

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Simulation et analyse du phénomène d'infiltration dans les barrages en terre.

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 8-0004-20

APA Citation (APA توثيق):

Ratiat, Abdelkader. (2020). Simulation et analyse du phénomène d'infiltration dans les barrages en terre [Thèse de doctorat, ENSH].

The digital repository of the Higher National School for Hydraulics "Digital Repository of ENSH" is a platform for valuing the scientific production of the school's teachers and researchers.

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...) and broadcasting it online.

Digital Repository of ENSH is built on the open DSpace software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics. <http://dspace.ensh.dz/jspui/>

المستودع الرقمي للمدرسة الوطنية العليا للري هو منصة خاصة بتقييم الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور (أطروحات، مطبوعات، مبداعات، مقالات البوريات، كتب....) و بثه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة DSpace و يتم إدارته من طرف مديرية المكتبة للمدرسة العليا للري.

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.



République Algérienne Démocratique Et Populaire
Ministère de L'enseignement Supérieur et de La Recherche Scientifique
Ecole Nationale Supérieure De L'hydraulique



ENSH – (N° d'ordre)

**THESE DE DOCTORAT
DE L'ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE**

Présentée par :

Monsieur **Abdelkader RATIAT**

Pour obtenir le grade de

DOCTEUR DE L'ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE

Sujet de la thèse :

**Simulation Et Analyse Du Phénomène D'infiltration Dans Les
Barrages En Terre : Cas Du Barrage De Fontaine Des Gazelles
.Biskra**

Thèse présentée et soutenue à Blida le 05/12/2020 devant le jury composé de :

Mr. MIHOUBI M	Professeur, ENSH	Président
Mr. KHETTAL T.	MCA, ENSH	Directeur de thèse
Mr. MEDDI M	Professeur, ENSH	Co-directeur de thèse
Mr. REMINI B	Professeur, Univ. Blida	Examineur
Mr. TOUMI A	MCA, Univ. Guelma	Examineur
Mr. BENLAOUKLI B	MCA, ENSH	Examineur
M ^{me} . DJOUDAR D	MCA, ENSH	Examinatrice

Année universitaire 2019/2020

Remerciements

En premier lieu, je tiens à remercier mon directeur de thèse Mr. **Tahar Khettal** d'avoir accepté et fait confiance pour mener à bien ces années de thèse, pour ses multiples conseils et pour toutes les heures qu'il a consacrées à diriger cette recherche.

Je tiens également à remercier mon co-directeur de thèse Mr. **Mohamed Meddi** qui m'a accepté et m'épauler en tant que nouveau thésard. Il a montré une grande disponibilité et gentillesse durant toute la période de préparation de ma thèse.

Naturellement, mes remerciements vont ensuite aux membres de mon jury. Ils ont accepté de relire et évaluer en détail mon manuscrit.

J'ai eu l'honneur de travailler avec Mr. **Jean vaunat** (Universitat plitecnica de catalunya) qui m'a toujours apporté son soutien et ses grandes compétences ainsi que son amitié durant mon séjour de stage.

Je tiens à travers de ces quelques lignes à lui témoigner particulièrement toute ma reconnaissance sur sa disponibilité et son dévouement durant mon parcours de thèse.

Je remercie **Djamel Taib Abderrehmane** (poste graduant au centre de recherche nucléaire d'Alger), de m'avoir donné la possibilité de réaliser les travaux d'analyse des échantillons dans de bonnes conditions.

Un grand merci pour tous mes amis de l'université de Mohamed Seddik ben yabia, **jijel, Ishak, Kamel, Taqui Eddine, Fères...etc**

Egalement mes remerciements vont à tous mes collègues chaqu'un de son nom qui m'ont aidé de loin ou de près.

A.RATLAT

DEDECACE

Je dédie ce travail à :

*Ma chère femme **Faten Achache** comme gage de mon amour et qui m'a encouragé tout le temps*

*Mes **parents**, afin de justifier leurs nombreux sacrifices et prières*

*Mes enfants **Malek, Houssam et Khalil** seront toujours le bonheur de ma vie*

Tous ceux et à toutes celles qui croient au travail et à l'effort soutenu...

A.RATLAT

Résumé

L'eau, l'un des secteurs clés du développement durable où les progrès sont encore possibles grâce aux ressources et aux technologies existantes actuellement à notre disposition. Le développement durable de l'humanité dépend de l'approvisionnement en eau. On estime que plus d'un tiers de la production alimentaire dépend de l'irrigation. À ce titre, l'état algérien a accordé une grande importance aux investissements dans ce domaine, en construisant plus de quatre-vingt grands barrages avec de grands transferts. Mais, ces barrages sont souvent confrontés à des problèmes techniques ou naturels dont, des quantités d'eau considérables sont perdues chaque année à cause des infiltrations. Ces infiltrations peuvent mettre la sécurité de ces ouvrages d'accumulations dans des états critiques.

Le barrage zoné de fontaine des gazelles, situé à Biskra au sud-est d'Algérie, a souffert depuis l'année 2004 du problème d'infiltrations sur sa rive droite suite à un remplissage anticipé de sa retenue. La piézométrie sous la galerie est le signe d'une percolation importante susceptible de dégrader le voile d'étanchéité. Une perturbation anormale en pression est constatée dans le piézomètre P3 situé au parement aval en concordance avec des fuites survenues au pied aval de la digue.

L'objectif de la présente thèse, s'oriente au premier lieu, à la détection de l'origine de ces infiltrations par la méthode de géochimie isotopique avec des isotopes stables (^2H , ^{18}O) après avoir analysé et traité toutes les données piézométriques du barrage. En second lieu, simuler le problème d'infiltration avant et après la solution d'injection avec un coulis de ciment fin afin, de traiter l'effet de la faille sous la fondation du barrage. Les résultats obtenus montrent que pour les trois profils d'auscultation à l'exception du piézomètre P3, le gradient hydraulique est modéré, et l'augmentation anormale de ce dernier prouve la percolation de l'eau. De plus, la source des eaux d'infiltrations provient du réservoir, et que la simulation du problème couplé hydromécanique (HM) à l'aide du code numérique de Code Bright.V13, donne des résultats logiques, significatifs et comparables avec celles mesurées avec des erreurs très acceptables (MAPE= 2.41 % et $R^2= 0.832$). La simulation avec la solution proposée, peut réduire efficacement de la pression du piézomètre P3 65 % et mettre l'ouvrage en toute sécurité.

Mots-clés : simulation, fontaine des gazelles, code Bright, infiltrations, isotopes stables

Abstract

Water, one of the key sectors of sustainable development where progress is still possible thanks to the existing resources and technologies currently at our disposal. The sustainable development of humanity depends on the supply of water. It is estimated that more than a third of food production depends on irrigation. As such, the Algerian state has attached great importance to investments in this field, building more than eighty large dams with large transfers. However, these dams are often confronted with technical or natural problems, with considerable amounts of water being lost each year due to infiltration. These infiltrations can put the safety of these dams in critical states.

The zoned fountain of gazelle dam located in Biskra in south-eastern Algeria, has suffered since 2004 from the problem of infiltration on its right bank following an early filling of its reservoir. The piezometry under the gallery is a sign of significant percolation likely to degrade the watertightness veil. An abnormal pressure disturbance was observed in the P3 piezometer located on the downstream face in accordance with leaks at the downstream toe of the dike.

The objective of the present thesis is firstly to detect the origin of these infiltrations by the method of isotopic geochemistry with stable isotopes (2 H , 18 O) after having analyzed and processed all the dam piezometric data. Secondly, simulate the infiltration problem before and after the injection solution with a fine cement grout in order to treat the effect of the fault under the dam foundation. The results obtained show that for the three auscultation profiles with the exception of the P3 piezometer, the hydraulic gradient is moderate, and the abnormal increase of the latter proves the percolation of the water. Furthermore, the source of the infiltration water comes from the reservoir, and that the simulation of the coupled hydromechanical (HM) problem using the numerical code of Code Bright.V13, gives logical, significant results and compares with those measured with very acceptable errors (MAPE= 2.41% and $R^2= 0.832$). The simulation with the proposed solution can effectively reduce the pressure of the P3 piezometer by 65% and put the dam in complete safety.

Keywords: simulation, fountain of gazelles, code Bright, seepage, isotopes stables

الملخص

المياه ، أحد القطاعات الرئيسية للتنمية المستدامة حيث لا يزال التقدم ممكناً بفضل الموارد والتقنيات الموجودة حالياً تحت تصرفنا. تعتمد التنمية المستدامة للبشرية على إمدادات المياه. تشير التقديرات إلى أن أكثر من ثلث إنتاج الغذاء يعتمد على الري. وعليه ، أولت الدولة الجزائرية أهمية كبيرة للاستثمارات في هذا المجال ، حيث قامت ببناء أكثر من ثمانين سدا كبيرا بتحويلات كبيرة. ومع ذلك ، غالباً ما تواجه هذه السدود مشاكل فنية أو طبيعية ، مع فقدان كميات كبيرة من المياه كل عام بسبب التسربات. يمكن لهذه التسربات أن تضع سلامة هذه السدود في حالات حرجة.

عانى سد منبع الغزال المخصص الواقع في بسكرة جنوب شرق الجزائر منذ عام 2004 من مشكلة التسربات على ضفته اليمنى بعد ملء متسارع لخزانه . يعد قياس الضغط تحت السرداب علامة على الترشيح الكبير الذي من المحتمل أن يؤدي إلى تدهور حجاب مقاومة الماء . ويلاحظ حدوث اضطراب ضغط غير طبيعي في مقياس الضغط P3 الموجود عند الوجه السفلي بالتوافق مع حدوث تسربات عند سفح المصب من السد.

الهدف من الأطروحة الحالية هو أولاً الكشف عن أصل هذه التسربات بطريقة الكيمياء الجيولوجية النظرية ذات النظائر المستقرة (H^2 ، O^{18}) بعد تحليل ومعالجة جميع بيانات قياس ضغط السد. ثانياً ، قم بمحاكاة مشكلة التسربات قبل وبعد محلول الحقل باستخدام جص إسمنتي ناعم من أجل معالجة تأثير الصدع تحت أساس السد. أظهرت النتائج التي تم الحصول عليها أنه بالنسبة للمحاور الثلاثة باستثناء مقياس الضغط P3 ، فإن التدرج الهيدروليكي معتدل ، والزيادة غير الطبيعية في هذا الأخير تثبت ترشيح الماء. علاوة على ذلك ، فإن مصدر الماء المتسرب يأتي من الخزان ، وأن محاكاة المشكلة الهيدروميكانيكية المزدوجة (HM) باستخدام الكود العددي Code Bright.V13 تعطي نتائج منطقية وهامة ويقارن مع تلك المقاسة بأخطاء مقبولة جداً ($MAPE = 2.41\%$ و $R2 = 0.832$). يمكن للمحاكاة باستخدام الحل المقترح أن تقلل بشكل فعال من ضغط مقياس الضغط P3 بنسبة 65% وتضع السد في أمان تام.

المفتاح . محاكاة سد منبع الغزال, Code Bright, تسربات, النظائر المستقرة

Table des matières

Remerciements	I
Dédicace	II
Résumé	III
Abstract	IV
المخلص	V
Table des matières	VI
Liste des figures	X
Liste des tableaux	XIII
Liste des notations	XIV

Introduction générale

Partie I : Etude bibliographique sur le phénomène des infiltrations à travers Les fondations des barrages en terre

Chapitre 1

La problématique des Infiltrations Dans les barrages en terre

1.1	Introduction	1
1.2	Généralité sur les barrages en terre	2
1.3	Les fondations des barrages.....	2
1.3.1	Fondations rocheuses	3
1.3.2	Fondations gravelenses	3
1.3.3	Fondations sablo-silteuses	3
1.3.4	Fondations argileuses	3
1.4	L'importance des fondations d'un barrage	3
1.5	Considérations et préoccupations d'ordre géologiques pour la fondation de barrage	4
1.6	Mauvaise considération géologiques pour les sites de barrage	5
1.7	Problèmes d'interaction barrage /fondation	8
1.8	Investigations géologiques	8
1.8.1	Importance de l'histoire géologique	8
1.9	Investigations hydrogéologiques	8
1.9.1	Réponse du sol à l'eau	8
a)	Effets des propriétés mécaniques	8
b)	Effet de dissolution	9
c)	Effets de l'érosion souterraine	9
1.10	Paramètres hydrogéologiques	10
1.10.1	Les méthodes d'investigations	10
1.10.2	Les méthodes d'investigations pour acquérir les nouvelles données	10
1.11	Les Causes de rupture des barrages	11
1.12	Cas des barrages Cédés à travers le monde	14
1.13	Surveillance et examen des barrages	18
1.13.1	La conservation de l'ouvrage en bon état de service.....	18
1.13.2	L'inspection visuelle	19
1.14	Historique des inondations à la wilaya de Biskra.....	19

1.15	Travaux antérieures	21
1.16	Conclusion.....	22

Chapitre 2.

Méthodologie de Recherche

2.1	Introduction.....	23
I.	Techniques de Détection des Fuites dans les Barrages en Terre.....	24
2.2	Les voies de traçage.....	24
2.3	Les Isotopes stables	24
2.3.1	Connaissance de base.....	24
2.3.2	Techniques isotopiques, fonctionnement et applications.....	25
2.3.3	But de l'étude et technique utilisée.....	26
2.4	Méthodes géophysiques.....	26
2.4.1	La méthode de résistivité électrique.....	27
2.4.2	Méthode de potentiel spontané.....	28
2.5	Méthodes thermométriques.....	29
2.6	Analyse piézométrique.....	29
2.7.	Test de perméabilité.....	30
2.7.1	Description de l'essai.....	30
II	Simulation des infiltrations dans les barrages en terre.....	31
2.8	Présentation du code numérique Code Bright V13.....	33
2.8.1	Interface du code Bright.....	34
2.8.2	Définition de la géométrie.....	35
2.8.3	Définition des données du problème.....	35
2.8.4	Propriétés des Matériaux du barrage fontaine des Gazelles.....	36
2.8.5	Définition des conditions.....	37
2.8.6	Génération du maillage.....	37
2.8.7	Calage du modèle.....	38
III	Techniques de confortement des barrages en terre.....	39
2.9	Les fondations des barrages.....	39
2.10	L'importance du drainage.....	40
2.11	Confortement des barrages.....	40
2.12	Les dispositifs d'étanchéité.....	41
2.12.1	La palplanche.....	41
2.12.1.1	Types de palplanches.....	41
2.12.1.2	Domaine d'application.....	42
2.12.2	Les parois étanches.....	44
2.13	Généralités sur les injections et terminologie.....	46
2.14	Les produits d'injection.....	48
2.14.1	Coulis de ciment.....	49
2.14.1.1	Définition du rapport eau/ciment.....	49
2.14.2	Propriétés de coulis de ciment.....	49
2.15	Conclusion.....	54

Partie II : Cadre général de l'étude et géochimie

Isotopique des infiltrations à travers la fondation du barrage fontaine

Des gazelles

Chapitre 3.

Contexte géographique, Climatique, Hydrologique et géologie de la zone d'étude

3.1	Introduction.....	55
3.2	Situation géographique.....	56
3.3	Les données climatiques et hydrologiques.....	58
3.3.1	Les précipitations.....	58
3.3.2	Les Températures.....	59
3.3.3	Les Vents.....	59
3.3.4	L'Humidité relative de l'air.....	60
3.4	Hydrogéologie de la région.....	60
3.4.1	Réseau hydrographique.....	60
3.5	Hydrogéologie.....	61
3.5.1	les formations aquifères à nappe libre, semi-libre à semi-captive.....	61
3.5.1.1	Nappe phréatique du Quaternaire.....	61
3.5.1.2	Nappe des sables du Mio-pliocène.....	62
3.5.2	les formations aquifères captives.....	62
3.5.2.1	Nappe des calcaires (Éocène inférieur et Sénonien supérieur).....	62
3.5.2.2	Nappe du Continental Intercalaire CI.....	62
3.6	La topographie.....	62
3.7	Le relief.....	62
3.7.1	Les montagnes.....	62
3.7.2	Les plaines.....	63
3.7.3	Les plateaux.....	63
3.7.4	Les dépressions.....	63
3.8	Géologie du site.....	64
3.9	Domaine morpho-structurale.....	64
3.9.1	Les synclinaux.....	64
3.9.1.1	Synclinal BATNA – AIN TOUTA.....	64
3.9.1.2	Synclinale d'EL-KANTARA.....	64
3.10	Les anticlinaux.....	65
3.10.1	Le Metlili.....	65
3.10.2	DJ. Tuggurt (monts de Belezma).....	65
3.10.3	DJ. Icb Ali.....	65
3.11	Les Accidents tectoniques (failles).....	66
3.11.1	Accident NW-SE Metlili Ouest.....	66
3.11.2	Accidents NW-SE Metlili EST.....	66
3.11.3	Accident NE-SW Souk-Abras-Batna.....	66
3.11.4	Accident E-W.....	66
3.11.5	Accident axial du Belezma (direction variable) ENE-WEW à E-W.....	66
3.12	La lithologie.....	66
3.13	La perméabilité.....	68
3.14	Conclusion.....	70

Chapitre 4.

Analyse piézométrique et géochimie isotopique des fuites à travers la fondation du barrage fontaine des Gazelles

4.1	Introduction.....	71
4.2	Méthode et matériel.....	73
4.2.1	Zone d'étude.....	73
4.3.	Méthodologie de la technique d'analyse.....	75
4.3.1	Analyse des données piézométriques.....	75
4.3.2	Analyse isotopique.....	79
4.4	Technique d'échantillonnage.....	79
4.5	Analyse.....	80
4.5.1	But de l'étude et technique utilisée.....	80
4.6	Résultats et discussion.....	80
4.7	Conclusion.....	82

Partie III : Simulation Numérique Des Infiltrations avec Code Bright

Chapitre 5.

