562 \text{ l/s/m}^2 \text{ (lit de l'oued) ;}$$

$$q_{III-III} = 0.03226 \text{ l/s/m}^2 \text{ (flanc gauche) .}$$

Et pour la variante 2.2 :

$$Q_v = \frac{q_{I-I} + q_{II-II}}{2} \times 90 + \frac{q_{II-II} + q_{III-III}}{2} \times 79 + \frac{q_{I-I}}{2} \times 88 + \frac{q_{III-III}}{2} \times 98 \quad (\text{III.4})$$

$$Q_v = 4.44 \text{ l/s} = 383.82 \text{ m}^3 / \text{jour} = 140093.0 \text{ m}^3 / \text{ans} *$$

Où q_{I-I} , q_{II-II} et $q_{III-III}$ sont les pertes unitaires obtenues sur les coupes I-I, II-II et III-III qui présentent :

$$q_{I-I} = 0.00809 \text{ l/s/m}^2 \text{ (flanc droit)}$$

$$q_{II-II} = 0.010264 \text{ l/s/m}^2 \text{ (lit de l'oued)}$$

$$q_{III-III} = 0.03226 \text{ l/s/m}^2 \text{ (flanc gauche)}$$

III.5 Discussion sur résultats

L'analyse montre que toutes les options de voile d'étanchéité étudiées permettent de maintenir une vitesse d'infiltration très faible, minimisant ainsi le risque de dissolution du gypse. Les

perdes totales de l'eau sont comprises dans les limites admissibles pour toutes les variantes étudiées.

La paroi moulée présente des pertes d'eau plus faibles par rapport au voile d'injection, mais elle est beaucoup plus coûteuse. Le voile d'étanchéité, bien qu'il présente des pertes d'eau légèrement supérieures, est une alternative plus économique et offre une solution performante contre l'infiltration. Il est également important de noter que le coulis d'injection devra être adapté pour être efficace dans les formations gypseuses, et des essais en laboratoire seront nécessaires pour déterminer la composition exacte du coulis.

III.6 Conclusion

Le barrage de Djedra nécessite une solution d'anti-infiltration efficace et économique. La paroi moulée initialement prévue est trop coûteuse et ne tient pas compte des formations gypseuses du sous-sol.

Le voile d'étanchéité est une alternative plus performante et économique. Il consiste à injecter un coulis étanche dans le sol pour créer une barrière contre l'eau. Il est proposé de réaliser un voile d'étanchéité de 60 mètres de profondeur dans la section centrale et de 45 mètres sur les flancs, permettant également de limiter les fuites d'eau par ces derniers.

L'analyse montre que toutes les options de voile d'étanchéité étudiées permettent de maintenir une vitesse d'infiltration très faible, minimisant ainsi le risque de dissolution du gypse. De plus, ces solutions garantissent des fuites d'eau négligeables.

Le voile d'étanchéité est 4 fois moins coûteux que la paroi moulée.

Cependant, la présence de gypse impose une attention particulière. Le coulis d'injection devra être adapté à ce type de formation géologique pour assurer son efficacité. Des essais en laboratoire seront nécessaires avant d'injecter le coulis dans les zones gypseuses. La composition exacte du coulis devra être définie en fonction de la composition précise du sous-sol rencontrée lors des forages d'injection.

En conclusion, le voile d'étanchéité est la solution la plus pertinente pour l'anti-infiltration du barrage de Djedra.

Chapitre IV : Etude de la stabilité

IV.1 Introduction

Les barrages en enrochements, qui sont des structures massives composées de blocs rocheux et d'un noyau imperméable, doivent répondre à des exigences élevées en matière de stabilité et de sécurité. Plusieurs facteurs déterminent la stabilité d'un barrage en enrochements, y compris les caractéristiques géologiques du site, la qualité des matériaux, et la conception structurelle. Par conséquent, l'étude de la stabilité d'un barrage en enrochements comprend l'évaluation de plusieurs paramètres, notamment la résistance au glissement et la stabilité des pentes et la réaction du barrage aux charges hydrauliques et sismiques. La résistance au glissement est diagnostique de la stabilité du barrage car elle indique la capacité de la structure à résister à la destruction sous l'effet des forces de cisaillement associées à l'eau et à d'autres charges externes. La stabilité des pentes, quant à elle, concerne la prévention des glissements de terrain et des éboulements qui pourraient compromettre l'intégrité du barrage.

IV.2 Modèle de calcul

Plaxis est un logiciel de modélisation par éléments finis (FEM) spécifiquement conçu pour les analyses géotechniques. Il permet de simuler divers phénomènes géomécaniques en tenant compte des interactions sol-structure, des conditions de drainage, et des effets dynamiques tels que les séismes.

IV.3 Étapes de la modélisation avec Plaxis

IV.3.1 Définition du modèle géométrique :

Géométrie du terrain : Création du profil géométrique du site à étudier, incluant les couches de sol et les structures présentes.

Conditions aux limites : Définition des limites du modèle pour représenter les conditions réelles du site.

Propriétés des matériaux :

Caractéristiques des sols : Attribution des propriétés mécaniques et hydrauliques des différentes couches de sol (module de Young, coefficient de Poisson, cohésion, angle de frottement, perméabilité, etc.).

Modèles de comportement : Choix des modèles constitutifs appropriés pour chaque type de sol (Mohr-Coulomb, Hardening Soil, Soft Soil, etc.).

- **Conditions initiales et chargements :**
 - **Conditions initiales de contrainte** : Définition des contraintes initiales dans le sol avant toute perturbation.
 - **Scénarios de vidange** : Modélisation de la vidange en ajustant les conditions de drainage et les pressions interstitielles.
 - **Charges sismiques** : Application des enregistrements sismiques ou des fonctions d'accélération pour simuler les effets dynamiques des séismes.

- **Maillage du modèle :**

Maillage fin : Utilisation d'un maillage adapté pour garantir une précision élevée dans les zones critiques, tout en optimisant le temps de calcul.

- **Calculs et analyses :**
 - **Analyse statique** : Évaluation des conditions de stabilité sous charges statiques.
 - **Analyse dynamique** : Simulation des effets sismiques pour analyser les réponses dynamiques du sol et des structures.
 - **Critères de stabilité** : Utilisation de critères de rupture et de déformation pour évaluer la stabilité globale du site.

- **Résultats et interprétation**
 - **Déplacements et déformations** : Visualisation des déplacements et des déformations du sol et des structures sous les différentes conditions de charge.
 - **Pressions interstitielles** : Analyse des variations de pressions interstitielles au cours des scénarios de vidange et sous l'effet des séismes
 - **Facteur de sécurité** : Calcul du facteur de sécurité pour évaluer la marge de sécurité du site en conditions normales et perturbées. (9)

IV.4 Stabilité du barrage Djedra

IV.4.1 Géométrie de modèle

La géométrie de modèle est représentée sur la figure ci-après :

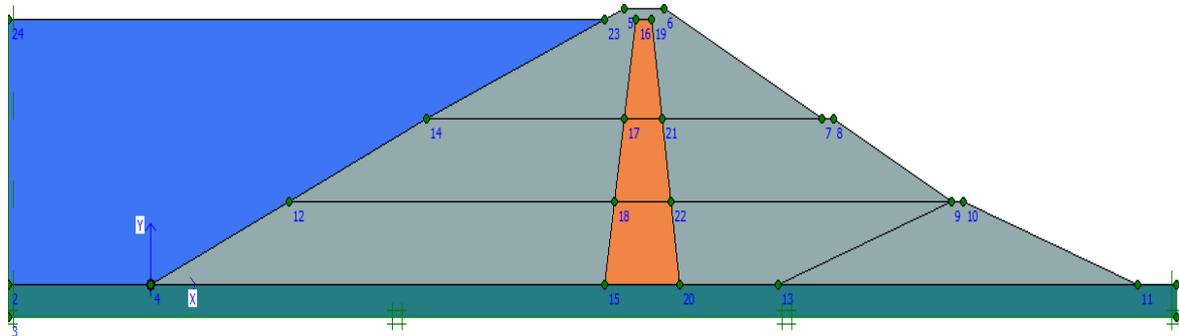


Figure IV.41 : géométrie de modèle

Le tableau représente les caractéristiques des matériaux :

Tableau IV.19 : Caractéristique des matériaux

/	Base de la digue	Noyau	Digue
Type	Drainé	Non drainé	Drainé
γ_{unst} (KN/m ³)	22	16	15
γ_{sat} (KN/m ³)	22	18.5	18
$K_x = k_y$ (m/j)	8.64	0.01	$1 \cdot 10^{-4}$
ν	0.25	0.33	0.33
E_{ref} (KN/m ²)	10000	10000	1000
C_{ref} (KN/m ²)	1	4	5.5
Φ (°)	35	25	24
Ψ (°)	5	0	0

Où :

γ_{unst} : densité sèche (KN/m³) ;

γ_{sat} : densité immergée (KN/m³) ;

$K_x = k_y$: perméabilité horizontale et verticale (m/j) ;

ν : coefficient de poisson ;

E_{ref} : module de déformation de référence (KN/m²) ;

C_{ref} : cohésion de référence (KN/m²) ;

Φ : angle de frottement interne (°) ;

Ψ : angle de dilatation (°).

IV.4.2 Maillage de modèle

Le maillage du modèle est représenté dans la figure ci-après :

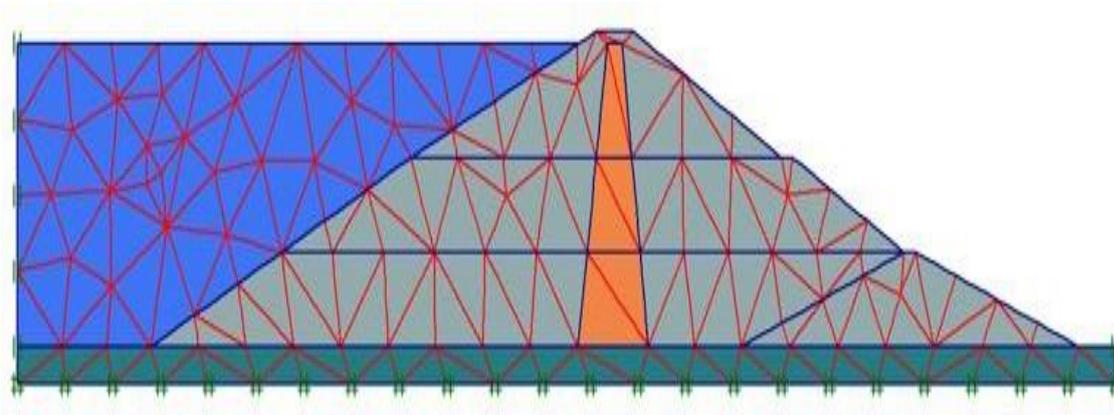


Figure IV.42 : maillage du modèle

IV.4.3 Conditions initiales

Il est nécessaire de créer des pressions interstitielles dans les conditions initiales, tout comme les conditions initiales.

Étant donné que le talus n'est pas horizontal, il est impossible de générer les contraintes initiales en utilisant les coefficients K01 : il est nécessaire d'effectuer une étape de chargement préalable afin d'appliquer la gravité au modèle.

Le poids volumique de l'eau et une ligne phréatique générale sont déterminés à l'aide de la fonction initiale conditions. Étant donné que les pressions interstitielles ne seront pas prises en compte, le niveau initial de la nappe phréatique se situe à 46,61m de la surface.