Etude des infiltrations à travers la fondation du barrage fontaine des Gazelles

5.1	Introduction.....	83
5.2	Synthèse des variantes.....	84
5.3	Localisation et description du piézomètre P3.....	84
5.4	La partie théorique du problème.....	85
5.5	Les objectifs de la simulation numérique avec le code Bright.....	86
5.6	Définir le problème.....	86
5.7	Définir les matériaux.....	87
5.8	Définir les conditions.....	87
5.9	Phase de calcul.....	88
5.10	Les résultats de la simulation et discussions.....	88
5.11	Critère de performance.....	93
5.12	Conclusion.....	96
	Conclusion générale.....	97
	Références bibliographiques.....	99
	Annexe 1.....	105
	Annexe 2.....	105
	Annexe 3.....	105
	Annexe 4.....	105
	Annexe 5.....	106
	Annexe 6.....	107
	Annexe 7.....	115

Liste des figures

Figure 1.1 types des barrages.....	02
Figure 1.2 .les Roches solubles.....	06
Figure 1.3 Puits formé par la dissolution du gypse permien dans le village de Sutton Howgrave, près de Ripon. Le trou s'est formé le 14 février 2001 et avait un diamètre de 5-6 m et une profondeur de 11 m.....	06
Figure 1.4. type de faille.....	07
Figure .1.5. le barrage de Malpasset.....	09
Figure.1.6. ruine du barrage Malpasset.....	09
Figure .1.7.tuyauterie dans le corps du barrage amorcé par une fuite concentrée.....	09
Figure .1.8. Tuyauterie dans la fondation amorcée par érosion.....	10
Fig1.9 Tuyauterie de la digue vers la fondation initiée par érosion.....	10
Figure. 1.10. Répartition des barrages échoués.....	13
Figure. 1.11. Répartition des ruptures par cause.....	13
Figure.1.12. Barrage de Montaubry.....	14
Fig.1.13. Barrage de Matemale.....	15
Figure.1.14 Cas de rupture (a) le barrage de Hamlet; (b) le barrage de Alcova; (c) le barrage de Teton; (d) le barrage de Frenchman.....	18
Figure.1.15 photos des inondations de la ville de Biskra.....	20
Figure.2.1. Principe de mesure de la résistivité du sol.....	27
Figure.2.2. Méthode de potentiel spontané.....	28
Figure.2.3. Schéma de réalisation des profils verticaux de température dans une section longitudinale de digue.....	29
Figure.2.4. (a) photographie de la pointe perméafor lors de la phase préparatoire de l'essai, (b) schéma de principe de la pointe Perméafor et (c) résultats schématiques attendus de trois sondages Perméafor pour le diagnostic d'une digue en charge.....	30
Figure.2.5. schéma explicatif de procédure de test Perméafor.....	31
Figure.2.6.vue générale de la fenêtre d'interface de GID.....	34
Figure.2.7 géométrie du problème.....	35
Figure.2.8 création de la géométrie.....	35
Figure.2.9 Fenêtre des données du problème.....	36
Figure.2.10 Equations résolues.....	36
Figure. 2.11 Les processus de génération.....	36
Figure.2.12 génération du maillage.....	38
Figure.2.13 Calage du modèle.....	38
Figure.2.14 Degré de saturation.....	38
Figure.2.15 Réalisation du barrage Garafiri (Guinée).....	39
Figure. 2.16 Les différents scénarios d'injection.....	40
Figure. 2.17 Les palplanches à module.....	41
Figure.2.18 Les palplanches plates.....	41
Figure.2.19 Rideau de palplanches en bois.....	42
Figure. 2.20 Palplanche en PVC.....	42
Figure. 2.21 Palplanche en acier.....	43
Figure.2.22 Construction d'un nouveau barrage.....	44

Figure.2.23 La réhabilitation du barrage de Mont Saint Michel en France.....	44
Figure.2.24 Les étapes de réalisation de la paroi moulée.....	46
Figure.2.25 injections des alluvions.....	47
Figure.2.26.Voile d'injection pour barrage : Coupe type du traitement depuis la surface et les galeries.....	47
Figure.2.27 Définition du rapport eau sur ciment (E/C) en poids.....	49
Figure.2.28 Rhéologie du coulis de ciment frais et de l'eau.....	50
Figure.2.29 schéma récapitulatif des différents domaines d'utilisation des coulis de ciment.....	50
Figure.2.30 Des exemples d'injection.....	53
Figure. 2.31 La procédure d'injection.....	53
Figure 2.31 schéma de voile d'injection (p : primaire ; S : secondaire ; T : tertiaire ; Q : quaternaire).....	54
Figure.3.1 Localisation du barrage Fontaine des Gazelles.....	56
Figure.3.2 Le bassin versant du l'oued el Hai (source : archive de l'ANBT).....	57
Figure.3.3 (a) profil type du barrage FDG; (b) vue de la rive gauche du barrage FDG (source : ANBT).....	58
Figure.3.4 Précipitation moyenne mensuelle (2001-2011).....	59
Figure.3.5 Les températures (C°).....	59
Figure.3.6 Les vents (m/s).....	60
Figure.3.7 Humidité relative moyenne de l'air (%).....	60
Figure.3.8 Réseau hydrographique.....	61
Figure.3.9 Géologie du site de barrage fontaine des Gazelles (source : ANBT).....	63
Figure.3.10 Formation géologique d'oued El Hai.....	64
Figure.3.11 Coupe de la vallée d'ELKANTARA.....	65
Figure.3.12 Coupe de djebel Tuggurt.....	66
Figure.3.13 Lithologie du site.....	67
Figure.3.14 sondage géologique.....	67
Figure.3.15 Coupe géologique du site.....	68
Figure.3.16 Répartition de perméabilité selon les formations de zone d'étude.....	69
Figure.3.17 Ain Touta (argile et limon).....	69
Figure.3.18 El Karma (Galets, graviers et sable).....	69
Figure.4.1 Localisation des fuites au barrage Fontaine des gazelles.....	73
Figure.4.2 Précipitations moyenne mensuelles (2001 au 2011).....	74
Figure.4.3 lithologie du bassin versant.....	75
Figure. 4.4 Vue générale des profils d'auscultations du barrage.....	76
Figure. 4.5 a) la piézométrie du barrage FDG ; b) La piézométrie du PN3.....	77
Figure.4.6 débit des fuites (l/s).....	77
Figure.4.7 Relation entre le niveau de réservoir le Pn3.....	78
Figure.4.8 Relation entre le plan d'eau et les fuites.....	78
Figure. 4.9 Relation entre $\delta 2H$ et $\delta 18O$ pour les différents échantillons.....	81
Figure.5.1 (a) Tracé de la solution adoptée sur terrain; (b) Tracé proposé sur plan d'auscultation.....	84
Figure.5.2 Profil en travers N°01(source : ANBT).....	84
Figure. 5.3 Localisation du piézomètre n°3.....	85
Figure.5.4 Présentation du problème.....	87
Figure.5.5 génération du maillage.....	88
Figure.5.6 Résultat d'équilibre (pression).....	89
Figure.5.7 Résultat d'équilibre (degré de saturation).....	89
Figure.5.8 La géométrie réelle.....	89

<i>Figure.5.9 La géométrie simulée.....</i>	88
<i>Figure.5.10 Piézométrie du profil 01</i>	90
<i>Figure.5.11 Résultats de l'étape 1: a) Pression de P1 pour (100 jours); b) Pression de P2 pour (100 jours); c) Pression de P3 pour (100 jours).....</i>	91
<i>Figure.5.12. Pressions réelles de P1, P2 et P3 pour étape 1.....</i>	91
<i>Figure.5.13. Résultats de l'étape 2: a) Pression de P1 pour (160 jours); b) Pression de P2 pour (160 jours); c) Pression de P3 pour (100 jours).....</i>	92
<i>Figure. 5.14 Corrélacion entre les valeurs mesurées et valeurs simulées de P3.....</i>	94
<i>Figure. 5.15 Simulation après injection avec de coulis du ciment.....</i>	94
<i>Figure.5.16 la pression de P3 après injection.....</i>	95
<i>Figure.5.17 Piézométrie de profil 1.....</i>	95

Liste des Tableaux

Tableau 1.1 principales causes de rupture des barrages.....	11
Tableau 1.2 pourcentage des ruptures des barrages en raison de divers causes.....	11
Tableau.1.3 Récapitulatif des inondations de la ville de Biskra à partir de 1980.....	20
Tableau 2.1 caractéristiques des matériaux	37
Tableau 2.2 conditions de simulation.....	37
Tableau 2.3 Comparaison des caractéristiques mécaniques d'un béton courant et d'un béton plastique.....	45
Tableau 2.4 propriétés du coulis de ciment.....	50
Tableau 2.5 k de coulis de sol (coulis de suspensions).....	52
Tableau 2.6 perméabilité (K) des coulis chimique.....	52
Tableau 3.1 caractéristiques de la retenue.....	56
Tableau 3.2 les caractéristiques de la digue.....	57
Tableau 3.3.les classes de perméabilité.....	68
Tableau 4.1 localisation du barrage fontaine des gazelles.....	73
Tableau 4.2. Les échantillons.....	79
Tableau.4.3 analyse isotope stable de $\delta 18O$	80
Tableau.4.4 analyse isotope stable: $\delta 2H$	80
Tableau 5.1 Caractéristique du piézomètre PN3.....	85
Tableau.5.2 les paramètres mécaniques et hydrauliques pour les matériaux.....	87
Tableau 5.3 Corrélation entre les valeurs mesurées et simulées.....	93

Liste des notations

<i>Symbole</i>	<i>Unité</i>	<i>Désignation</i>
Q	m ³ /s	Le débit
V	m ³	Le volume
I	Ampère	Intensité
ρ _a		Résistivité apparente
ΔV		
K		Coefficient de proportionnalité
k	m.s ⁻¹	Perméabilité
D	(m)	Diamètre
L	(m)	Longueur
V	(m.s-1)	La vitesse
E	MPa	module de Young
ν	(-)	coefficient de poisson
δ _{ij}	(-)	symbole de kronecker
μ		Viscosité dynamique
p	(MPa)	pression
n		coefficient de porosité
ρ	(kg/m ³)	Densité de fluide
σ _l	(MPa)	contrainte
ε		Déformation
γ	(kn/m ³)	Poids volumique
FDG		Fontaines des gazelles
ANBT		Agence nationale des barrages et transferts
Edf		Electricité de France
BCR		Béton compacté au rouleau
RQD		Rock quality designation
CNRA		Centre de recherche nucléaire d'Alger

L'Algérie s'oriente aujourd'hui vers une révolution durable dans le domaine agricole en effet, environ 70 barrages ont été mis en exploitation sur le territoire national (Touahir et al, 2018), afin de satisfaire les différents utilisateurs en ressources hydriques, d'une part, et de soulever le défi pour aboutir à deux (2) millions d'hectares irrigués d'une autre part.

Le déséquilibre en potentialité hydrique dans les quatre régions du pays, oblige l'état à renforcer les efforts pour mettre en valeur le secteur hydraulique, en construisant des ouvrages d'accumulation, des grands transferts reliant les zones pluvieuses avec celles qui ont des superficies énormes, destinées à l'agriculture.

Plusieurs barrages en terre ont souffert, dans le temps, des problèmes techniques à l'intérieur de leurs corps ou à travers leurs fondations. Dans la plupart des cas, les ruptures de digue sont reliées aux phénomènes d'érosion interne (Abdou, 2016) qui fragilisent peu à peu les ouvrages étant donné que notre patrimoine d'infrastructures hydrauliques contient des ouvrages d'âges extrêmement variés avec parfois des ouvrages datant d'avant l'indépendance.

L'érosion interne peut être définie comme étant l'entraînement progressif de particules du matériau constituant un ouvrage sous l'action de l'écoulement qui le traverse (Sterpi, 2003). Ces ruptures ont causé par le passé des pertes en vies humaines et des catastrophes économiques très lourdes. À titre d'exemple, le barrage *Frenchman, Mantana*, aux États Unis a cédé en 1952 en formant une brèche de 244 m de largeur et une profondeur moyenne de 12.2 m. La durée de rupture a été estimée à trois heures (Donald et Monopolis, 1984). Au Brésil, le vendredi 25 janvier 2019, le barrage *Brumadinho* a cédé en déclenchant une véritable marée de boue qui a tout emporté sur son passage. La catastrophe a fait au moins 248 morts et près de 300 disparus (Raman et Liu, 2019; Santamarina et al., 2019). En Algérie, le barrage-poids en maçonnerie de Fergoug, à Mascara, construit en 1865, s'est effondré trois fois en 1872, 1881 (a fait environ 250 morts) et en 1927 (Remini et al., 2009), où une brèche de 16 m de hauteur et 200 m de largeur ont été constatées. Les données récentes indiquent que le nombre de ruptures des grands barrages tend vers 1.5 par année (Marche, 2008). En Italie, au XXe siècle, il y a eu trois cas de ruptures de barrages qui ont causé des pertes de vies humaines : à Gleno en 1923, Molare en 1935 et Stava en 1985 (Luino, 2014).

Le Sahara, où existait une agriculture oasienne en difficulté, est considérée comme l'espoir de l'agriculture algérienne (Daoudi & Lejars, 2016). La région de Biskra est une région agricole par excellence. Elle est une zone pilote en production de culture des dattes et de produits maraichers (Bedjaoui, 2007). Cette dernière nécessite un volume considérable en eau pour satisfaire ces besoins. Mais, l'historique des inondations dans cette wilaya a enregistré des débits de crues importants surtout en périodes estivales, qui dépassent les 150 m³/s causant des dégâts matériels et humains (Azioune et al., 2018). Les inondations ont une influence directe sur la stabilité des barrages. En effet, les inondations du 4 et 5 octobre 2015 ont frappé la capitale de l'État de Colombie où 36 barrages se sont effondrés et ont même causé de

nombreuses ruptures de digues, principalement dues au débordement des barrages et à l'érosion comme le cas de barrages *Gibson Pond* et *Old Mill* (Crookston et Hepler, 2016).

Le barrage zoné de fontaine de gazelles, mis en eau en 2000, fait partie du patrimoine hydraulique de la région en question, il a une capacité de stockage de 70 Hm³.

Dès sa mise en eau, l'ouvrage a connu un problème de fuites dans sa rive droite en concordance avec une perturbation anormale dans sa piézométrie. Cette situation peut mettre en danger la sécurité du barrage.

A travers cette thèse, les problèmes suivants seront traités afin de mettre en lumière les risques qui peuvent mettre la sécurité du barrage en péril :

- Dans un premier temps, un diagnostic approfondi sera établi sur le problème des infiltrations à travers les barrages en terre en utilisant les techniques modernes de détection.
- Dans un deuxième temps, le problème couplé hydro-mécanique (HM) des infiltrations à travers la fondation du barrage de fontaine des gazelles sera simulé.

Actuellement, et avec l'évolution de la technologie, la géochimie isotopique est considérée comme étant le meilleur moyen pour détecter la circulation des infiltrations au niveau des digues en terre. Parmi les cas enregistrés, l'étude hydrochimique qui a été menée pour identifier la source et l'origine des fuites observées au pied du barrage en terre de *Gollaleru*, Nandyal, Andhra Pradesh Inde. Les résultats isotopiques indiquent que la source provient du réservoir Owk et que la contribution des eaux souterraines aux sources est insignifiante (Noble et Ansari, 2017). Cette technique a été utilisée aussi pour l'identification des sources de fuite d'eau dans la centrale de pompage de *Pushihe* dans la province du Liaoning, en Chine, où elle suggère que l'eau du réservoir est la principale source (Yi et al., 2018).

Le traitement des eaux d'infiltration occupe une attention particulière pour de nombreuses études ces dernières années. Par exemple, la solution d'injection d'un coulis de ciment a fait l'objet de traitement des fuites au niveau du barrage projeté sur l'oued de *Caney Fork* dans le Tennessee (Etats Unis d'Amérique). Elle a permis de réduire la perte d'eau à 2 % (Ahmed et Khan, 2016). Les travaux d'injection réalisés au niveau du complexe qui comprend deux barrages, à savoir : le barrage de *Rumela* et le barrage de *Burdana* sur les rivières Upper Atbara et Setit dans l'est du Soudan, ont montré une efficacité significative en termes de réduction de la perméabilité dans leurs fondations. Les résultats de l'injection ont été analysés pour déterminer la qualité des travaux d'injection (Elgadir, 2019).

La présente thèse est subdivisée en trois parties :

La première partie sera consacrée pour l'étude bibliographique sur le phénomène des infiltrations à travers les fondations des barrages en terre, où le **chapitre 1** exposera la problématique des infiltrations dans les barrages en remblai.

Le **chapitre 2** il sera consacré à une description des techniques de détection des fuites dans les barrages en utilisant les isotopes stables, la géophysique, analyse piézométrique et d'autres méthodes.

La deuxième partie, comportera les **chapitres 3 et 4** dans lesquels le cadre général de l'étude et la géochimie isotopique des infiltrations dans la fondation du barrage seront abordés.

Le chapitre 3 traitera le contexte géographique, climatique, hydrologique et la géologie détaillée de la zone d'étude. Étant donné qu'on a un problème géologique dans la fondation du barrage.

Le chapitre 4, l'analyse piézométrique et isotopique des fuites du barrage fontaine des gazelles sera détaillée pour mettre en lumière l'évolution temporelle des niveaux d'eau dans le corps du barrage.

La suite de la thèse, concerne la troisième partie relative à l'étude du phénomène d'infiltrations en utilisant modélisation numérique qui traite les problèmes couplés hydro-thermo-mécanique (HTM).

Dans le **chapitre 5**, le problème après confortement avec coulis de ciment sera également simulé numériquement.

Chapitre 1. Problématique des infiltrations dans les barrages en terre

1.1 Introduction

Si on définit le phénomène de rupture de barrage comme étant la destruction ou le mouvement d'une partie de l'ouvrage, de ses appuis ou ses fondations le rend incapable de retenir l'eau. Bien que les ruptures de barrage soient des évènements rares, on a recensé 2000 depuis le XII^{ème} siècle. Il se produisait entre 10 et 40 ruptures de barrage chaque décennie. Les données récentes indiquent que le nombre de ruptures de grand barrage tend vers 1.5 par année ([Marche, 2008](#)).

En 1980, aux états unis, après une enquête conduite sur des barrages dits « à risque élevé » par ce que situés à proximité de zones habitées, le corps armé des ingénieurs américains (US ACE) a classé 2925 barrages comme dangereux et indiqué que 132 d'entre eux nécessitent des mesures correctives urgentes.

Le taux de rupture des barrages en remblai atteint le double de celui des barrages en béton (taux global de 1.1 contre 0.5).

1.2 Généralités sur les barrages en terre

Un barrage est un ouvrage d'art placé en travers d'un cours d'eau, destiné à retenir et stocker de l'eau ou à la dérivée.

« Les trois quarts des grands barrages sont construits dans trois (3) pays : la Chine (46 %), les États-Unis (14 %) et l'Inde (9 %) »¹.

Les digues en terre sont constitués d'un matériau meuble, qu'il soit très fin (argile) ou très grossier (enrochement). Les différents types de digue en remblai proviennent des types de matériaux utilisés et de la méthode employée pour l'étanchéité (a), (b), (c), (d) et (e).