La définition de la nappe dans la figure ci-après :

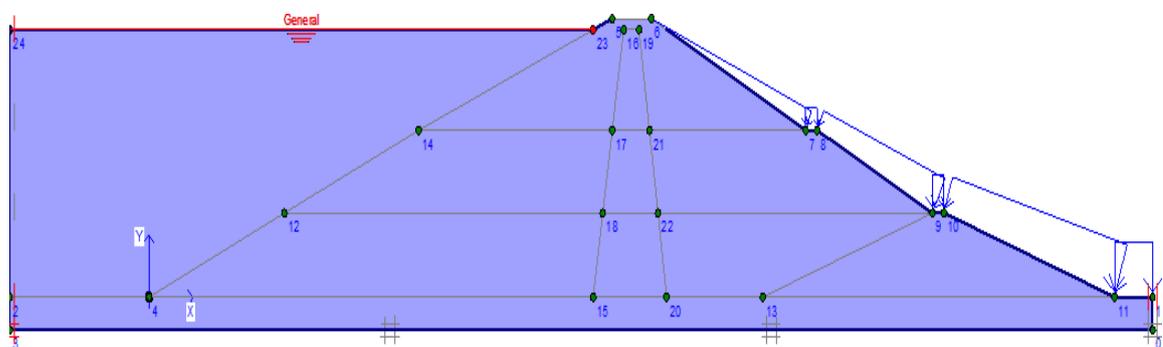


Figure IV.43 : définition de la nappe

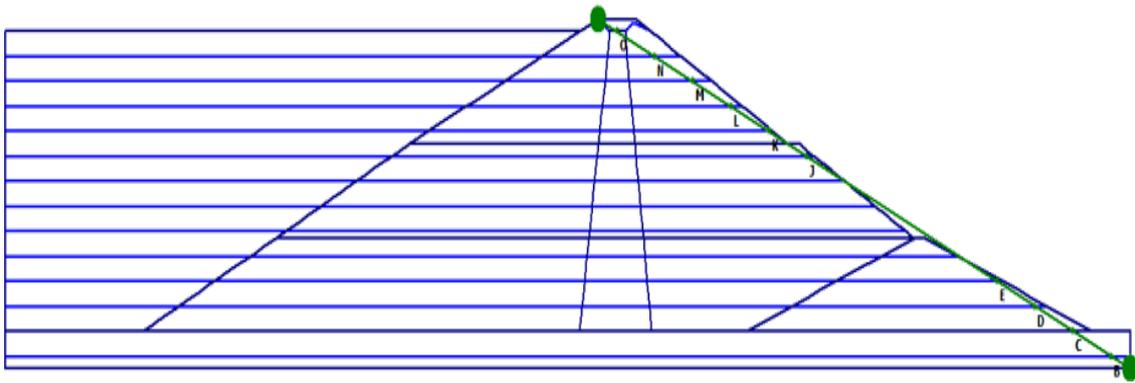


Figure IV.44 : Génération des pressions interstitielles

Les pressions inertielles d'une valeur de 506.17 KN/m²

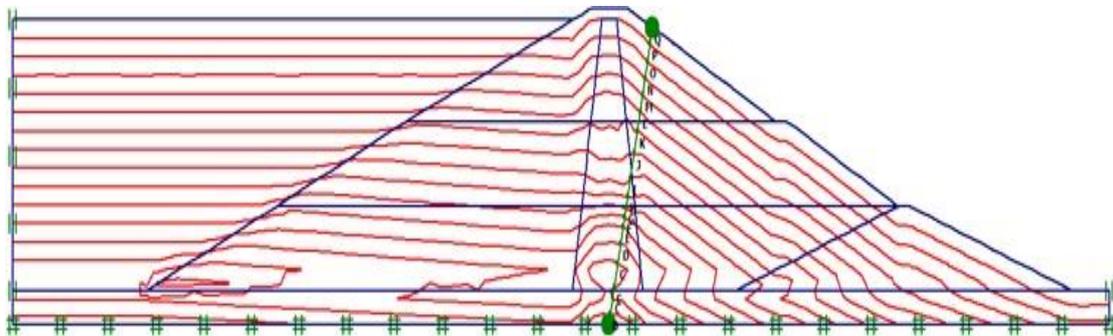


Figure IV.45 : contrainte effective

Le déplacement de contrainte effective d'une valeur de 314.65 KN/m²

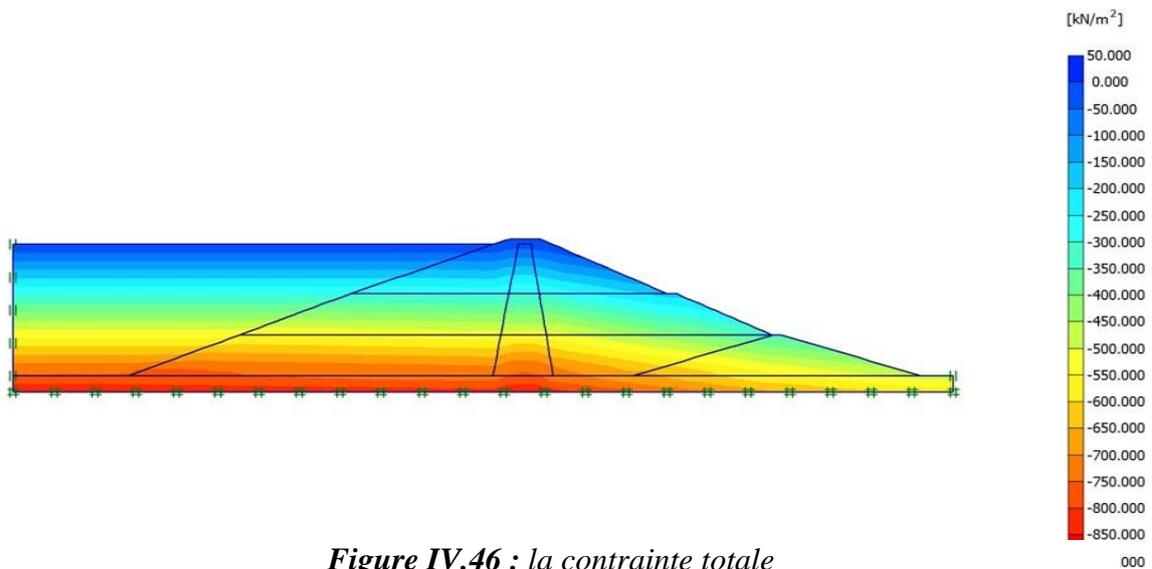


Figure IV.46 : la contrainte totale

Contrainte totale = contrainte effective + pression interstitielle

Donc le déplacements totale maximum égale à 854.65 KN/m²

IV.4.4 Procédure de calcul

Le calcul du modèle de référence se fait en 6 phases :

Phase 1 : Application de la gravité

- Calcul plastique avec l'option "Ignorer le comportement non drainé" activée.
- Entrer les poids des multiplicateurs totaux de sorte que leur somme soit égale à 1.
- Sélectionner des points de suivi des déplacements en tête et au pied du talus.

Phase 2 : Calcul du coefficient de sécurité dans les conditions initiales

- Calcul phi-c réduction.
- Activer les options "Rest displacements to zero" et "Ignore undrained behavior".
- Accepter l'incrément standard $Msf = 0.1$.

Phase 3 : Vidange rapide non drainée

- Calcul plastique en choisissant la phase 1 comme phase initiale.
- Désactiver l'option "Ignore undrained behavior".
- Activer l'option "Rest displacements to zero".
- Définir une limite imperméable à la base et sur le côté droit du modèle.
- Dessiner une nappe phréatique et lancer le calcul "groundwar calculation".

Phase 4 : Coefficient de sécurité en vidange rapide

- Calcul phi-c reduction.
- Activer l'option "Rest displacements to zero".
- Accepter l'incrément standard $Msf = 0.1$.

Phase 5 : Vidange lente drainée

- Même démarche que la phase 3, mais activer l'option "Ignore undrained behavior".

Phase 6 : Coefficient de sécurité en vidange lente

- Même démarche que la phase 4, mais en partant de la phase 5.

IV.4.5 Résultats

Une fois que les calculs ont été lancés à l'aide du bouton **calculer**, il est possible d'examiner les résultats pour chaque étape.

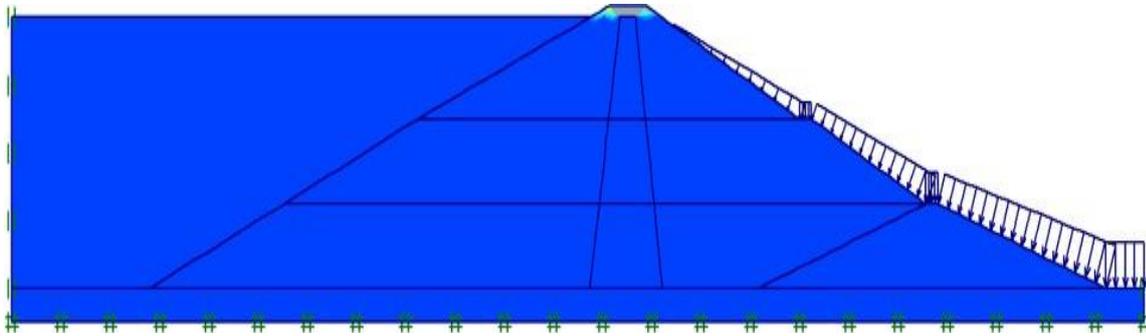


Figure IV.47 : contrainte initiale

Vidange rapide

La condition de déformation à volume constant est vérifiée afin de détecter les surpressions interstitielles

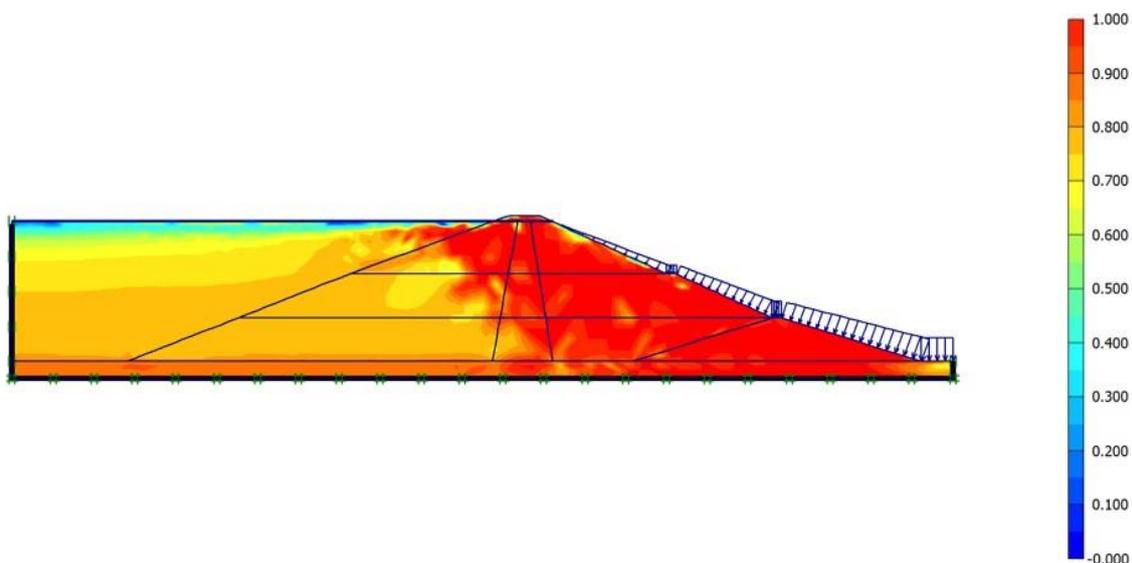


Figure IV.48 : formation de surpressions interstitielles causées par une vidange rapide

Sécurité en fin de vidange

Le seul facteur significatif dans un calcul de phi-réduction est l'aspect du champ des incréments de déplacements. Elle donne un aperçu du processus de rupture qui serait obtenu à l'aide d'un canal traditionnel de type équilibre limite pour des surfaces de rupture circulaire.