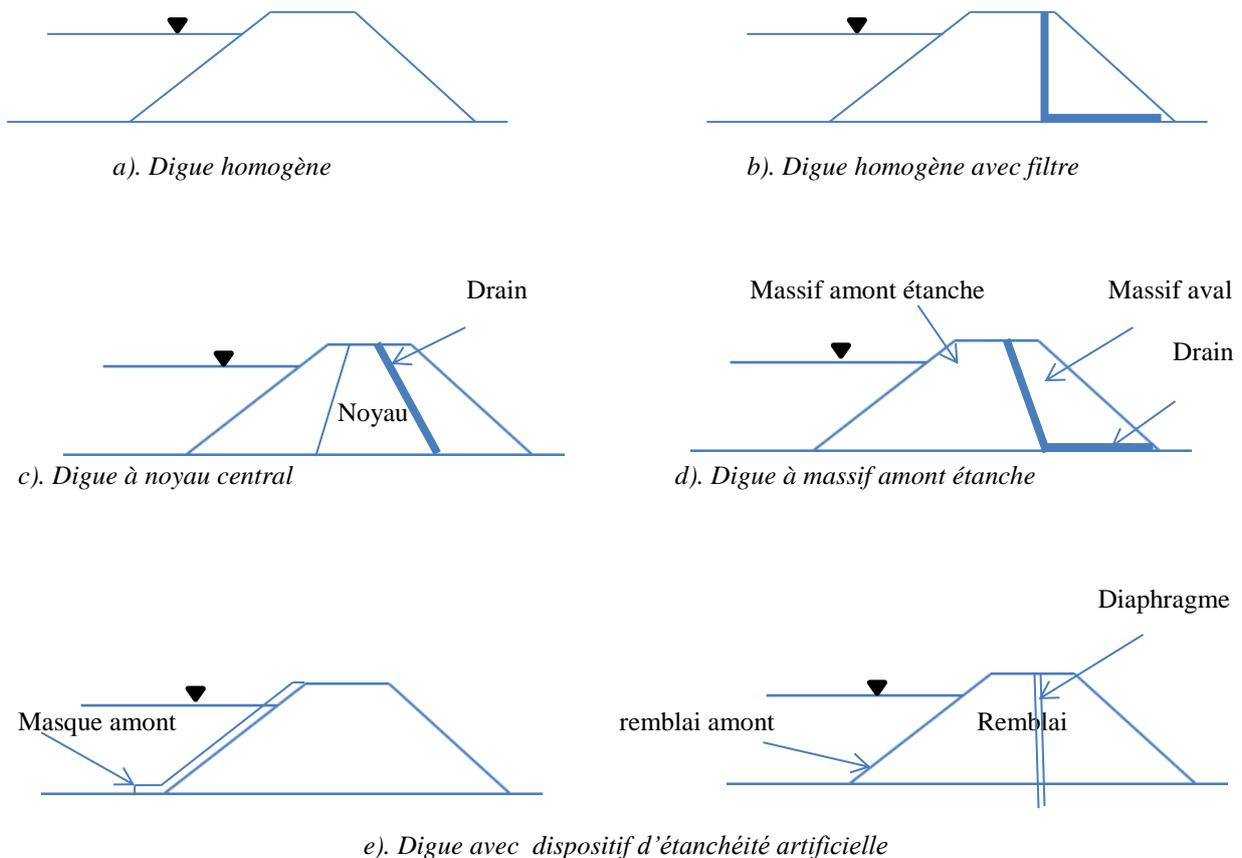


Figure 1.1-Type des digues

Parmi les facteurs déterminants dans la sélection du type de barrage, il y'a la nature, la résistance, l'épaisseur, le pendage, la fracturation et la perméabilité des formations rencontrées au droit du site.

1.3 Les fondations des barrages

La fondation est un élément essentiel qui constitue le barrage, et qui détermine sa stabilité d'un site à l'autre. Pour mieux illustrer les différents types de fondations, nous exposons ce qui suit, à savoir:

¹<https://www.planetoscope.com/eau-oceans/1677-nouveaux-barrages-construits-dans-le-monde.html>

1.3.1 Fondations Rocheuses

les fondations rocheuses se prêtent à l'édification de tous types de barrages, sauf en cas de roches très fissurées ou de caractéristiques très médiocres, moyennant des dispositions adéquates concernant la purge des matériaux très altérés et le traitement éventuel par injection. L'aspect important est le régime des fractures (failles, joints, diaclases, schistosité) (Icold, 1997). L'insuffisance de résistance au cisaillement le long des discontinuités rocheuses est considérée comme cause principale de rupture d'un barrage. Les fondations rocheuses présentent souvent une variabilité verticale et horizontale des propriétés de résistance au cisaillement des discontinuités (Sow et al., 2017). Les barrages en remblai conviennent toujours mieux. Pour les autres, les exigences augmentent au BCR, au béton conventionnel et à la voûte.

1.3.2 Fondations Graveleuses

Ces fondations conviennent généralement pour les barrages en terre ou en enrochements, avec bien sûr un compactage suffisant, du moins au plan mécanique. Le contrôle des fuites doit être assuré par un dispositif d'étanchéité et de drainage appropriés. En effet, ce type de fondation est particulièrement adapté aux rivières ou aux rivières à fort débit. Par conséquent, la structure doit évacuer l'inondation, qui n'inclut pas les barrages en terre. Il est également possible de construire des barrages en béton de très faible hauteur, comme le barrage du lac *Belœil* (Robert et Paré, 1995) dans le cas de mesures préventives concernant les fuites et les infiltrations (le danger des renards) et les tassements différentiels.

1.3.3 Fondations Sablo-Silteuses

Les fondations en sable limoneux ou en sable fin peuvent être appliquées avec beaucoup de soin aux barrages en terre de construction ou au très petit barrage-poids en béton.

1.3.4 Fondations Argileuses

Pour les fondations argileuses, elles participent presque automatiquement à la sélection des barrages en remblai dont la pente est compatible avec les propriétés mécaniques du sol. Parfois ce type de fondation peut causer la rupture du barrage comme le cas de la digue d'*Aznalcollar* fondé sur des argiles fortement consolidées (Alonso, 2009).

Les fondations d'un barrage représentent l'élément le plus complexe d'un aménagement hydraulique et c'est aussi l'une des composantes les plus importantes en ce qui a trait à la sécurité de l'ouvrage.

1.4 L'importance des fondations d'un barrage

La fondation de tout barrage, qu'il soit existant en construction ou en projet, pour créer une réserve ou pour contrôler les crues, sont une composante structurale critique et requièrent une attention particulière tout au long de son existence.

Les fondations ont trois fonctions, celles (1) de fournir la stabilité (2) de fournir la rigidité suffisante pour limiter les déformations de façon à maintenir un comportement acceptable sous les charges et des forces agissantes sur le barrage, et (3) de contrôler les infiltrations, à la

fois au niveau des débits, par une étanchéité adéquate et principalement, au niveau des sous-pressions et des contraintes d'érosion, par un bon arrangement de filtres et de drains.

Si une de ces contraintes n'est que marginalement rencontrée, le comportement du barrage peut être affecté, à l'extrême le barrage peut devenir instable voire subir une rupture (Icold, 2005).

Selon l'auteur Royet, l'augmentation du niveau piézométrique dans un remblai qui est considéré comme un phénomène irréversible, indiquant et donc prenant des dispositions appropriées (2006a). En effet, une telle évolution est inquiétante surtout si elle est constatée en aval du drain comme le cas du barrage de *fontaine des Gazelles*, elle peut être le signe d'un contournement de ce drain (ou d'une alimentation par un versant).

Dans tous les cas, la stabilité du remblai aval sera réduite. Si la ligne piézométrique vient affleurer le talus, cela se manifeste par des suintements qui peuvent s'accompagner d'une érosion interne du remblai et, dans certains cas, se développer vers la formation d'un renard, comme le cas du réservoir de *Baldwin HILLS* qui se trouve à proximité de Los Angeles (les États unis). Le site a de nombreuses activités de terrain régulièrement enregistrées (Gallegos et al. 2009).

Malgré que la construction fût selon les règles de l'art de l'époque, la rupture de la digue principale de 40 m de hauteur a débuté en milieu de journée, le 14 décembre 1963. Il a été décidé de procéder à une vidange d'urgence après, la détection des premières anomalies selon les nombreuses commissions d'enquête constituées à l'époque, la défaillance a résulté d'une érosion interne de la fondation par des fuites majeures à travers les failles du roc de fondation malgré la proximité de la ville, il attribue seulement trois morts à cette rupture (Hamilton et Meehan, 1971). Cependant, il y a eu plus de 50 millions de dollars en dommages directs.

1.5 Considérations et préoccupations d'ordre géologiques pour la fondation de barrage

Le programme d'investigation est conçu en fonction de considérations géologiques identifiées pour le projet. Elles peuvent être formulées sans une connaissance poussée de la géologie du site. Une fois la liste des considérations géologiques établie, les préoccupations géologiques sont attribuées à chaque considération géologique.

Elles déterminent la réponse de la fondation à l'application des charges à la mise en eau; elles déterminent également le type de traitement qui doit être choisi pour obtenir un comportement acceptable de la fondation du barrage (Icold, 2005).

L'enquête géologique pour l'emplacement d'un barrage doit déduire les conditions géologiques dans le site le plus pertinent, la profondeur des fondations et leurs types, la profondeur de coupure, le type de matériaux de construction, et le type des risques géologiques. En l'absence d'études géologiques appropriées, l'implantation de ce dernier peut entraîner de graves dangers pendant la construction et la mise en service de l'ouvrage, comme le cas du barrage de *Mossoul* situé en Irak (Sissakian et al., 2020). Il est considéré comme les conséquences des investigations géologiques inadéquates. L'emplacement du site de la structure et ses fondations sont construits sur une zone hautement karstifiée, où se trouvent

des lits de gypse et de calcaire exposés et existent profondément sous la surface du sol, et encore plus profond que les fondations. Chose qui met toujours le barrage en danger.

Les considérations géologiques se divisent en considérations générales et spécifiques, les considérations générales sont classées en deux groupes :

- a) Les risques géologiques naturels;
- b) Les risques associés aux processus d'altération à faible profondeur, ces derniers comprennent les processus d'altération dont l'érosion souterraine et la dissolution sont probablement les plus significatives pour les fondations de barrage;

1.6 Mauvaises conditions géologiques pour les sites de barrage

Des conditions géologiques ont été proposées par (Pircher, 1982), sont brièvement décrits ci-dessous :

- a) Les roches qui présentent des contraintes in situ élevées peuvent causer des problèmes de stabilité dans les appuis, les galeries de fondation et centrales souterraines ;
- b) *Les roches solubles* : un phénomène plutôt fréquent dans les régions où se trouvent des roches calcaires ou gypseuses et la présence de caractéristiques karstiques (phénomène de dissolution). La présence de karst dans la fondation d'un barrage n'affecte pas seulement l'imperméabilité, mais aussi l'écoulement souterrain de l'eau, lorsque le gradient hydraulique est augmenté par la mise en eau du réservoir, il peut se former des cavités d'affaissement par lessivage des matériaux les remplissant ou les recouvrent.

L'exemple du barrage *Saddam* qui est un très grand barrage en Irak sur le Tigre à 80 km. En amont de Mossoul. C'est un barrage en terre avec noyau d'étanchéité en limon argileux, sa hauteur est de 120 m. et sa capacité de 11 milliards m³. Cet ouvrage est construit sur du gypse, roche soluble dans l'eau. Dès sa première mise en eau en 1986 et malgré le voile d'injection, des fuites importantes sont apparues : le barrage perd jusqu'à 1,4 m³/s, soit 80 t. de fondation par jour sous forme de gypse dissous. Les injections pratiquées pour essayer de lutter contre le grignotage des fondations ont été arrêtées en 1991 à cause des événements. Ce barrage est donc en danger de rupture brutale, par un phénomène de renard. Cela se traduirait par une vague qui dévasterait la riche plaine agricole du tigre et atteindrait en 3 ou 4 heures la ville de Mossoul avec une hauteur d'eau de 10 à 20 m. et des risques de pertes humaines importantes (Mesny, 2004).

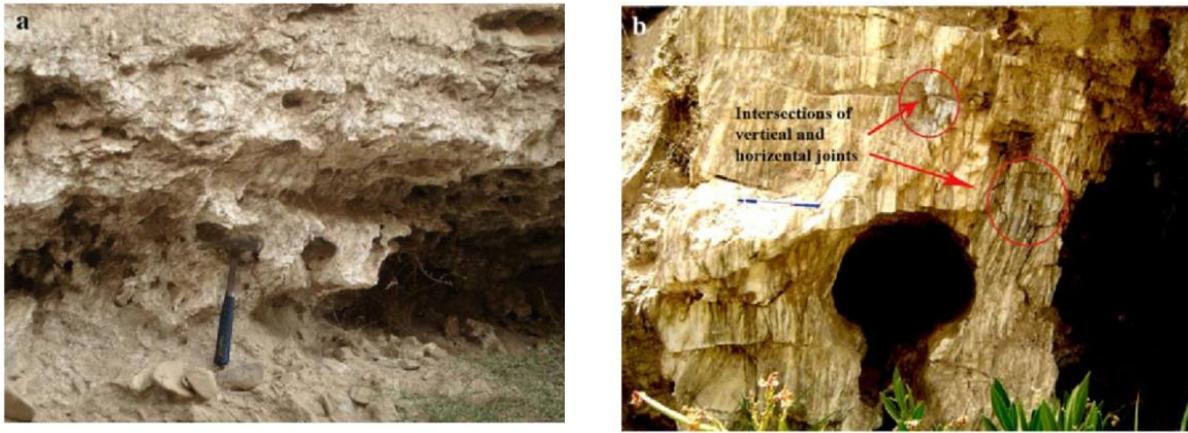


Figure 1.2- Les Roches solubles (a. Cavités dans le gypse de la formation de Gachsaran, b cavités à l'intersection des joints dans le réservoir du barrage de Chamshir, Iran) (Torabi-Kaveh et al., 2012)



Figure 1.3- Doline formée par la dissolution de gypse Permien dans le village de Sutton Howgrave, près de Ripon. Le trou formé le 14 février 2001 avec un diamètre de 5 à 6 m et 11 m de profondeur (BGS, 2013)

- c) Les failles et autres discontinuités majeures qui traversent la fondation du barrage représentent souvent des défauts sérieux de tels défauts ont une résistance au cisaillement très réduite, c.-à-d.; presque égale à la valeur résiduelle. L'écoulement à travers une zone de faille et les zones déformées adjacentes peut éventuellement conduire à une situation de renard ou à un soulèvement si la zone de faille n'a pas été bien traitée. C'est le cas des infiltrations majeures enregistrées à travers les failles du roc de fondation du barrage *Beldwin Hills*, situé à Los Angeles aux États unis, construit en 1951, engendre une érosion interne de la fondation où il a causé trois morts et plus de 50 millions de dollars en dommages directs après sa rupture (Marche, 2004).

Des pertes d'eau constatée aussi dans le barrage *Afamia B* situé dans le bassin d'Al-Ghab en Syrie. Des considérations particulières ont été portées sur le lac du barrage, qui souffre de graves infiltrations d'eau et de fuites à travers son soubassement rocheux. Une fuite verticale importante qui pourrait se produire à certains endroits par le biais de fractures et de failles qui frappent la vallée principale et passent par le lac du barrage (Al-Fares, 2011).

Définition d'une faille

On appelle une faille, toute cassure avec déplacement relatif des deux compartiments.

En fonction de leur géométrie et de leur cinématique, on distingue plusieurs types de failles. (Fig.1.4).

Faille normale : faille dont le toit est relativement affaissé par rapport au mur. C'est une faille qui est associée aux contextes tectoniques en extension. La plupart des failles normales sont très inclinées (pendage $>50^\circ$).

Faille inverse : faille dont le toit est relativement soulevé par rapport au mur. C'est une faille associée aux régimes tectoniques en compression. La plupart des failles inverses sont peu inclinées (pendage $<40^\circ$).

Faille conforme : faille dont le plan est incliné dans le même sens que les couches affectées. Selon (Martin, 2011). Elle est conforme, s'elle est opposée et si le sens de pendage des strates faillées est le même que celui de la faille .

Faille contraire : faille dont le sens du pendage est opposé à celui des couches affectées.

Faille de décrochement : faille verticale à rejet horizontal. Elle peut être associée à tous les contextes tectoniques (extensifs et compressifs).

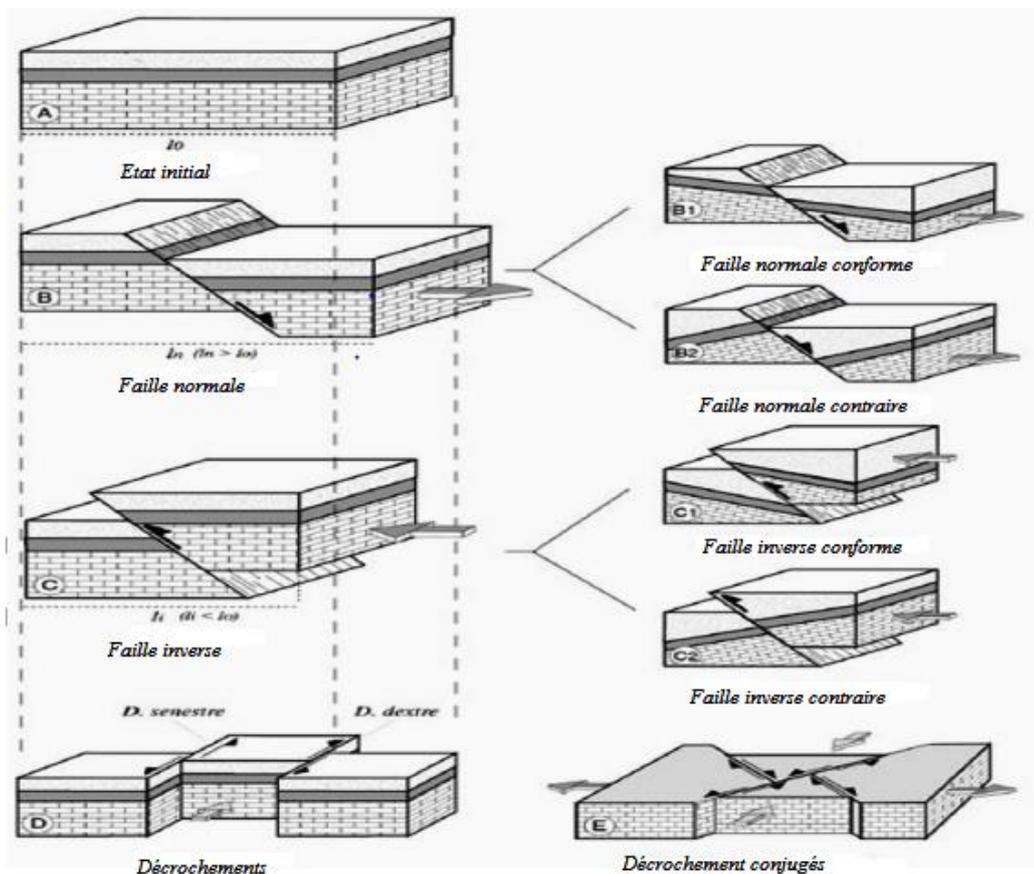


Figure 1.4- types de failles (Malek et al., 2019)

- d) Les strates de faibles résistances, les intellects et les veines qui tendent à former des cisaillements suivant le libage ou la foliation ou certaines roches argileuses (schistes

argileux, marnes) dans lesquelles des pressions interstitielles peuvent se développer durant la mise en eau, représentent des zones de rupture potentielle, ceci avant que n'importe quel déplacement relatif se soit produit particulièrement s'ils sont partiellement altérés.