La figure ci-après représente Incréments des déplacements après calcul de coefficient de sécurité ;

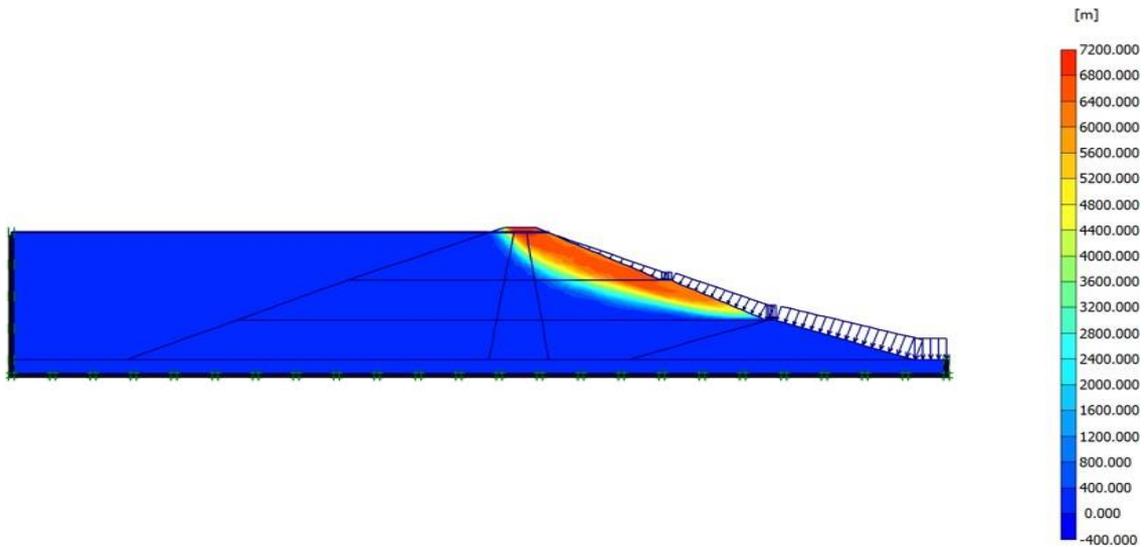


Figure IV.49 : Incréments des déplacements après calcul de coefficient de sécurité

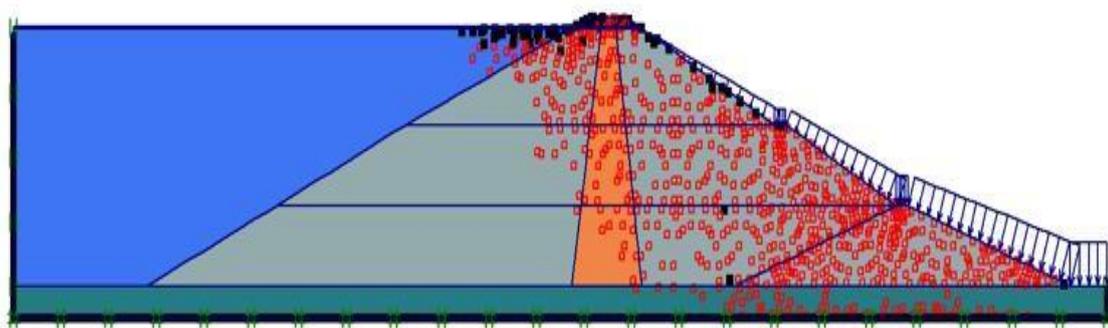


Figure IV.50 : Plastique points

IV.4.6 Les valeurs des coefficients de sécurité

Dans les conditions initiales (le barrage est vide), le coefficient de sécurité calculé pour ce talus est de 1,27, ce qui suggère que notre barrage est stable $F_s > 1.2$.

Pendant la vidange lente et après le remplissage, nous constatons une variation au niveau du talus, ce qui est représenté par un F_s de 1.27.

Finalement, lorsqu'il s'agit de vidange rapide, le coefficient de sécurité devient $F_s = 1,28$

IV.5 Conclusion

Dans toutes les conditions simulées, le barrage étudié montre une stabilité satisfaisante, avec des coefficients de sécurité supérieurs au minimum acceptable de 1.2. Toutefois, les mouvements importants du talus observés lors de la vidange lente et rapide indiquent une marge de sécurité assez limitée et un risque potentiel de rupture en cas d'événements extrêmes.

Le barrage doit donc être surveillé de près pendant son exploitation et des études supplémentaires sont nécessaires pour mieux comprendre son comportement à long terme. Il est conseillé de réaliser des mesures in situ des pressions interstitielles et des déformations du talus, de réaliser des simulations numériques en prenant en compte des événements extrêmes, ainsi que d'analyser la sensibilité du modèle aux paramètres d'entrée.

L'étude dynamique du barrage afin d'évaluer sa réaction aux séismes est également nécessaire. En résumé, même si le barrage maintient une stabilité acceptable pour le moment, il est essentiel de maintenir une surveillance et des enquêtes approfondies afin d'assurer sa sécurité à long terme et de réduire les risques de rupture.

Conclusion générale

Le projet de barrage de Djedra représente une entreprise complexe et multidimensionnelle qui requiert une compréhension approfondie des interactions entre les éléments géologiques et hydrologiques du site. Cette étude a permis de mettre en lumière les défis et les opportunités associés à la construction d'un barrage dans un environnement caractérisé par une diversité géologique et des conditions hydrologiques variées.

Les résultats de simulations montrent une stabilité satisfaisante dans toutes les conditions simulées, avec des coefficients de sécurité supérieurs au minimum acceptable et ont démontré que les solutions envisagées permettent de minimiser les risques de fuites et de dissolution du gypse, garantissant ainsi la stabilité et la sécurité du barrage. Néanmoins, ces mêmes résultats soulignent la nécessité d'une surveillance constante et d'études approfondies pour comprendre le comportement du barrage à long terme et apprendre à l'entretenir correctement, notamment face aux événements extrêmes tels que les séismes.

Le barrage, de type enrochements avec un masque amont en béton armé, a une hauteur maximale de 65 m, une longueur en crête de 425 m et une largeur de 8 m. Les ouvrages annexes incluent un évacuateur de crues en forme de tulipe sur la rive droite, un tunnel de dérivation de 200 m, et des prises d'eau avec une vanne papillon DN800, assurant un débit nominal de 380 l/s pour l'AEP et 60 l/s pour l'irrigation. La vidange de fond se situe à une cote de 512 m NGA avec deux conduites DN800 et un débit maximal de 20 m³/s.

Ce projet de barrage, s'il est mené avec les précautions nécessaires, pourrait non seulement sécuriser l'approvisionnement en eau de la région mais également servir de modèle pour des projets similaires dans des contextes géologiques et hydrologiques comparables. Avec ses trente-cinq millions de mètre cube (35 million m³) et ses solutions anti-filtration adaptées et économiques, le barrage de Djedra représente une réponse viable aux besoins en eau de la wilaya de Souk Ahras qui est de nature agro-pastoral comptant plus de trois cent onze mille mètre carré de terre agricole dont environs vingt pour cent (20%) reste improductive pour plusieurs raisons dont le manque de ressource en eau, évolution démographique importante (environ cinq cent mille habitants en 2024 pour quatre cent cinquante mille en 2014) (11)

Toutefois, il est crucial de maintenir une surveillance rigoureuse et de réaliser des investigations continues pour assurer la sécurité et la durabilité de cette infrastructure stratégique.

Références bibliographiques

1. **Comité français des barrages et reservoirs.** [En ligne] <https://www.barrages-cfbr.eu/>.
2. **ZARUBEZHODSTROY.** ANBT , Avant projet détaillé , Etude geologie et geotechnique. moscou : s.n., 2003.
3. **A.DOMZIG.** Deformation actif et récente et structuration tectono-sedimentaires de la marge sous marine algérienne . *These doctorat* . s.l. : Université de Bretagne Occidentale, 2006.
4. **ZARUBEZHODSTROY.** ANBT ,Avant projet détaillé , Etude hydrologique. Moscou : s.n., 2003.
5. **GRICHINE.** construction hydrauliques. s.l. : Ecole superieur Moscou 615 P, 1979.
6. **L.HOUICHI.** Ouvrage d'evacuation . *These doctorat en science*. Université de Batna : s.n., Juin 2007.
7. **A.MENSARIA.** Application de la Télédetection à l'étude de l'érosion hydrique dans les bassins versants frontiers de la Medjerda et le Mellegue. *These Doctorat ENSH*. Blida : s.n., 2022.
8. **ENRGOPROJEKT.** ANBT ,travaux anti-filtration en dessous du barrage de Djedra. *APD critique*. Belgrad : s.n., 2016.
9. **Y.AOUATI, M.RAHIM.** Modélisation des essais géotechniques par le logiciel plaxis. *Memoire de fin d'étude*. Université de Guelma : s.n., 2015.
10. [En ligne] <https://www.interieur.gov.dz>.

Fiche technique du barrage

I. LOCALISATION		
Cours d'eau :	Djedra	
Commune :	Souk Ahras	
Wilaya :	Souk Ahras	
Région :	Sud-Ouest Souk Ahras	
Longitude :	36°17'29''N	
Latitude :	8°0'16''E	
DESIGNATION	UNITE	CARACTÉRISTIQUES
II. CARACTÉRISTIQUES HYDROLOGIQUES		
Bassin versant Djedra	Km ²	119
Précipitations annuelles Djedra	mm	780
Apports moyen annuel Djedra	Hm ³	30
Superficie BV affluent Hammam	Km ²	43
Superficie BV affluent Akiba	Km ²	76
Crue naturelle de probabilité 0.1% - Djedra	m ³ /s	915
Crue naturelle de probabilité 5% – Hammam	m ³ /s	157
Crue naturelle de probabilité 5% - Akiba	m ³ /s	210
III. CARACTÉRISTIQUES DE LA RETENUE		
Cote de la retenue normale RN	m NGA	555

Fiche technique du barrage

Cote de la retenue maximale PHE	m NGA	585.15
Surface a la cote de la retenue normale	Ha	180.80
Capacité a la cote de la retenue normale	Hm ³	35.25
Cote de la tranche morte	m NGA	522
Volume de la tranche morte	Hm ³	3.50
Volume utile de la retenue	Hm ³	31.75
IV. CARACTÉRISTIQUES PRINCIPALES DU BARRAGE		
Type	-	Barrage en enrochements à masque amont en béton armé
Hauteur maximale du barrage	m	65
Cote de la crête	m NGA	559.30
Longueur du barrage en crête	m	425
Largeur du barrage en crête	m	10
Fruits du talus amont	-	1V/1.4H
Fruits du talus aval	-	1V/1.7H et 1 /1.6
Cote du mur parapet	m NGA	560.41

Fiche technique du barrage

V. OUVRAGES ANNEXES

Ouvrages d'évacuation d'eau

Type	-	Evacuateur de crues en puits de forme tulipe
Emplacement	-	Rive droite
Débit maximal	m^3/s	703.01
Hauteur de lame d'eau versante	m	3.15
Diamètre	m	22.5
Tunnel de dérivation	m	200

Ouvrages de prises

Type	-	Une conduite verticale en acier DN800 ensuite elle sera devisée en deux conduite DN600 au niveau de radier
Emplacement	-	A l'intérieure de la prise d'eau ensuite dans le radier du tunnel
Nombre de prises	-	03
Niveaux des prises d'eau	m NGA	519-531-543
Vannes	-	Vanne papillon DN800
Débit nominal pour l'AEP	l/s	380
Débit nominal pour l'irrigation	l/s	60

Fiche technique du barrage

Vidange du fond		
Niveau de la vidange du fond (cote de seuil)	m NGA	512
Nombres de conduites	-	2 conduites DN800
Débit maximale	m ³ /s	20

Annexe I : Sommes mensuelles, saisonnières et annuelles des précipitations en mm (ANBT)