- e) Les régions qui exhibent une grande hétérogénéité dans la composition du roc la distribution des matériaux sont particulièrement problématique ; les fondations qui consistent en des écoulements de basalte de grande envergure contenant des interdiges horizontaux de brèches, de scories, de schistes argileux et de sable en sont un exemple.

1.7 Problèmes d'interaction barrage/fondation

La construction d'un barrage et la mise en eau d'un réservoir changent radicalement l'état des contraintes dans les plans de vallée et le lit de la rivière.

Nous distinguons deux volets d'investigations à savoir :

- ✓ Investigations géologiques
- ✓ Investigations hydrogéologiques

1.8 Investigations géologiques

1.8.1 Importance de l'histoire géologique

L'histoire géologique d'un site du barrage est primordial pour répondre aux problèmes rencontrés et de procéder à leurs solutions. La combinaison des résultats obtenus par l'étude géologique au niveau du barrage de *Tabellout* sis à Jijel (Nord-Est Algérien), a permis de traiter le problème de mouvements ou glissements de masse engendré lors de futures sollicitations hydriques ou sismiques (Tekkouk et al., 2019).

La masse géologique du terrain peut être décrite par les quatre éléments clés suivants (ASCE, 1989) :

- Le matériau solide de la terre (roc, dépôts de surface et matériau spécial) ;
- Le matériau fluide (eau, air, hydrocarbure liquide et gazeux...etc.) ;
- La structure géologique (plis, fluage, fractures, cisaillement et facteurs de cisaillement.
- La zone d'altération peu profonde [processus d'altération incluant la désintégration, érosion de surface et déposition, altération hydrothermale ainsi que les activités humaines et biotiques].

1.9 Investigations hydrogéologiques

En ce qui concerne les fondations des barrages, les conditions hydrogéologiques souterraines représentent un facteur important pour la conception et la mise en œuvre de travaux d'amélioration du terrain ; spécialement les écrans imperméables.

1.9.1 Réponse du sol à l'eau

a) Effets des propriétés mécaniques

Augmenter le degré de saturation d'un sol ou d'un roc non saturé suite au remplissage d'un réservoir est une condition géologique qui peut avoir un impact négatif sur les propriétés mécaniques des strates porteuses. La résistance en compression de la plupart des roches décroît avec le mouillage.

Le barrage-poids arqué de *Dardenne*, construit en 1912, Toulon, présente des niveaux de fuites et des sous-pressions anormales, qui ont conduit les services concernés à entamer les études et investigations nécessaires afin de garantir la sûreté de cet ouvrage. Les reconnaissances géotechniques réalisées au niveau du barrage peuvent vérifier certaines hypothèses d'ingénierie géotechniques et améliorer le calcul de stabilité du barrage ([Laliche et al., 2015](#)). Ces études ont permis aussi de proposer la mise en place d'une recharge en pied aval du barrage.

b) Effet de dissolution

Le mouvement des eaux souterraines dans les massifs rocheux contenant des minéraux solubles accélère leur dissolution. La quantité de minéraux dissous peut être importante ; particulièrement dans le gypse [environ cinq fois plus soluble que le calcaire] ; mais dépend de certains facteurs : le débit ; le volume ; la température et la composition chimique de l'eau s'écoulant dans le roc. Le problème fondamental de la rupture du barrage voute de *Malpasset*, construit [1952-1954], en France selon ([Duffaut, 2013](#)), était l'étanchéité de la cuvette de retenue, puisqu'elle était destinée à conserver l'eau. Les calcaires karstifiés et les anciens lits comblés étaient les deux préoccupations majeures.

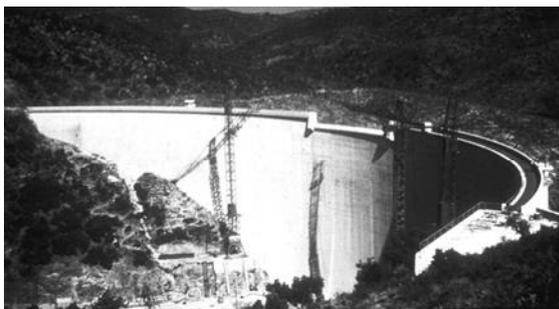


Figure 1.6- Ruine du barrage Malpasset après 1959

Figure 1.5- vue du barrage de Malpasset en construction ([Duffaut, 2009](#))

c) Effets de l'érosion souterraine (renards)

L'érosion souterraine est une situation grave lorsqu'elle survient dans la fondation d'un barrage. L'érosion par infiltration des eaux souterraines des matériaux fins du sol forme de petits conduits, tunnels ou tuyaux dans lesquels les matériaux granulaires sont transportés. L'érosion souterraine débute généralement dans des sources près du pied aval du barrage et se propage vers l'amont. La rupture survient lorsque ces conduits atteignent le réservoir ([Namane et Nor, 2016](#)).

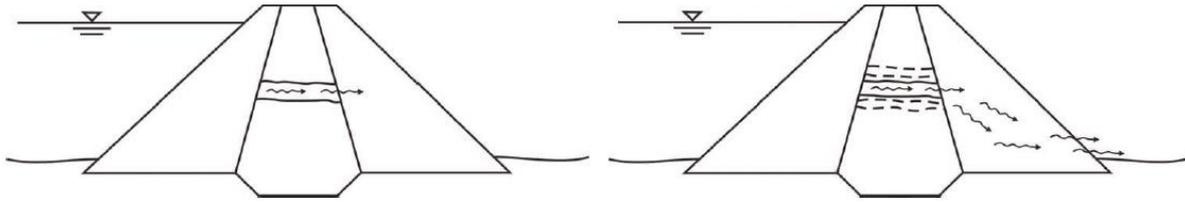


Figure 1.7-Tuyauterie dans le corps du barrage amorcé par une fuite concentrée (Flores-Berrones et Lopez-Acosta, 2011)

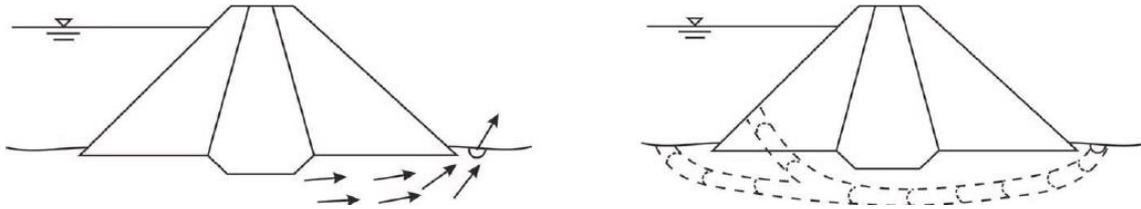


Figure 1.8- Tuyauterie dans la fondation amorcée par érosion (Flores-Berrones et Lopez-Acosta, 2011)

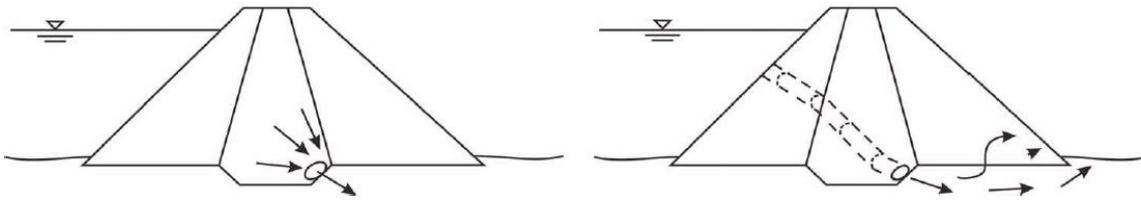


Figure 1.9- Tuyauterie de la digue vers la fondation initiée par érosion (Flores-Berrones et Lopez-Acosta, 2011)

L'érosion interne est l'une des raisons majeures de la rupture des digues. La détection d'érosion interne est compliquée en utilisant des méthodes conventionnelles et les nouvelles méthodes ou améliorées sont appréciées.

Selon [Sjödahlet al](#), le barrage Hallby est la première digue suédoise qui interpelle à l'une de ces méthodes comme, mesure de résistivité afin de contrôler l'évolution de ce phénomène.(2008).

1.10 Paramètres hydrogéologiques

1.10.1 Méthodes d'investigations

Les méthodes décrites ici pour la mesure des paramètres hydrogéologiques sont celles qui s'appliquent aux fondations de barrage et en relation avec la détermination des propriétés hydrauliques, des surfaces potentiel-métriques et de chemin de l'écoulement.

1.10.2 Les méthodes d'investigations pour acquérir les nouvelles données :

- Sur le terrain (levés classiques de terrains et de télédétection) ;
- Sur la topographie et la minéralogie (analyse des lames minces, diffraction par rayon x, cristallographie et analyse chimique) ;

- Sur la structure géologique, la stratigraphie et la présence de fluide dans le sol (cartographie géologique de surface, carotte de forage et de « wireline logging ») ;
- Sur la composition et les propriétés des fluides dans le sol (analyse chimique) ;
- Sur les matériaux solides (essais mécaniques en forage et échantillonnage, propriétés mécaniques de la roche, contraintes, essais de déformation et de perméabilité, essais chargement, levés géophysiques) ;
- Sur l'état des systèmes d'énergie :
 - Pression (les niveaux de la nappe d'eau, pressions interstitielles et mesures des contraintes in situ lorsque possible)
 - Mouvement déplacement du terrain [relevé de niveau, de collimation et triangulation, extensomètre et mesure de tassement]
 - Écoulement des fluides [technique de traçage]
 - Vibrationnel [sismographes]
- À propos de l'âge géologique (recherche sur la séquence stratigraphique et structurale, y compris le carbone, le pollen et d'autres technologies, si possible).

1.11 Les Causes de rupture des barrages

La rupture d'un barrage peut être soit le mode accidentel ou délibéré, naturelle ou d'origine humaine. Défaillances accidentelles peuvent se produire en raison de la détérioration naturelle de la structure, les dangereux événements naturels tels que les précipitations extrêmes et les inondations, tremblements de terre, tassement différentiel, éboulements, de tuyauterie, d'infiltration, déversement, action des vagues, etc. (Singh, 1996)

Les causes de mode homme inclure les attentats, sabotages, de démolition pour le bien public, la mauvaise construction, conception défectueuse, une mauvaise exploitation du réservoir, emplacement inadéquat, animal fouisseur, etc.

Les principales causes de l'échec de la terre, la gravité et les barrages-voûtes sont énumérés dans le **tableau 1.1** (Johnson et Illesm, 1976).

En 1961, la publication Espagnole « Revista De Obras Pubatterlicas » inclus 1.620 barrages et noté 308 accidents graves dans une période de 145 ans, entre 1799 et 1945. Pour les structures qui ont cédées, il y avait 163 barrages en terre ; 14 digues, 70 barrage-poids en béton, 9 barrages-voûtes, et 52 autres types. La publication a énuméré les causes des échecs comme indiqué dans le (tableau 1.1).d'après une étude de 300 barrages de partout dans le monde(Biswas et Chatterjee, 1971)a constaté que le pourcentage à environ 35 de ces catastrophes ont été en raison de dépassement de la conception du déversoir inondations, voir (tableau 1.2).C'est une cause majeure de la défaillance des barrages en terre et enrochement, et des digues en terre. On autre (25 %) des échecs sont dus à des problèmes de fondations, de la tuyauterie, les fuites, la pression de pores ; coupure inadéquate, mouvement de la faille, le règlement, glissements de terrain, etc. 40 % pour cent restants étaient dus à des causes telles que des erreurs de conception et de construction.

Tableau 1.1- principales causes de rupture des barrages selon Biswas et Chatterjee, 1971

Type du barrage	Cause de rupture
Terre	Débordement de l'eau
	Tuyauterie
	Fondation
	Action des vagues coulissante
Poids	Renversement
	Foundation
	Eboulement
	Saturation
Voute	Chargement excessif des crues extrêmes
	Cisaillement
	Débordement provoque le lavage de la fondation

Tableau 1.2- Pourcentage des ruptures des barrages en raison de diverses causes selon Biswas et Chatterjee, 1971.

Cause de la rupture	Pourcentage des barrages cedés (%)
Problèmes de fondation	40
Évacuateur des crues insuffisants	23
Mouvaise construction	12
Tassement différentiel	10
Haute pression interstitielle	5
Les actes de guerre	3
Glissement de terre	2
Matériaux défectueux	2
Fonctionnement incorrect	2
Séisme	1
Total	100

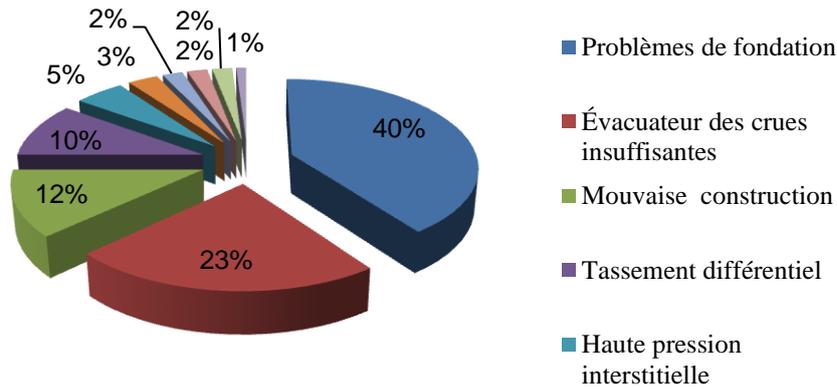


Figure 1.10- Défaillance des barrages selon les causes (Biswaset Chatterjee, 1971)

Pour un inventaire mondial de 18401 sites miniers, le taux d'échec au cours des cent dernières années est estimé à 1.2%. Cela représente plus de deux ordres de une ampleur supérieure au taux d'échec des barrages de rétention d'eau classiques qui serait de 0,01 % (Icold, 2001). Selon la figure .1.11. Les ruptures dues à des pluies inhabituelles ont augmenté de 25 % avant 2000 à 40 % après 2000. Cela pourrait être attribué aux récents changements des conditions climatiques, en particulier sur les sites miniers proches des mers et/ou situés dans les régions équatoriales qui ont reçu de fortes précipitations. De même, les ruptures dues à une mauvaise gestion ont représenté 10 % et 30 %, respectivement, pour les deux groupes de temps. Cette augmentation indique la ruée vers l'exploitation des ressources naturelles tout en compromettant les normes d'ingénierie dans diverses régions du globe. Selon Rico et al., (2008), une mauvaise gestion comprend des procédures de construction de barrages inappropriées, un mauvais entretien des structures de drainage et des programmes de surveillance à long terme inadéquats (Azam et Li, 2010). Enfin, les infiltrations ont représenté 15% et 20% pour les deux groupes de temps. Ces pourcentages restent comme signe inquiétants pour les barrages et qui dus aux problèmes techniques d'ordre géologique soit au niveau de la fondation où dans leurs corps.

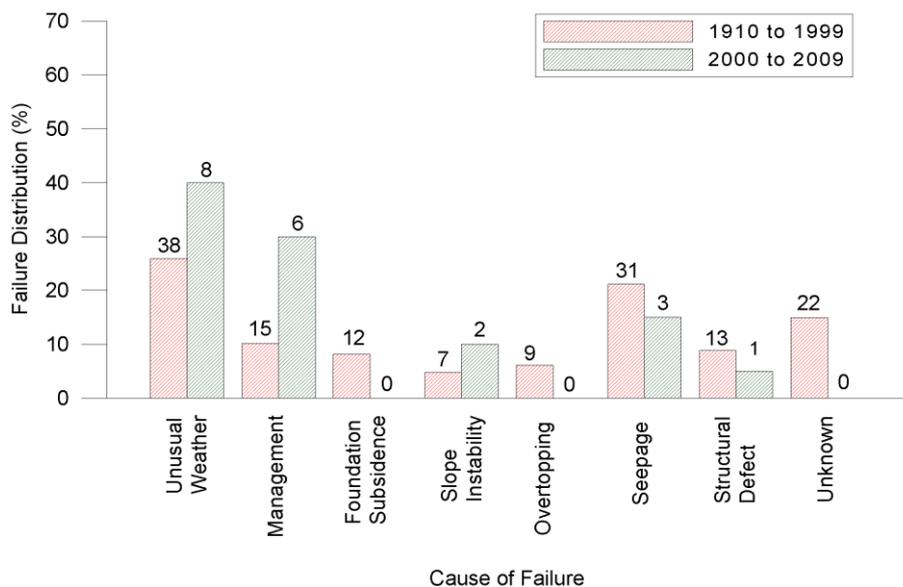


Figure 1.11- Répartition des ruptures par cause (inspiré d'Azam et Li, 2010)

1.12 Cas des barrages cédés à travers le monde

Ajoutés à des vices de conception ou de construction, les défauts de surveillance et d'entretien sont à l'origine de tous les accidents des barrages.

Les exemples suivants illustrent clairement les causes fréquentes de tels évènements heureusement assez rares, mais montrent surtout que, pour certains barrages, les catastrophes auraient pu être évitées si l'on avait procédé à l'étude géologique correcte des ouvrages, et leur surveillance attentive n'avait pas évité des accidents, mais aurait évité qu'ils se transforment en catastrophes.