NN	Années	IX	X	XI	XII	I	II	III	IV	ΣIX-IV	V	VI	VII	VIII	Σ V-VIII	Année
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1	1910-11	—	—	—	—	77,0	74,0	117,5	56,5	—	56,5	12,5	25,5	0,5	95,0	—
2	1911-12	33,5	71,9	125,5	99,0	38,2	42,1	47,0	65,4	522,6	16,2	50,2	1,2	22,0	89,6	612,0
3	1912-13	79,6	26,0	136,0	86,7	58,8	144,7	16,0	47,5	595,3	16,5	0,0	0,0	8,0	24,5	619,8
4	1913-14	0,0	126,0	22,0	70,5	110,0	219,0	84,0	22,0	653,5	48,0	0,0	12,0	11,0	71,0	724,5
5	1914-15	39,0	19,5	83,5	67,0	176,1	125,0	102,0	155,0	767,1	42,0	34,0	0,0	22,7	98,7	865,8
6	1915-16	82,0	49,5	78,0	189,0	72,0	118,0	36,5	135,5	760,5	64,5	4,5	0,0	0,0	69,0	829,5
7	1916-17	32,0	46,0	139,5	9,5	93,5	99,0	67,5	34,0	521,0	116,3	52,7	0,0	0,0	169,0	690,0
8	1917-18	0,0	35,1	199,0	33,0	25,0	41,0	89,7	71,0	493,8	95,6	8,4	0,0	0,0	104,0	597,8
9	1918-19	2,4	0,0	87,5	97,5	129,0	34,0	60,0	79,0	489,4	133,0	15,0	0,0	7,0	155,0	644,4
10	1919-20	23,0	2,7	80,0	172,0	71,0	110,0	102,0	77,0	637,7	13,0	11,5	0,0	10,5	35,0	672,7
11	1920-21	53,7	40,8	61,5	87,9	97,7	39,0	79,1	207,7	667,4	167,1	21,4	6,7	50,0	245,2	912,6
12	1921-22	46,0	45,7	46,2	150,8	174,4	101,0	3,1	4,2	571,4	6,0	12,0	0,0	1,0	19,0	590,5
13	1922-23	39,6	25,2	84,5	96,7	191,9	170,9	209,0	56,9	874,7	14,0	19,9	12,0	0,3	46,2	920,9
14	1923-24	10,6	12,0	19,3	144,7	149,4	85,6	71,1	15,4	508,1	31,6	8,3	2,0	10,0	51,9	560,0
15	1924-25	9,8	25,0	59,2	132,7	22,6	75,4	28,5	109,0	462,2	89,3	7,8	0,6	3,5	101,2	563,4
16	1925-26	70,3	102,5	85,7	43,0	156,5	160,1	59,5	65,8	743,4	57,3	3,9	45,8	5,3	112,3	855,7
17	1926-27	86,7	7,3	58,8	175,6	186,9	70,6	89,8	51,6	727,3	74,6	15,5	0,5	14,4	105,0	832,3
18	1927-28	53,8	19,4	9,6	142,4	201,2	97,6	160,0	92,7	776,7	80,2	0,0	46,2	0,0	126,4	903,1

19	1928-29	40,5	67,7	173,3	172,3	30,7	186,6	140,7	23,9	835,7	104,2	46,8	1,2	19,2	171,4	1007,1
20	1929-30	53,5	55,0	45,4	64,3	61,0	79,3	84,6	58,1	501,2	26,8	47,0	1,3	0,0	75,1	576,3
21	1930-31	66,7	128,6	5,0	136,3	131,7	264,1	38,6	87,5	858,5	55,9	13,8	0,0	0,0	69,7	928,2
22	1931-32	7,4	25,4	81,2	171,7	52,4	64,6	105,3	33,0	541,0	33,8	26,0	0,0	5,0	64,8	605,8
23	1932-33	86,3	54,6	102,0	17,9	157,6	80,2	71,3	16,7	586,6	23,6	69,7	0,0	1,7	95,0	681,6
24	1933-34	1,5	1,3	35,7	58,4	80,2	88,0	134,6	77,4	477,1	33,6	32,1	10,2	6,0	81,9	559,2
25	1934-35	28,4	130,1	28,9	170,9	258,9	54,9	54,2	40,2	766,5	19,7	4,7	0,6	29,9	54,9	821,4
26	1935-36	82,5	265,7	39,0	82,9	193,2	95,8	39,3	94,0	892,4	94,2	8,4	0,0	162,3	264,9	1157,3
27	1936-37	19,0	84,3	145,8	52,7	17,0	112,9	34,9	88,1	554,7	21,6	1,1	0,0	1,5	24,2	578,9
28	1937-38	24,9	5,8	42,8	134,3	97,4	159,4	3,0	78,8	546,4	77,4	0,0	0,3	0,7	78,4	624,8
29	1938-39	17,6	49,2	35,2	99,1	95,2	133,9	183,0	109,0	722,2	158,8	7,8	0,0	12,8	179,4	894,6
30	1939-40	184,2	7,1	68,0	39,6	231,6	34,5	45,6	40,7	651,3	35,3	48,6	0,0	11,1	95,0	746,3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
31	1940-41	27,9	45,3	119,1	179,9	37,5	70,4	29,3	71,6	581,0	90,2	20,5	0,6	3,1	114,4	695,4
32	1941-42	62,1	86,3	124,9	79,3	214,9	199,5	73,3	13,6	853,9	16,3	18,4	0,0	4,9	39,6	893,5
33	1942-43	18,5	3,9	39,6	56,1	43,1	82,8	74,0	24,8	342,8	8,1	17,3	0,6	1,0	27,0	369,8
34	1943-44	9,8	64,4	53,8	36,4	74,9	103,4	73,4	38,6	454,7	1,1	17,1	3,2	15,4	36,8	491,5
35	1944-45	112,1	31,8	77,8	89,8	148,9	42,3	62,5	5,5	570,7	8,5	3,0	12,4	0,4	24,3	595,0
36	1945-46	7,9	1,7	17,8	250,2	96,8	37,9	154,7	71,6	638,6	56,9	24,0	0,0	7,0	87,9	726,5
37	1946-47	3,0	4,2	35,2	295,0	32,9	51,3	12,6	50,1	484,3	16,0	11,0	3,5	3,7	34,2	518,5
38	1947-48	9,3	109,8	19,1	128,5	63,5	20,6	69,2	47,2	467,2	50,9	69,5	0,5	0,5	121,4	588,6
39	1948-49	11,2	116,2	152,2	115,3	166,3	92,5	146,2	43,1	843,0	45,1	4,5	6,6	0,0	56,2	899,2
40	1949-50	4,0	46,9	71,3	31,6	102,3	72,8	156,9	89,3	575,1	61,8	0,8	0,5	44,2	107,3	682,4
41	1950-51	54,7	49,3	65,2	46,3	154,4	81,6	44,7	10,0	506,2	28,4	20,9	3,9	4,3	57,5	563,7
42	1951-52	68,2	156,7	86,9	138,4	74,7	149,5	78,0	83,8	836,2	55,9	13,7	38,4	18,0	126,0	962,2
43	1952-53	43,9	21,7	83,4	253,5	159,2	40,9	110,6	26,9	740,1	74,1	43,8	7,0	60,5	185,4	925,5
44	1953-54	17,2	148,4	119,4	141,5	117,1	136,8	77,9	111,2	869,5	27,6	31,9	0,0	0,0	59,5	929,0
45	1954-55	28,5	45,2	93,8	128,0	89,1	80,6	84,5	80,0	629,7	26,5	10,6	2,4	37,3	76,8	706,5
46	1955-56	109,3	111,7	28,3	127,7	28,9	167,5	33,4	16,5	623,3	40,3	0,0	0,0	10,8	51,1	674,4
47	1956-57	21,1	39,2	58,9	116,9	103,2	2,5	31,3	86,4	459,5	84,8	49,3	0,0	3,8	137,9	599,4
48	1957-58	8,6	126,7	63,1	138,6	131,4	48,4	80,5	28,0	625,3	6,1	13,8	2,5	0,5	22,9	648,2
49	1958-59	42,7	96,0	142,2	58,4	71,6	37,3	213,9	184,5	846,6	89,6	106,9	0,0	16,5	213,0	1059,6