Parmi les barrages au monde qui ont confronté par ce genre de problème, on cite les exemples suivants :

- Le barrage de **Montaubry** est situé en Saône et Loire (71) à l'est de la ville du Creusot, au nord du village de Saint-Julien-sur-Dhenne. Il est destiné à l'alimentation en eau du canal du Centre (Cetmef, 2006). Des activités sportives et de navigation s'exercent sur le plan d'eau. Ce barrage est édifié entre 1859 et 1861, est constitué d'une digue en terre de 16,60 m de hauteur et de 135 m de longueur en crête. Les talus amont et aval ont une pente de 3/2 et le couronnement présente une largeur de 5,50 m. Le talus amont, formé par une série de seize risbermes successives, est revêtu d'un perré en maçonnerie jointoyée prolongé sur la partie amont de la crête jusqu'au parapet. Le talus aval et la partie aval de la crête sont enherbés. La retenue ainsi constituée a une capacité de 5,1 Mm³ à la côte de retenue normale (RN=278.85 NGF) et le barrage fait partie des ouvrages intéressant la sécurité publique.



Figure 1.12- Barrage de Montaubry (source : www.barrages-cfbr.eu)

La fondation de ce barrage est comme suit :

- Côté amont, le substratum a été mis à nu jusqu'à l'aplomb de la crête dans l'axe de l'ouvrage et quatre clefs d'ancrage renforcent l'assise du barrage. Ce substratum est représenté par un gneiss plus ou moins fissuré ; en fond de vallée, il est fissuré à très fracturé ($0 < RQD < 55$) sur les 8 premiers mètres de son toit; sur les flancs du vallon, la fissuration est plus faible;

- Côté aval, le barrage a été édifié directement sur les sols de couverture avec ou sans décapage de la terre végétale. L'assise de la digue est ici constituée soit de sols provenant de l'altération en place du gneiss (argile sableuse), soit en fond de vallée, de dépôts alluvionnaires comportant essentiellement des sables grossiers propres. L'épaisseur de cette couche en fond de vallée atteint 5,60 m et constitue un drain naturel assez efficace. Toutefois, en surface, la maçonnerie des tours et des chambres de prise d'eau, mais aussi celle du perré et des escaliers, apparaissaient fortement altérées en plusieurs endroits. Cette altération consistait en une dégradation importante des joints pouvant aller jusqu'à la disparition complète du mortier dans certaines zones. Cette dégradation du mortier s'observait également dans les puits de restitution où deux fuites à fort débit (1 à 10 l/s) apparaissaient aux 2/3 du remplissage de la retenue. Ces deux fuites étaient connues depuis 1998 lors d'une visite annuelle.
- Le barrage **ALCOVA**, *État Unis*, il est construit en 1938, en terre à une hauteur de 81 m, longueur de la digue est de 233 m avec une capacité de 227 Hm³. Il est destiné pour l'irrigation et la production de l'énergie électrique. La formation géologique de sa fondation c'est de limon sableux, il est craqué en 1968 à cause de la détérioration des roches qui étaient les sulfates (Tsakiris et al, 2010).

- Le barrage de **MATEMALE** est un ouvrage en terre homogène corroyée d'une capacité de 20.5 hm³, d'une longueur de 984 m, construite entre 1957 et 1959.

Le remblai, haut de 37 m sur fondation en rive droite, est constitué d'alluvions fluvio-glaciaires prélevées dans une terrasse située à 500 m à l'aval (perméabilité moyenne du matériau : e^{-7} m/s, 45 % d'éléments inférieurs à 5 mm).

Le parement amont est protégé du battillage par un revêtement constitué de dalles en béton armé d'une épaisseur de 15 cm pour une surface unitaire de 20 min 2 s.

Un voile d'injection de la fondation, en bentonite-ciment et silicate aluminé a été réalisé sur les parties rive droite et centrale de la digue ; l'extrémité de la rive gauche n'a pas été traitée, à cause principalement des très faibles charges d'eau dans ce secteur.

Lorsque le niveau de la retenue atteint la cote 1536 NGF, une fuite d'un débit maximum d'environ 5l/mn apparaît sur une dizaine de mètres dans le caniveau de pied aval du barrage, en rive gauche (Fryet et al, 1994).



Figure 1.13- Barrage de Matemale (source : www.barrages-cfbr.eu)

- Le barrage de **FRANCFORT**, Allemagne. Il construit en 1975, le barrage près de Francfort, Allemagne a eu des 9,75 m de taille et de largeur de 120 m, et une capacité de stockage de $3.51 \cdot 10^5 \text{ m}^3$ (Singh, 2013). Ce barrage défailant dans des circonstances particulières. Tandis que la forte pluie qui s'est produite pendant la semaine de l'échec ne compromettait pas le barrage et le déversoir était normal à l'heure de l'échec, c'était peut-être l'infiltration par la base qui a causé la rupture. L'infiltration dans le barrage a été précédée par une augmentation de ligne d'eaux souterraines au pied du barrage. Des minutes avant que la coupure, l'eau aient commencé à filtrer le barrage prenant par la suite la forme du jet 20 cm dans la décharge maximum de diamètre, il était $793 \text{ m}^3/\text{s}$.

- Le barrage de **FRENCHMAN, MANTANA, Etat Unis**. Le barrage est construit en 1951, il a une hauteur de 12.2 m, longueur de 884 m et une capacité de stockage de $8.6 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ (Donald et Monopolis, 1984). La décharge maximum est de $1586 \text{ m}^3/\text{s}$. Le barrage est craqué en 1952 en formant une brèche de 244 m de largeur et une profondeur moyenne de 12.2 m. La durée de rupture est estimée à trois heures.

- Le barrage de **HAMET, CALIFORNIA, ÉTATS-UNIS**, il est construit en 1923 à CALIFORNIA, il a une hauteur de 6.1 m est une largeur estimée à 83.2 m. La capacité du réservoir est de $8.63 \text{ E}^6 \text{ m}^3$. Après le passage des fortes précipitations, le barrage a été débordé avec un débit de $1600 \text{ m}^3/\text{s}$. Ces dangereuses averses ont causé des chutes de neige qui à leurs tours provoquent le débordement de 11 bassin de drainage.

- Le barrage de **SHERBOURNE, NEW YORK, ÉTATS-UNIS**, incorporé en 1892. Le barrage à une hauteur de 10.4 m est une largeur de 45.7 m. Un débit de pointe qui est de $104 \text{ m}^3/\text{s}$ a causé une brèche de 10.4 m de profondeur et 10.4 m de largeur (Singh et Snorrason, 1982). En septembre 1905, la digue est submergée par une crue dont le talus aval est glissé en 03 trois heures.

- Le barrage de **Cublize (69)** est constitué d'un remblai quasi homogène en arènes granitiques (environ 80 % de sable), de 16 m de hauteur maximale, créant un plan d'eau à usage touristique de 35 ha pour une capacité de 2 hm^3 . L'ouvrage, fondé sur un massif granitique, est pourvu d'un drain vertical arasé deux mètres en dessous du niveau normal des eaux (niveau RN) et d'un drain horizontal au contact fondation-remblai sur la moitié aval du barrage. Construit en 1977 et 1978, le barrage a fait l'objet d'une première mise en eau en novembre-décembre 1978. le niveau est ensuite resté très proche de la côte RN, sauf deux vidanges partielles de 2 mètres sous la cote RN en novembre 1981 et décembre 1985. (Peyras et al. 2004) En septembre 1988, à l'occasion d'une visite annuelle de contrôle, une zone particulièrement humide est repérée au pied aval du remblai. Cette constatation, jamais observée précédemment, donne lieu à des recommandations de surveillance rapprochée. En mi-octobre 1988, la zone humide s'est agrandie et des glissements

localisés sont observables sur une dizaine de mètres de longueur sous la risberme aval (autour de la cote 429.50). Deux jours plus tard, des venues d'eau avec entrainement de matériaux sont alors visibles dans les mêmes secteurs et la décision de vidanger totalement le plan d'eau est alors prise en urgence.

- Le barrage de **Teton**, *Etats-Unis*

Dans la surface du réservoir se constitue la roche volcanique, la perméabilité est élevée et un écoulement appréciant d'un pourcentage d'eau emmagasinée dans la recharge.

Le barrage est compacté, noyau central en argile et le remblai en gravier. Le barrage à 950 m de longueur à la crête, et un talus de 3 h/1v, avec un volume total de 7.65 106 Mm³.

La construction du barrage est entre 1972 et novembre 1975. Le remplissage est débuté en décembre 1975, avec la sortie de la vidange, le débit est 8.5 m³/s' en 1976 puis il est arrivé à 27 m³/s. ([Seed & Duncan, 1981](#) ; [Sherard, 1987](#)).

Récemment, le monde a enregistré quelques incidents de rupture de barrages en citant l'exemple du barrage de Mariana, au Brésil, le 15 novembre 2015, tsunami de boues a englouti le petit district de Bento Redrigues ([Fernandes et al., 2016](#)).

En Algérie, certains barrages ont toujours souffert de ce fléau qui met en conséquence la sécurité de ces ouvrages et les populations à l'aval en danger. Les barrages qui sont implantés dans la zone aride sont aussi confrontés par ce phénomène où la ressource en eau est rare. Environ 15 barrages ont sérieusement perdu un volume considérable d'eau qui dépasse un million m³ par an dû aux fuites à travers les rives et les fondations ([Benfetta et al., 2017](#)). Parmi ces barrages, le barrage *Quizert, Foum El Gueiss et Foum El Gerza* ([Remini, 2010](#)).

Au cours de XX^e siècle, plusieurs accidents ont été recensés où ils ont causé des pertes en vie et dommages considérables. Parmi eux, on cite le barrage-poids en maçonnerie de Fergoug, au Mascara, construit en 1865, est craqué en 1927, ou une brèche de 16 m de hauteur et 200 m de largeur ([Sardouetal. 2018](#)).



(a)

(b)

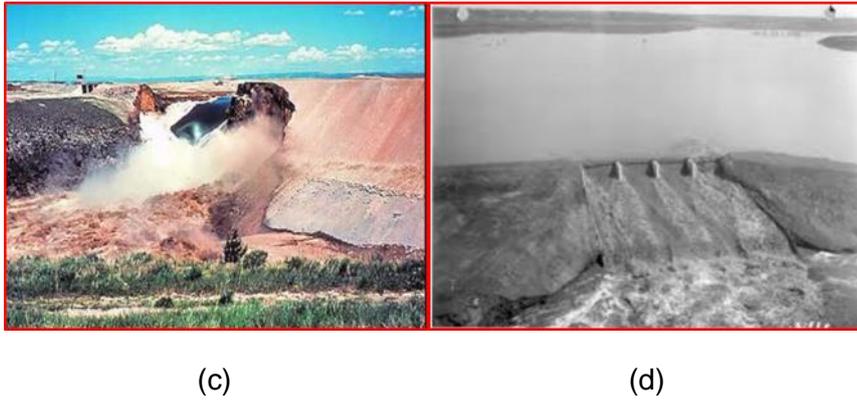


Figure 1.14- Cas de rupture (a) le barrage de Hamlet; (b) le barrage de Alcova; (c) le barrage de Teton; (d) le barrage de Frenchman (www.barrages.cfbr.eu)

1.13 Surveillance et examen des barrages

Le maintien en bon état des grands ouvrages tel que les barrages est primordial. Le but de l'auscultation est de détecter le plus tôt possible les phénomènes susceptibles de nuire à la sécurité des structures. On privilégie la qualité des mesures — choix et localisation — à leur quantité. Des qualités particulières sont recherchées pour les dispositifs (« intégrateurs », bien choisis, avec un peu de redondance, évolutifs) et les capteurs (longévité, robustesse, fidélité, précision, simplicité et rapidité d'exploitation et de contrôle, possibilité de télémessure). Des améliorations et nouveautés sont apparues récemment dans les techniques de mesure, pour répondre à des besoins nouveaux et améliorer la performance. L'analyse de données se fait par des méthodes statistiques pour caler un modèle de comportement sur le passé de l'ouvrage. Les méthodes évoluent, mais le but reste la constitution d'un historique de mesures homogène, la compréhension du comportement, et la détection des évolutions irréversibles signe du vieillissement des structures. Ceci est facilité par la soustraction des effets réversibles, et la visualisation de l'historique de toutes les mesures ainsi ramenées à conditions identiques (Fabre, 2014).

1.13.1 La conservation de l'ouvrage en bon état de service

Le but de maintenir la structure en bon état de fonctionnement ne fait que prouver la rationalité d'un contrôle et d'un entretien réguliers. Deux arguments à cela :

- Un bon entretien du barrage ralentira son taux de vieillissement, prolongeant ainsi sa durée de vie, et des travaux réguliers à petite échelle peuvent éviter une intervention extensive après des désordres progressives;
- Une surveillance régulière est essentielle pour découvrir tout nouveau phénomène dans le temps, suivre tout phénomène en développement et prendre facilement les mesures nécessaires; un bon entretien de la structure facilite grandement sa surveillance (Royet, 2006b).

Le suivi pendant la mise en eau du barrage est considéré comme une étape essentielle car il s'agit d'un test complet de la structure et doit pouvoir détecter d'éventuelles anomalies et juger de leur comportement. Par rapport aux prévisions du projet.

En phase d'exploitation, le rythme de surveillance est plus léger en fonction de la taille de la structure, de l'état général et de l'environnement extérieur. Surtout lors de la détection d'anomalies ou de chaos et d'inondations, la surveillance doit être renforcée.

La surveillance des barrages repose sur les éléments suivants :

- **L'inspection visuelle** : Il s'agit d'une méthode qualitative, qui contient un grand nombre de paramètres, qui peut détecter environ 90% des anomalies et des désordres qui peuvent affecter la structure;
- **Vérifier régulièrement le fonctionnement normal de la vanne** (prise d'eau, drainage et évacuation des crues si nécessaire). Cette vérification doit être effectuée lors d'une visite technique approfondie, mais l'opérateur peut effectuer des tests plus fréquents;
- **L'auscultation** : Il s'agit d'une méthode quantitative basée sur l'analyse des résultats de mesure fournis par l'instrument dédié à chaque structure. Nous mesurons principalement le déplacement, la déformation, la pression, la vitesse d'écoulement. Une analyse détaillée est susceptible de mettre en évidence d'éventuelles anomalies dans le comportement des barrages, avant même qu'elles n'apparaissent comme des signes extérieurs visibles. De plus, il peut être intéressant d'examiner attentivement le chaos qui s'est produit sur la structure (comme les fissures ou les fuites).

- 1.13.2 L'inspection visuelle

Il convient de distinguer trois niveaux dans l'inspection visuelle et de ses abords :

- L'inspection visuelle de routine ;
- L'inspection visuelle à l'occasion des crues ;
- Les visites techniques approfondies.

1.14 Historique des inondations dans la wilaya de Biskra

L'inventaire des inondations à travers le pays pour la période de 1949-2010 révèle qu'il n'existe pas de régions prémunies contre ce risque, et que ces événements sont imprévisibles dans le temps et dans l'espace. Les crues du 12 septembre 1963 ont fait des dégâts énormes touchant le Sud -est algérien, celle de l'automne 1968 en Algérie (touchant la ville de Biskra) ([Boudoukha et Boumessnegh. 2012](#)).

Des énormes dégâts ont été marqués par la crue du 06 janvier 1975; signalés dans les villes de Batna, Biskra. Pour revenir aux inondations de l'est de l'Algérie, il faut compléter l'information, en signalant que d'autres crues se sont produites dans les wilayas de Batna, Biskra et Oum el Bouaghi. Le 18 septembre 2007, à Biskra, l'Oued était à nouveau sorti de son lit.

Malgré les grands travaux effectués par la direction de l'hydraulique, pour la protection de la ville de Biskra contre les inondations, ce phénomène persiste subitement. Citons par exemple la crue du mois de mars 2004, celle du 08 octobre 2005, celle du mois de janvier 2006, celle du 13 et du 14 novembre 2009. Le bilan des inondations s'alourdit provoquant des dégâts matériels et humains. Terminant notre recensement par la dernière inondation du 16 et de 17 juin 2010 où plusieurs wilayas du pays ont été touchées par les intempéries. Et celle du mois

de novembre : la RN 83 ; reliant la ville de Biskra à celle de Khenchela, à hauteur de l'oued Lahguef et oued Abderrahmane (commune de Zeribet El Oued) est également, difficilement praticable par inondation de la chaussée.

Si en regardant l'historique des inondations selon le (Tab.1.3), on constate que les débits des crues enregistrées dans les périodes estivales sont importants, ils dépassent les 150 m³/s sont destructrices comme le montrent les dégâts matériels et humains. Ces crues peuvent mettre en doute la sécurité du barrage et la population en aval en danger.

Le tableau ci-dessous présente l'historique des crues enregistrées dans la wilaya de Biskra.

Tableau 1.3-Récapitulatif des inondations de la ville de Biskra à partir de 1980(Azioune et al., 2018)

Dates des inondations	Quartiers, zones ou secteur touchés	Dégâts			les caractéristiques hydroclimatiques
		Houmains (morts et blessés)	sinistrés	matériels	pluie en (mm), durée,débit
Février 1980	Ancienne ville, Sidi zarzour	4 morts et 32 blssés	200 familles		Q = 283m3/s
Juin 1981	Ancienne ville oued biskra		10 familles	2 batiments effondrés et 17 batiments endommagés à risque d'effondrement	Q = 178.2 m3/s
Octobre 1982	centre ville	3blessés 2 portés disparus	138 familles	réseaux routiers détérioré,236 maisons endommagées ou détruites	48mm,24h, Q=246.6 m3/s
Aout 1984	centre ville, Sidi Barket, Bab El Darb et Majeniche	16blessés	40 familles	435 maisons,10 km de cable téléphonique,21 habitations, 5Km cable électrique	Q=127.6 m3/s 3h 19
Aout 1989	El Alia,Sidi Ghozal,Zhun Est, centre ville,Star Melok	3 morts e 9 blessés	126 familles, 59 maisons	10 sociétés, 119 constructions; 543 habitations, 1.5 de cable électrique, 3km de route	70.7 mm en mois d'Avril, 34 mn Q=152.4 m3/s
Decembre 1990	centre ville et les quartiers sur les berges de Sidi Zarzour	7 blessés	58 familles	effondrement de 40 habitations et 21 batiments endommagés , a risque d'effondrement	1h de pluie Q=91.45 m3/s
Janvier 2003	Quartiers longeant oued biskra et oued Zarzour	11 morts		543 habitations, 2.5 km de routes	Q=142 m3/s 49mm
Mai 2004	Biskra Elhadjeb	1 mort		8 habitations détruites suite au débordement de oued biskra	Q=64.3m3/s 48 h
Avril 2005	la vielle ville et quartiers Ouest,Alhadjeb sidi Zarzour,Z'mor,Oued El Hai	3 morts, 7 blessés		effoderment de 543 habitations	Q=150 m3/s 24/25 Avril
Janvier 2011	Oued biskra	1 mort,2 blessés		dégats matériel importants	Q=281 m3/s, 23 h
26 Mars 2015	Oued Z'mor	5 morts, 3blessés	3familles	dégats matériel ,reseau routier endommagé	Q=83.31 m3/s, 5h



Figure 1.15- photos des inondations de la ville de Biskra (Azioune et al. 2018)

1.15. Travaux antérieurs

Dans cette thèse, deux techniques de détection des infiltrations dans la fondation du barrage de fontaine des gazelles ont été utilisées. Les méthodes sont :

1. Méthode fondée sur l'analyse piézométrique des données d'auscultations ;
2. Méthode des isotopes stables en utilisant le deutérium (^2H) et l'oxygène (^{18}O)

Beaucoup des travaux recherches ont été cités dans la littérature, utilisent l'une des méthodes afin d'identifier l'origine de fuite constatée dans les barrages en terre.

- La méthode isotopique et statistique stable a été utilisée pour identifier la source et la cause d'une fuite anormale sur le barrage zoné du réservoir *Xin-Shen* situé dans le nord de Taiwan (Peng et Wang, 2008). Les résultats isotopiques et hydrologiques stables O et H indiquent que la fuite anormale sur la coque du barrage provient du drainage du filtre dans le barrage. La raison des fuites anormales est due à l'eau imprévue et importante provenant de précipitations qui s'écoule dans le corps du barrage.
- Cette méthode a fait l'objet d'une étude de détection des fuites au barrage de *Tehri*, d'une hauteur de 260.5 m, est le cinquième et le plus haut barrage en terre d'Asie au monde, construit sur la rivière Bhagirathi qui est le principal affluent du fleuve Ganga. Un réseau de galeries de drainage a été construit dans la culée pour minimiser la pression générée par le débit d'eau. Une infiltration rapide d'eau a été observée à sept endroits dans les galeries de drainage d'AGR-3 et d'AIGR (Rai et al. 2012). L'étude montre que le réservoir est le principal contributeur à l'augmentation de l'infiltration dans les galeries de drainage (AGR-3 et AIGR), sauf à un endroit.
- Une étude hydro chimique a été menée pour identifier la source et l'origine des sources observées au pied de la butte jouxtant le flanc gauche du barrage en terre de *Gollaleru, Nandyal, Andhra Pradesh, Inde*. Des échantillons d'eau (sources, eau de réservoir et eau souterraine) dans et autour de la zone du barrage ont été collectés et analysés pour les isotopes environnementaux ($\delta^{18}\text{O}$, $\delta^2\text{H}$ et ^3H) et l'hydrochimie. Les résultats isotopiques indiquent que la source provient du réservoir *Owk* et que la contribution des eaux souterraines aux sources est insuffisante (Noble et Ansari, 2017).

Après avoir détecté l'origine des infiltrations dans la fondation du barrage, il est impérativement de proposer des solutions pour lesquelles en minimisant l'effet des fuites et en conséquence l'effet de sous pressions sous la fondation de la digue, particulièrement dans le piézomètre P3. Il existe plusieurs techniques de traitement des infiltrations à savoir : les injections avec des coulis de ciment, les parois moulées...etc.

Le traitement des eaux d'infiltration a fait l'objet d'une attention particulière pour de nombreuses études ces dernières années. Par exemple, l'évaluation et le traitement des problèmes d'infiltration au barrage de *Chapar-Abed*, en Iran (Uromeihyet Barzegari, 2007) et au barrage de *Kalecik*, en Turquie (Turkmen, 2003) ont été évalués. Un coulis de perméation à basse pression est adopté pour assainir les couches centrales détériorées de cinq des barrages vieillissants en République de Corée (Park et Oh, 2018). La même solution fait l'objet de traitement des fuites au niveau du barrage projeté sur l'oued de *Caney Fork* dans le Tennessee

(les états unis). Elle permet de réduire le volume d'eau perdu à 2 % (Ahmed et Khan, 2016). Ces recherches doivent être menées, car le barrage joue un rôle important dans la gestion des réservoirs d'eau pour l'agriculture.

1.16 Conclusion

Plus de 45 000, est le parc mondial en barrage recensé par les spécialistes, et il s'en ouvre 2 nouveaux chaque jour. Ces ouvrages étaient toujours exposés à des problèmes techniques dus aux interventions humaines ou naturelles. Ils mettent la sécurité de ces structures et les populations à l'aval en danger.

Plusieurs cas de rupture des barrages ont été enregistrés à travers le monde ou les causes étaient liées soit aux problèmes de fondation, de mauvaise construction, haute pression interstitielle ou d'autres charges externes. L'Algérie possède presque 114 barrages, grands et petits en exploitation où certaines, datent depuis l'indépendance, et qui se trouvent dans des états in peu dégradés, qui nécessitent une surveillance vigilante et une maintenance curative. Ces ouvrages souffrent de beaucoup de problèmes tels que les fuites qui causent énorme de pertes d'eau chaque année et réduire leurs capacités de stockage.

Chapitre 2. Méthodologie de Recherche

2.1 Introduction

L'objectif de ce chapitre est de donner au lecteur un aperçu de différentes techniques utilisées pour la détection des fuites dans les barrages en terre. La détection des infiltrations au niveau des barrages et leurs fondations nécessite des investigations spécifiques appliquées en approche hydrogéologique. Dû à la nature compliquée des problèmes rencontrés, plusieurs techniques s'avèrent indispensables : traceurs isotopiques naturels (isotope stable, tritium, déliurium ^{13}C), traceurs artificiels, méthodes géophysiques, méthodes thermométriques, analyse piézométrique et test de perméabilité. Nous décrivons ensuite, les méthodes de simulations des infiltrations appliquées à ce jour afin de traiter ce phénomène. Puis, nous montrons l'intérêt d'adopter l'une des techniques de conformement des barrages.

I. Techniques de Détection des Fuites dans les Barrages en Terre

2.2 Les voies de traçage

La technique du traçage en hydrologie est fondée sur le repérage, qui est souvent mesure des teneurs en composés chimiques, substances colorées, molécules isotopiques stables ou radioactives, ou même en produits solides, présents à un certain moment du cycle hydrologique.

Cette technique subdivise en deux types de traçage, à savoir :

(1) Le traçage artificiel qui consiste à introduire des substances déterminées dans le milieu où elles étaient absentes ou très faiblement représentées.

(2) Le traçage naturel se limite à l'examen des teneurs présentes dans le milieu sans opération d'ensemencement.

On notera brièvement que certains facteurs internes (coût, niveau de détection, et contrôle de l'injection et le rejet) rendent l'utilisation de traceurs artificiels particulièrement adaptée aux phénomènes hydrologiques à courts intervalles de temps ou à courtes grilles spatiales. Habituellement, lors de l'étude des eaux de surface et de la circulation souterraine rapide (karst ou roches principalement fissurées, et parfois nappes libres), il est très nécessaire d'utiliser des traceurs artificiels.

Selon les recommandations de la Décennie hydrologique de l'UNESCO, le suivi naturel ou un meilleur suivi environnemental couvrira théoriquement tous les types de méthodes de chimie de l'eau (Fontes, 1976). Les avantages de cette méthodologie sont principalement qu'elle peut résoudre n'importe quel milieu, mais ne sera en fait soumise à aucune restriction en raison de la taille ou de la durée de l'objet de recherche. Autre fonction importante et intéressante: les traceurs environnementaux sont généralement dans un état stable à chaque étape de leur cycle (y compris les fluctuations de leur contenu).

L'application de traçage environnemental a été adoptée par (Joerin, 2000) pour améliorer la compréhension du comportement hydrologique des bassins versants naturels. L'étude était essentiellement basée sur l'observation et la mesure des processus hydrologiques sur un bassin de recherche expérimentale de Haute-Mentue.

2.3 Les Isotopes stables

À la faveur des progrès réalisés dans les techniques de séparation et de mesure isotopiques, les isotopes stables apparaissent comme des marqueurs de choix pour tout un ensemble d'application. la composition isotopique des produits naturels varie en effet selon le climat, les saisons ou leur site géologique d'origine, tandis qu'un même produit a une composition isotopique totalement différente selon qu'il s'agit d'un produit naturel ou de synthèse.

2.3.1 Connaissance de base

Dans le tableau périodique des éléments, ceux-ci classés selon le nombre de protons que l'on peut trouver dans leur noyau. Or, pour un élément donné, celui-ci peut avoir un nombre variable de neutrons. Des atomes qui possèdent le même nombre de protons et d'électrons, mais un nombre différent de neutrons seront appelés des isotopes d'un élément. Il existe deux

sortes isotopes, les isotopes stables et les isotopes instables. Un isotope instable est un isotope dont l'assemblage des protons et des neutrons dans le noyau ne parvient pas à garder sa cohésion. Puisque ce noyau de protons et de neutrons est instable, à plus ou moins long terme des protons seront éjectés transformant l'élément initial en un autre élément, on parle alors d'élément radioactif. À l'opposé, un isotope stable est un isotope dont l'agencement de protons et de neutrons dans le noyau est l'équilibre et est donc non radioactif. Chaque élément possède plusieurs isotopes stables, celui étant présenté dans le tableau périodique des éléments étant habituellement le plus abondant sur Terre. de nos jours, connaissons pour chaque isotope de chaque élément, la proportion que l'on retrouve dans la nature. Par exemple, nous savons que dans les natures isotopes du carbone sont répartis de la façon suivante : ^{12}C : 98.9 %, ^{13}C : 1.1 %, les autres isotopes du carbone, comme les ^{14}C et les ^{11}C sont considérés comme étant présent à l'état de traces (Clark et Fritz, 1997).

2.3.2 Techniques isotopiques, fonctionnement et applications

Les techniques isotopiques sont utilisées depuis plus de 60 ans pour la compréhension du cycle de l'eau (Blavoux et al., 2014). Comme mentionné précédemment, il est possible d'avoir plusieurs isotopes stables pour un même élément. Puisque ces différents isotopes du même élément se trouvent dans la nature, ceux-ci interagissent dans les cycles chimiques et biologiques naturels. Or, comme leurs poids respectifs varient, les isotopes plus légers seront plus facilement transformés, leur moindre poids nécessitant moins d'énergie pour une même transformation. On appelle ce phénomène le fractionnement. Puisque selon la réaction et l'élément impliqué le fractionnement sera différent, il nous est possible de distinguer des « signatures isotopiques ». Prenons par exemple le carbone pour lequel il existe deux isotopes stables : le ^{14}C et ^{13}C puisque le fractionnement diffère selon les réactions chimiques, le rapport de $^{14}\text{C}/^{13}\text{C}$ ne sera pas le même dans du, mais, un érable ou encore dans une plante aquatique, qui traitent chacun le carbone à l'aide d'une réaction chimique différente. Par des techniques isotopiques, il est donc possible de retracer l'origine du carbone dans un système naturel donné.

Bien que la plupart des éléments possèdent plus d'un isotope stable, les éléments les plus régulièrement utilisés sont l'hydrogène ($^2\text{H}/^1\text{H}$), le carbone ($^{13}\text{C}/^{12}\text{C}$), l'azote ($^{15}\text{N}/^{14}\text{N}$), l'oxygène ($^{18}\text{O}/^{16}\text{O}$) et le soufre ($^{34}\text{S}/^{32}\text{S}$). Ces isotopes peuvent être utilisés dans de très nombreux domaines dont voici un rapide survol. Les isotopes du carbone et de l'azote servent souvent à mieux comprendre la chaîne alimentaire, autant chez les animaux que chez les humains. Le carbone s'est d'une part de traceurs afin de connaître l'origine du CO_2 qui se trouve dans le réservoir, mais on s'en sert également pour estimer les flux de CO_2 à l'interface air/eau. la composition isotopique du soufre est majoritairement utilisé pour des études sur des bactéries ou encore sur des roches. En derniers lieux, les isotopes d'hydrogène et d'oxygène, qui sont ceux utilisés dans le présent travail, servent à comprendre les systèmes hydrologiques. Ces isotopes permettent d'estimer la source d'approvisionnement en eau, les processus d'évaporation dans les lacs et rivières, de calculer la recharge, d'estimer les temps de séjours et possèdent encore de nombreuses utilisations.

2.3.3 But de l'étude et technique utilisée

Comme mentionné précédemment, les différents isotopes d'un même élément subissent un fractionnement dû à leur différence de masse.

Dans le cadre de notre étude, nous cherchons à savoir la quantité de ^{16}O et de ^{18}O dans les échantillons afin de voir si les quantités diffèrent selon le point d'échantillonnage. Or, il est extrêmement coûteux et difficile, voire même impossible, de mesurer la quantité absolue d'un isotope. Nous avons opté pour les techniques IRMS (isotope ratio mass spectrométrie).

Pour l'instant, il est utile de savoir qu'à l'aide de cette technique, il est possible de trouver le rapport entre les isotopes d'un même élément et de comparer ce rapport à un étalon standard, reconnu internationalement, dont le contenu isotopique absolu a été mesuré. Par cette analyse, nous obtenons une valeur dont la notation est de delta (δ) et dont l'unité est ‰. L'exemple de notation delta pour l'oxygène s'écrit comme suit :

$$\delta_{18\text{O}} = \frac{\left(\frac{[18\text{O}]}{[16\text{O}]}\right)_{\text{echantillon}} - \left(\frac{[18\text{O}]}{[16\text{O}]}\right)_{\text{standard}}}{\left(\frac{[18\text{O}]}{[16\text{O}]}\right)_{\text{standard}}} * \text{‰} \quad (2.1)$$

Dans le cas de l'eau l'étalon standard pour la mesure de ^{18}O et de H est SMOW (*Standard Mean Ocean Water*), valeur théorique du contenu isotopique de l'eau océanique et qui a été établie par (Craig, 1961). Au cours de la même année, Craig a également démontré qu'il existe une relation linéaire entre les valeurs de ^{18}O et ^2H dans les eaux douces de surface, et ce à l'échelle globale, cette droite a été définie comme étant le « *global meteoric water Line* » (GMWL) et représente la composition isotopique théorique moyenne de l'eau météorique (Chevalier.M, 2010).

2.4 Méthodes géophysiques

Les levés géophysiques ont été utilisés pour les investigations de génie civil depuis la fin de 1920 (Rao, 1989), quand les levés de résistivités sismiques et électriques sont utilisés pour les études d'emplacement des barrages.

L'utilisation des techniques géophysiques pour les investigations des fuites dans les barrages et lacs est certainement très rare. Elle est due à plusieurs raisons :

7. Le nombre de techniques géophysiques connu est très élevé. Sauf que certains techniciens du domaine ne sont pas d'accord avec les possibilités qu'ils offrent.
8. La performance de l'essai sur terrain et l'interprétation des résultats exige la collaboration des spécialistes et techniciens expérimentés (Plata, 2002).
9. Souvent, les techniques géophysiques seules qui ne peuvent pas prouver des solutions définitives au problème des fuites dans les barrages.

2.4.1 La méthode de résistivité électrique

Pour réaliser cette méthode, il suffit d'injecter dans le sol à l'aide de deux électrodes, un courant électrique continu ou alternatif à basse fréquence. Les deux autres électrodes, sont également implantées dans le sol, permettant de mesurer une différence (ΔV (volt)).

Les quatre électrodes forment un quadripôle comme indiqué en (Fig.2.1). La mesure du potentiel est combinée avec la mesure de l'intensité du courant I (Ampère) injecté pour mesurer la résistivité apparente du sol ρ_a :

$$\rho_a = K \frac{\Delta V}{I} \quad (2.2)$$

La grandeur ρ_a :est proportionnelle au rapport de la différence de potentiel sur l'intensité du courant injecté. Le coefficient de proportionnalité K est un facteur géométrique fonction de positionnement des électrodes (Robain et al., 1999). La profondeur d'investigation des méthodes électriques varie en fonction de l'espacement inter électrodes et est de l'ordre de 1/6eme à 1/8eme de la longueur du dispositif (Fauchard et Mériaux, 2004).

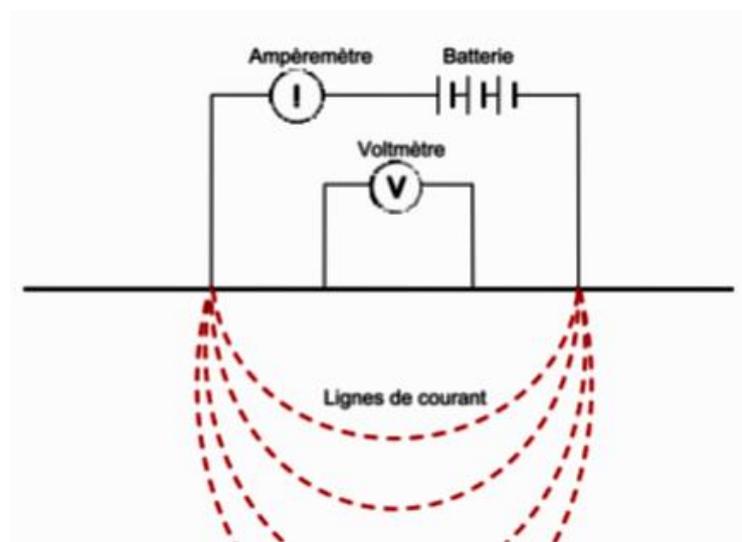


Figure 2.1- Principe de mesure de la résistivité du sol (inspiré de (Cunat, 2012a))

Le champ de résistivité d'une zone peut être réalisé par différentes méthodes :

- *Le traîné électrique* : la taille du réseau d'électrodes est fixe (espace constant entre inter électrodes) mais est déplacé sur toute la zone de prospection.
- *Le sondage électrique* : après chaque mesure, éloignez progressivement les électrodes les unes des autres pour augmenter l'épaisseur de mise à la terre.
- *Le panneau électrique* : c'est une combinaison des deux premières méthodes.

Cette technique a été utilisée pour l'investigation des infiltrations anormales constatées au barrage de *Hsin-Shan* à Taiwan (Lin, Hung, Yu, et Wu, 2013). Elle était utilisée aussi pour identifier les lieux d'infiltrations constatées dans la rive droite du barrage *Akdeğirmen* situé dans la province d'Afyon karahisar en Turquie. L'interprétation des données de cette méthode

a montré la distribution des strates et de la zone d'infiltration le long de la rive droite du barrage (Yilmaz et Koksoy, 2017).

2.4.2 Méthode de potentiel spontané

La technique de potentiel spontané vise la localisation des écoulements souterrains pour mesurer le potentiel généré par l'eau. Ces méthodes ont été utilisées par différents auteurs durant plusieurs décennies dans la connexion à étude de fuite du barrage (e. g, Al Saigh et al, 1994 ; Bogolovski and ogilvy, 1970.a, b ; corwin, 1988a, cuillar et al, 1996 ; haines, 1978, ogilvy et al, 1969, Schiavone and quarto, 1984) (Bedmar et Araguas, 2002).