50	1959-60	74,4	87,9	169,4	128,8	110,9	13,8	65,8	122,5	773,5	37,5	26,5	5,6	21,5	91,1	864,6
51	1960-61	5,3	2,9	24,0	133,4	144,4	22,0	36,4	24,9	393,3	6,4	32,3	0,0	11,5	50,2	443,5
52	1961-62	0,2	16,5	36,2	29,3	98,2	182,1	56,8	44,5	463,8	15,8	19,8	1,7	8,3	45,6	509,4
53	1962-63	8,2	136,3	21,9	81,7	35,3	150,9	36,2	158,9	629,4	70,1	84,7	17,6	17,6	190,0	819,4
54	1963-64	66,8	23,3	14,6	132,8	146,9	34,9	38,3	45,1	502,7	57,2	18,6	0,5	47,1	123,4	626,1
55	1964-65	3,0	91,1	55,4	31,9	241,2	152,9	78,5	61,7	715,7	21,8	7,8	9,7	11,1	50,4	766,1
56	1965-66	23,2	13,3	43,3	187,0	31,2	47,2	116,4	117,1	578,7	81,2	3,4	8,0	2,7	95,3	674,0
57	1966-67	90,9	29,2	60,2	108,7	34,1	59,9	73,8	39,8	496,6	58,3	5,8	0,7	12,9	77,7	574,3
58	1967-68	59,5	22,7	78,6	168,9	156,5	80,9	39,6	21,0	627,7	27,7	85,6	0,0	0,0	113,3	741,0
59	1968-69	12,9	2,4	20,6	114,2	—	—	—	—	—	—	—	—	6,7	—	420,0
60	1969-70	68,7	132,2	12,2	352,4	69,8	50,7	112,9	87,4	886,3	48,0	0,0	0,0	4,3	52,3	938,6
61	1970-71	6,2	65,6	0,0	55,3	138,6	247,5	84,8	112,0	710,0	33,2	14,1	13,4	6,3	67,0	783,0
62	1971-72	37,8	67,5	16,8	19,4	186,8	74,1	79,5	154,5	636,4	64,0	24,6	0,0	32,5	121,1	757,5
63	1972-73	105,2	78,5	3,8	72,6	127,2	116,3	250,6	59,1	813,3	0,2	52,2	6,6	10,4	69,4	882,7
64	1973-74	28,3	51,6	12,7	61,4	21,3	86,7	65,5	72,8	400,3	5,7	1,1	5,8	1,0	13,6	413,9
65	1974-75	22,2	58,1	64,7	49,1	15,8	138,0	74,6	15,1	437,6	54,0	9,7	0,0	14,6	78,3	515,9

Résumé

Le barrage de Djedra est situé au nord-est de la wilaya de Souk Ahras, près de la localité Enna-Sim. Ce dernier est un projet majeur visant à répondre aux besoins croissants en eau potable et en irrigation dans la région de Souk Ahras, en Algérie. L'étude de faisabilité, menée par l'Agence Nationale des Barrages (ANBT) et l'entreprise russe "ZARUBEZH Vodostroy", évalue la viabilité technique et économique du projet. Les facteurs clés pris en compte incluent la géologie, la topographie, et l'hydrologie du site. La topographie complexe et les conditions géologiques de la vallée d'Oued Djedra influencent la conception du barrage, qui doit garantir la sécurité et la stabilité face aux risques naturels tels que les tremblements de terre et les glissements de terrain.

Mot clé : Barrage, Irrigation, Etude de faisabilité, Topographie, Géologie, Stabilité, Glissements de terrain

Abstract

The Djedra dam is located in the north-east of the Souk Ahras wilaya, near the Enna-Sim locality. It is a major project designed to meet the growing demand for drinking water and irrigation in the Souk Ahras region of Algeria. The feasibility study, carried out by the Agence National des Barrages (ANBT) and the Russian company "ZARUBEZH Vodostroy", is assessing the technical and economic viability of the project. Key factors taken into account include the geology, topography and hydrology of the site. The complex topography and geological conditions of the Oued Djedra valley influence the design of the dam, which must guarantee safety and stability in the face of natural hazards such as earthquakes and landslides.

Key word: Dam, Irrigation, Feasibility study, Topography, Geology, Stability, Landslides

ملخص

يقع سد جدرة في الشمال الشرقي لولاية سوق أهراس، بالقرب من مدينة إيننا-سيم. وهو مشروع كبير مصمم لتلبية الطلب المتزايد على مياه الشرب والري في منطقة سوق أهراس في الجزائر. تقوم دراسة الجدوى، التي أجرتها الوكالة الوطنية للسدود والشركة الروسية، بتقييم الجدوى الفنية والاقتصادية للمشروع. تشمل العوامل الرئيسية التي تم أخذها في الاعتبار جيولوجيا وتضاريس وهيدرولوجيا الموقع. وتؤثر التضاريس والظروف الجيولوجية المعقدة لوادي جدرة على تصميم السد، الذي يجب أن يضمن السلامة والاستقرار في مواجهة المخاطر الطبيعية مثل الزلازل والانهيارات الأرضية.

الكلمات المفتاحية: السد، الري، دراسة الجدوى، الطبوغرافيا، الجيولوجيا، الجيولوجيا، الاستقرار، الانهيارات الأرضية