La méthode du potentiel spontané correspond à la mesure passive de la distribution du potentiel électrique à la surface du sol ou en forage sans injection de courant. Dans la nature, il existe différents types de sources de courant qui peuvent générer un potentiel électrique.

Le potentiel d'électro filtration, par exemple, est lié à la circulation de l'eau en milieu poreux ou fracturé.

Le potentiel d'oxydoréduction, ou potentiel redox génère également des anomalies de potentiel électrique. On parle alors de phénomène électro-redox.

Ce sont principalement ces deux sources qui seront rencontrées lors des campagnes d'investigations de potentiel spontané sur des ouvrages hydrauliques. L'objectif de cette méthode étant un diagnostic des digues et barrages en termes de fuites, nous sommes de ce fait amené à chercher des signatures d'écoulement et donc des signaux qui ont pour origine l'électro filtration.

La figure 2.2 schématise le principe d'acquisition des mesures de polarisation spontanée

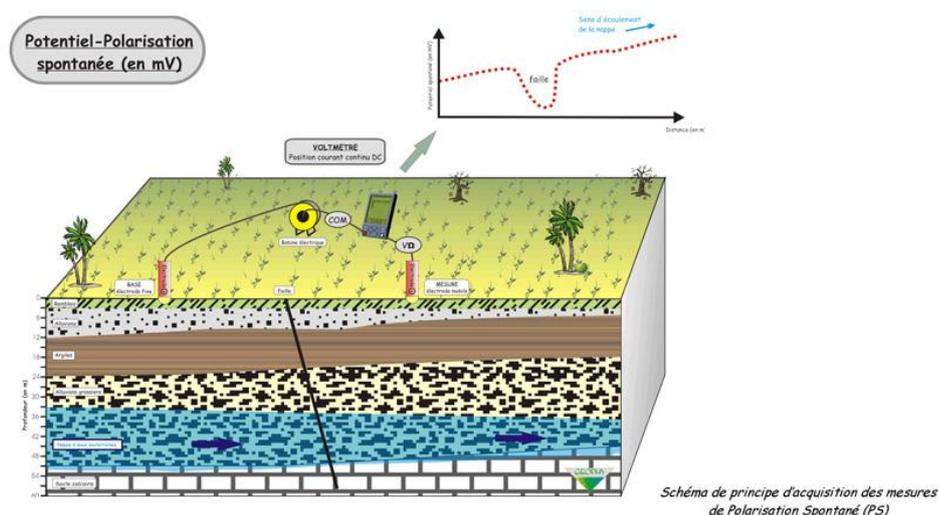


Figure 2.2- Méthode de potentiel spontané (source : www.geophy.fr)

L'utilisation des méthodes électriques pour la délimitation de suintement divise en zones à deux des quatre barrages de *Selle* du projet de *Som-Kamla-Amba*, état de Rajasthan l'Inde qui est fondée sur masse rocheuse hétérogène est discutée (Panthulu et al. 2001). La méthode de

résistivité électrique a été utilisée pour tracer les zones favorables pour le suintement, tandis que, le potentiel spontané a été utilisé pour tracer les chemins de suintement.

Les mesures de cette méthode ont montré l'anomalie négative de l'ordre de 10-20mv dans l'amplitude indiquent le suintement bas, qui coïncident avec des mesures réelles.

2.5 Méthodes thermométriques

La détection de fuite par méthodes thermométriques est utilisée depuis de 30 ans dans le domaine des digues et les barrages en remblai (Armbruster et al, 1989 ; Johnson, 1991). Le principe de détection est basé sur le fait que le flux d'air interfère avec la distribution de température à l'intérieur de l'ouvrage (Fig.2.3). La zone de perturbation correspond à la zone d'écoulement et à son voisinage. Nous appelons les anomalies thermiques les changements de température causés par l'écoulement.

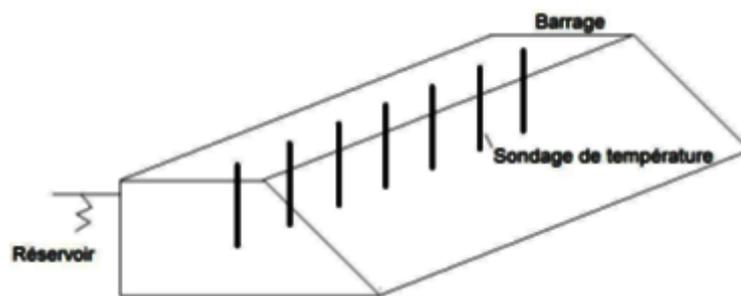


Figure 2.3- Schéma de réalisation des profils verticaux de température dans une section longitudinale de digue

En l'absence de fuite, le transfert de chaleur n'est effectué que par conduction, c'est-à-dire que la température de la structure est requise par la température de l'eau et de l'air. En présence de fuites, la convection ajoute une nouvelle méthode de transmission. L'écoulement assure le transfert de chaleur du réservoir au barrage (Cunat, 2012b). Si l'écoulement est important, la température près du trajet d'écoulement est essentiellement déterminée par la température de la retenue. L'anomalie thermique de température proche de la température du réservoir indique qu'il existe un écoulement relativement important.

La méthode de surveillance thermique appliquée dans le barrage de *Kozłowa Góra* présente une efficacité pour déterminer la gravité des processus d'érosion et d'infiltrations (Opaliński et al., 2016).

2.6 Analyse piézométrique

Le piézomètre est un dispositif essentiel pour procéder à l'opération d'auscultation des barrages en remblai en effet, c'est lui qui donne l'information exacte sur la percolation d'eau dans le corps et à travers ses fondations. Les seuls paramètres qui ont été observés dans le temps sont la piézométrie, le niveau d'eau dans le lac et les débits de fuite avec le plus souvent des interruptions.

La disposition des piézomètres (Amont-sur voile-aval) au barrage de *Foum EL Gherza* permet d'avoir une idée sur le degré de fissuration de la roche ainsi que l'état du voile d'étanchéité.

L'étude de la relation niveau piézométrique-côte de la retenue a permis de mettre en évidence l'existence d'une relation très prononcée entre la retenue et les différents piézomètres (Labadi et Achour, 2011)

2.7. Test de perméabilité

Le test "Perméafor" est un outil d'enquête et d'analyse développé par Paul Ursat (LRPC Strasbourg) dans les années 80 (Fig.2.4). Le but de cet essai est d'informer le comportement hydraulique du sol à travers un outil simple, robuste et qualitatif. Le résultat escompté est que la valeur estimée de la perméabilité in situ du sol est presque un "log" continu. Entre autres choses, la structure du barrage peut être analysée et la détection des fuites peut être diagnostiquée.

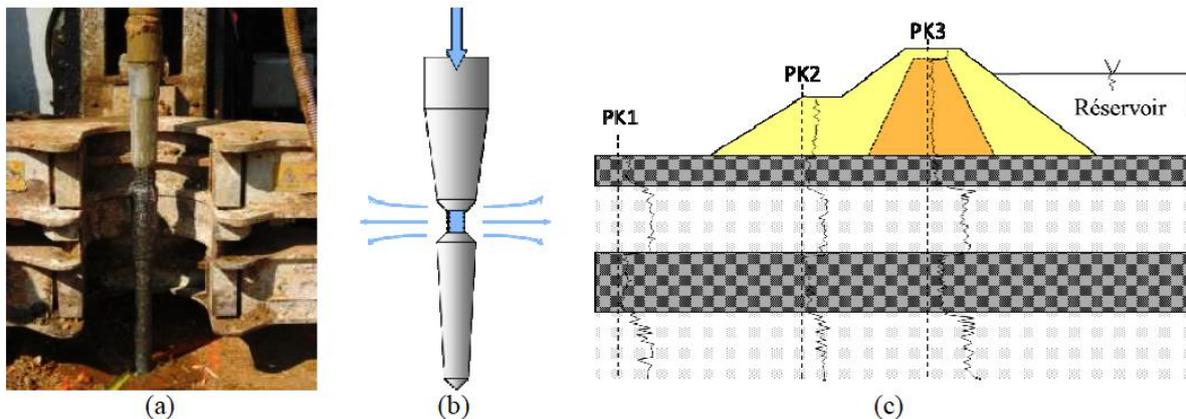


Figure 2.4- (a) photographie de la pointe perméafor lors de la phase préparatoire de l'essai; (b) schéma de principe de la pointe Perméafor; et (c) résultats schématiques attendus de trois sondages Perméafor pour le diagnostic d'une digue en charge (Fargier et al., 2013).

2.7.1 Description de l'essai

Le test complet consiste à battre la pointe Perméafor avec un sondeur géotechnique hydraulique conventionnel équipé d'un marteau hydraulique et à effectuer des tests d'eau à différentes profondeurs (Fig.2.5). A cet effet, la charge "H" est appliquée en continu par un système hydraulique (module perméafor) pendant le battage. Selon la topographie et le but de l'étude, tous les 20 cm de profondeur, le test de l'eau est effectué en appliquant une tête hydraulique constante "H" au niveau de la crépine pendant une période choisie par l'opérateur (supérieure à 5 secondes).

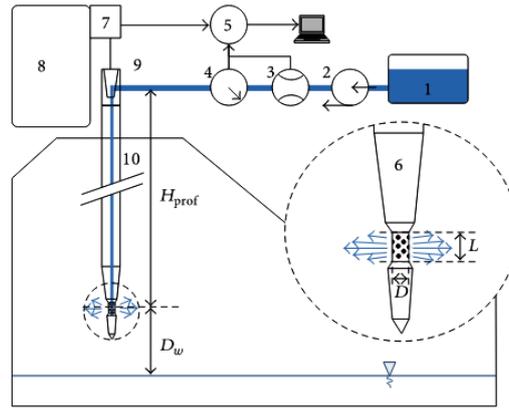


Figure 2.5- Schéma explicatif de procédure de test Perméafor (Fargier et al., 2013)

- | | |
|-----------------------------|-------------------------------------|
| 1- Réservoir d'eau | 6- Embout de perméafor |
| 2- Pompe | 7- Capteur de déplacement |
| 3- Débit mètre | 8- Dispositif de foret géotechnique |
| 4- Détecteur de pression | 9- Connecteur d'enveloppe |
| 5- Enregistreur des données | 10- Enveloppe conventionnelle |

Le paramètre tiré P_k ($m^2 \cdot s^{-1}$) calculé de mesures et l'équivalent de la perméabilité est

$$P_k = \frac{Q}{H'} \quad (2.3)$$

Où Q est le débit évacué et H' est le niveau correct de l'eau, définie par

$$H' = H_e + H_{prof} - D_w - dH(Q) \quad (2.4)$$

Où H_e est la hauteur d'eau imposée, H_{prof} est la hauteur entre la pompe et l'écran (m), D_w est la hauteur entre l'écran et la nappe phréatique (m), et $dH(Q)$ est des chutes de pression dans le circuit, selon le débit sortant.

La perméabilité K ($m \cdot s^{-1}$) est liée à P_k par la relation suivante :

$$k = \alpha P_k \quad (2.5)$$

Ou
$$\alpha = \ln\left(\frac{L}{D} + \frac{\sqrt{L^2/D^2 + 1}}{2\pi L}\right) \quad (2.6)$$

Où D est le diamètre du bout examiné (0.05 m) et L est sa longueur (0.05 m).

Dans la gamme d'utilisation du dispositif Perméafor, l'erreur dans la mesure pendant un test à la charge constante est environ 3 % et peut devenir plus importante si la hauteur d'eau corrigée devient trop basse. Ceci peut arriver pour des sols très perméables : les pertes dans le circuit d'injection ont tendance à correspondre à la charge imposée, limitant l'exactitude de la

mesure. Ainsi le ratio Q/H est généralement couvert à une valeur de $5 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 \cdot \text{S}^{-1}$, correspondent à sols fortement perméables (Antoine et al. 2015).

Après avoir détecté l'origine des infiltrations dans la fondation du barrage, il est impérativement de proposer des solutions pour lesquelles en minimisant l'effet des fuites.

II. Simulation des infiltrations dans les barrages en terre

Il existe plusieurs méthodes de simulation qui traitent le phénomène des infiltrations au niveau des barrages en terre où nous allons citer les plus adoptés récemment.

L'analyse numérique à l'aide de programmes informatiques est largement utilisée pour modéliser diverses conditions d'écoulement des eaux d'infiltration dans les barrages en remblai. Les méthodes des différences finies (FDM), des éléments finis (FEM) et des éléments frontières (BEM) sont les techniques numériques importantes couramment utilisées dans le domaine de la mécanique computationnelle.

Divers logiciels utilisés dans l'analyse des fuites dans les barrages en remblai, tels que MODFLOW, SEEP/W, ANSYS, PLAXIS, PDEase 2D, SVFLUX,... etc.

Le logiciel *SEEP/W* est un programme géotechnique basé sur l'élément fini. Il a été utilisé pour étudier le problème de la stabilité et de l'analyse des infiltrations au barrage d'*Ilam*, en Iran (PS et Balan, 2014).

Le logiciel *PLAXIS* est le logiciel géotechnique des éléments finis, spécifiquement développé pour l'analyse 2D et 3D de la déformation, de la stabilité et de l'écoulement des eaux souterraines. Plaxis est utilisé pour évaluer et comparer le comportement des remblais de la digue de Bar avec les données d'instrumentation.

Pour comprendre la fonction de telles structures, le logiciel géotechnique PLAXIS 3D basé sur la MEF est appliqué pour déterminer l'analyse des infiltrations transitoires sur le barrage en terre de *Kord-Oliya* situé à Esfahan en Iran. Les résultats obtenus dans le drain en aval sont par rapport aux résultats réels obtenus à partir de suintements aux mêmes points avec des intervalles de 15 jours pendant 1 an, comme un échantillon (Bayat et al., 2019).

ANSYS est un logiciel de simulation énergétique. Il s'agit d'une modélisation par éléments finis à usage général permettant de résoudre numériquement un large éventail de problèmes mécaniques. Le logiciel est utilisé dans l'étude de cas du barrage de *Maroon*.

La modélisation des conditions d'infiltration avec le logiciel ANSYS a donné des résultats en très bon accord (erreur inférieure à 1%) avec les résultats obtenus avec des logiciels spéciaux d'analyse des infiltrations pour les grands barrages (Aniskin et Antonov, 2017).

SVFLUX (un produit propriétaire de Soil Vision Systems Ltd, Saskatoon, Sask, Canada) est utilisé pour effectuer des analyses de suintement sur des modèles 2 D et 3 D. il peut être couplé à une base de données pour effectuer des analyses sans avoir recours à un vaste programme de laboratoire. Le logiciel a fait l'objet d'une étude de cas de processus d'infiltration d'eau dans le barrage de *Gouhou* à l'origine non saturé. Les simulations tridimensionnelles ont montrés que l'eau d'infiltration coule plus rapidement et les gradients

étaient plus grands près des appuis dans le barrage. Ainsi, l'évolution de la rupture par infiltration dans les cas tridimensionnels est plus rapide que dans les analyses bidimensionnelles, et les analyses bidimensionnelles vont sous-estimer le risque de rupture par infiltration, particulièrement près de la surface des appuis (Chen et Zhang, 2006).

Le logiciel *PDASE2D* est extrêmement flexible et facile à apprendre. Il résout les différents problèmes comme l'écoulement des eaux souterraines.

L'infiltration du barrage en terre de *Sattarkhan* dans le nord-ouest de l'Iran a été simulée à l'aide de divers modèles d'intelligence artificielle (IA) (par exemple, le réseau neuronal de feedforward, le système d'inférence floue neuronale adaptative et les Support de la régression vectorielle) et le modèle ARIMA linéaire basé sur différentes combinaisons d'entrées (Sharghi et al., 2019).

MODEFLOW est un modèle tridimensionnel d'écoulement des eaux souterraines. Il est utilisé pour simuler des systèmes d'approvisionnement en eau. Ce logiciel a été utilisé pour modéliser les fuites du réservoir basé sur l'observation du niveau de l'eau, en combinant la loi de Darcy et le principe de du bilan hydrique pour calculer le niveau de l'eau et les fuites la fois suivante en fonction de la valeur initiale par itération (Chunlong et al., 2013).

Le code numérique de *Code Bright V13* est un outil conçu pour traiter les problèmes couplés thermo-hydro-mécanique (THM) dans les milieux géologiques. Code Bright est un code d'éléments finis qui résout tout problème partiel ensemble de 5 équations : équilibre de stress, bilan massique de l'eau, bilan massique de l'air, bilan énergétique et l'équilibre du soluté conservateur. Le nombre élevé de variables et le fort couplage entre eux nécessite des caractéristiques d'interface particulières. Le GiD a été utilisé pour construire une telle interface (Vaunat et Olivella, 2002). Une analyse de Monte Carlo est entreprise en utilisant le programme d'éléments finis CODE_BRIGTH pour prédire l'infiltration à travers les remblais avec différents champs de porosité aléatoires. L'étude démontre que l'écoulement au sein d'une masse de sol hétérogène montre une préférence pour des chemins plus poreux (Le et al., 2010). Malgré le nombre d'études réalisées sur ce sujet, aucun travail n'a été effectué sur la base d'une simulation numérique du problème couplé hydromécanique d'une infiltration à travers un barrage en terre, en particulier dans les régions arides.

2.8 Présentation du code numérique Code Bright V13

Le code numérique de code Bright est fait pour traiter les problèmes couplés de médias géologiques. L'approche théorique consiste dans un ensemble en équations gouvernantes, un ensemble de lois constitutives et une approche informatique spéciale. Le code est écrit dans le FORTRAN et il est composé par plusieurs sous-programmes. Le programme n'utilise pas de bibliothèques externes (Code Bright, 2014).

CODE_BRIGTH utilise le système GiD pour pré-traiter et post-traiter. GiD est développé par le Centre International pour des méthodes numériques. Il cible les différents utilisateurs, débutants et avancés. En premier cas, une description détaillée sur la création de la géométrie, conditions aux frontières, de matériaux, maillage et le processus d'un problème linéaire. En deuxième cas, en concentrant sur les analyses des problèmes couplées : thermo-hydro-

mécanique (THM) en utilisant les lois de comportement élastique et non linéaire elasto-plastic.

Pour les débutants le code peut modéliser :

- Fondation superficielle (problème mécanique)
- Flux thermique (problème thermique)
- Écoulement à surface libre (problème hydraulique)

Pour les utilisateurs avancés le code peut modéliser :

- problème d'injection de Gaz (problème hydraulique et hydromécanique)
- barrage (problème hydromécanique)
- test de Mock-up (problem de thermo-hydromécanique)
- Méthode de fouilles séquentielle SEM (problème hydromécanique)
- Test hydraulique
- Consolidation incluant un élément commun
- Injection de CO2 dans un échantillon
- Injection de CO2 dans un aquifère
- Injection de CO2 dans aquifère horizontal du système Caprock.

2.8.1 Interface du code Bright

Le code Bright utilise le système GID pour pré-traiter et post-traiter, la figure 2.26 montre une vue générale de l'interface de code Bright.

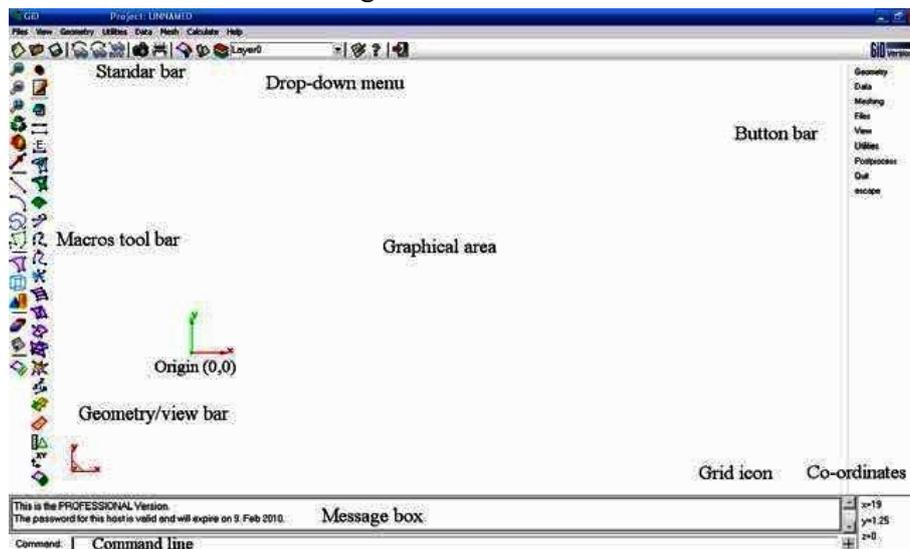


Figure 2.6-vue générale de la fenêtre d'interface de GID

Le problème d'infiltrations à travers la fondation du barrage fontaine des gazelles montre un problème couplé hydromécanique (HM) où aucune solution analytique n'existe pour ce problème. La géométrie du problème est dépeinte dans (Fig.2.7).

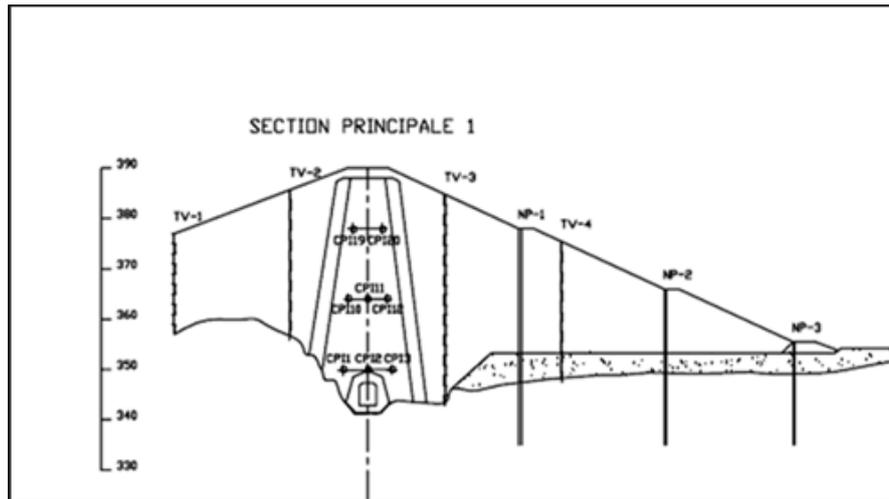


Figure 2.7- géométrie du problème

La procédure pour effectuer la simulation de ce problème est la même comme suivi pour l'appui : la Géométrie, des données de problème, des matériels des conditions, des données d'intervalle, prend au filet la génération, le processus et le post-processus.

2.8.2 Définition de la géométrie

La géométrie typique de notre barrage est composée d'une digue et des talus amont et aval. Une surface dans le côté amont présente l'eau stockée dans la cuvette et une fondation composée de deux couches l'une alluvionnaire et l'autre rocheuse.

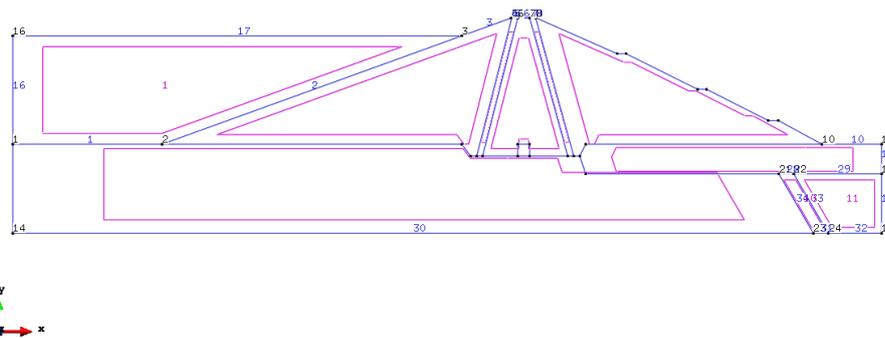


Figure 2.8- Création de la géométrie

2.8.3 Définition des données du problème

L'enregistrement et la sélection du type de problème, ainsi que l'introduction de toutes les données conventionnelles qui doivent être simulées en code Bright, sont illustrées sur les figures (2.9) et (2.10). Dans notre cas, il s'agit d'un problème de consolidation, représentant un problème couplé hydromécanique (HM).

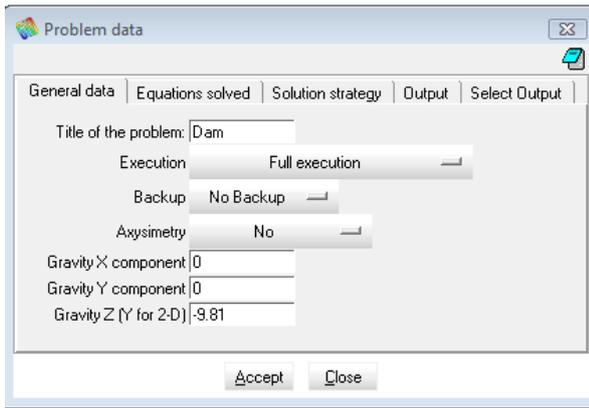


Figure 2.9- Fenêtre des données du problème

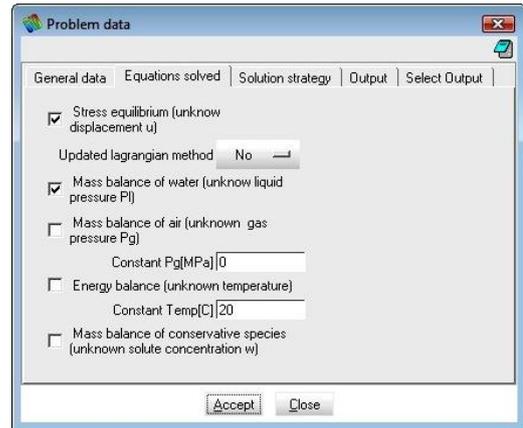


Figure 2.10- Equations résolues

La figure (2.11) présente les processus (prétraitement, le processus et le post-processus) effectués pour résoudre le problème. Commencez par la création de la géométrie et introduisez toutes les données mécaniques du sol (input data), puis entrez l'exécution (process), et enfin, tous les résultats requis (output data) seront affichés.

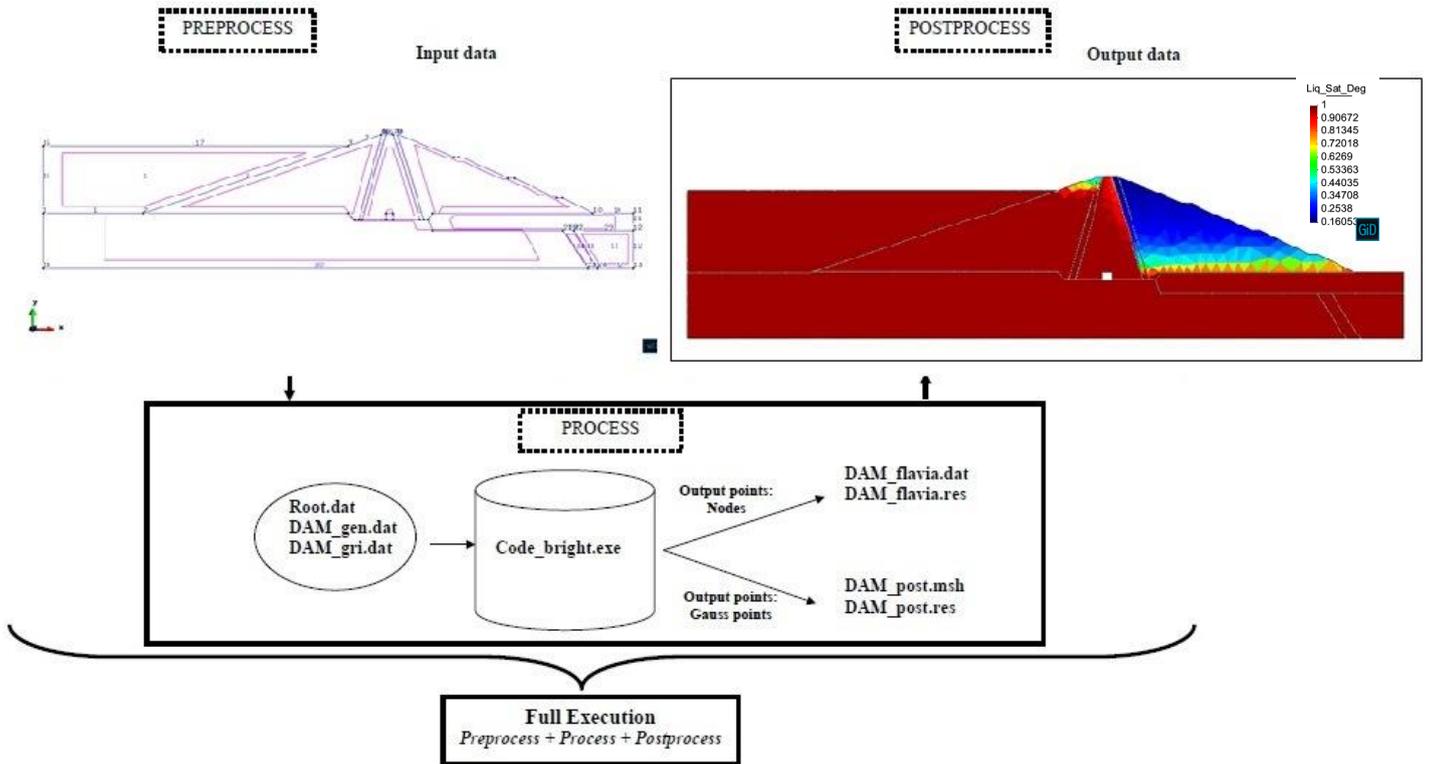


Figure 2.11- Les processus de génération

2.8.4 Propriétés des matériaux du barrage fontaine des gazelles

Différents matériaux sont introduits dans ce problème. Les caractéristiques mécaniques des sols sont regroupées dans le tableau 5.2 au chapitre 5.

2.8.5 Définition des conditions

L'ensemble barrage, fondation et eau doivent être pris en compte pour mettre les différentes conditions nécessaires afin d'effectuer la simulation.

Comme il est (HM) le problème, les conditions suivantes doit être défini :

- Conditions Mécaniques de Frontière
- Flux Conditions de Frontière
- Inconnus Initiaux
- contraintes initiales
- porosité initiale

Le tableau 2.2, représente les conditions nécessaires pour la simulation

Tableau 2.2 conditions de simulation

Initial unknowns	Eau, alluvion roche et faille ont 0;-2 pour recharge et filtre;-0.4 pour noyau
Contrainte initiale	Tous les matériaux sont considérés stationnaires
Porosité initiale	0.9 pour eau et faille;0.4 pour filtre et alluvion;0.3 pour recharge et roche
Define interval data	100 jours pour la 1er étape ; 160 jours pour la deuxième étape

2.8.6 Génération du maillage

Après avoir introduit toutes les données nécessaires pour procéder à la simulation, on exécute le maillage (Fig.2.12).

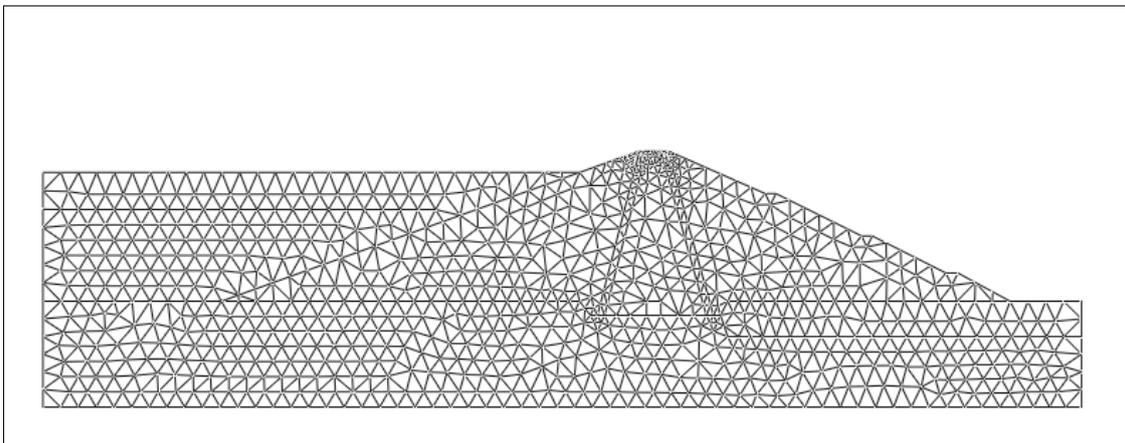


Fig.2.12 Génération du maillage

2.8.7 Calage du modèle

Avant de procéder à l'étape de calcul, nous sommes obligés de caler notre modèle. La (fig.2.13) montre l'état d'équilibre avec toutes les conditions qu'on a, ce qui est confirmé par le degré de saturation (Fig.2.14), et tous cela pour trouver des résultats logiques et explicatifs.

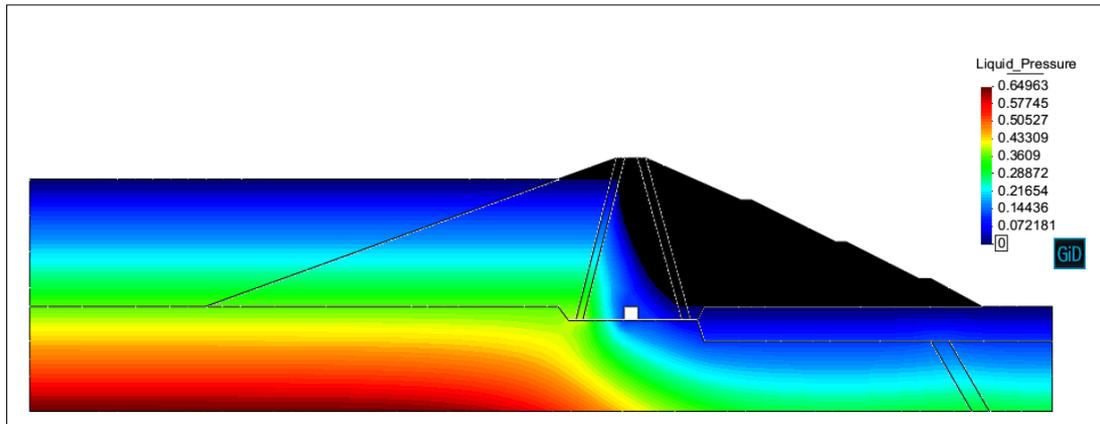


Figure 2.13- Calage du modèle

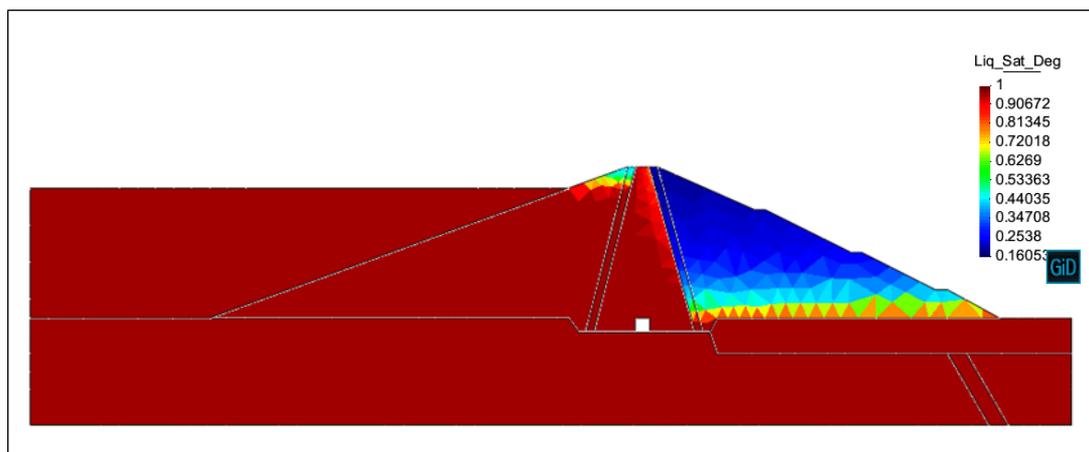


Figure 2.14- Degré de saturation

III. Techniques de confortement des barrages en terre

2.9 Les fondations des barrages

La préparation des fondations est une étape importante du chantier. Pour les barrages en terre, le problème principal est celui de l'étanchéité (Fig. 2.15), notamment pour les alluvions: il faut alors améliorer cette étanchéité par injection (Fig.2.16).

Il peut également être nécessaire d'ériger un mur qui empêche complètement ou partiellement la pénétration dans la fondation. Il s'agit d'une variante d'injection appelée la technique des parois moulées (Covne.D et Bellier, 2007).



Figure 2.15- Réalisation du barrage Garafiri (Guinée) (source : planete-tp.fr)

- **Pour les barrages en béton**, la roche doit toujours être améliorée car elle ne sera jamais complètement étanche. De plus, les explosifs utilisés pour enlever les mauvaises roches peuvent également provoquer leur détérioration. Par conséquent, nous réaliserons un rideau d'injection pour réduire l'infiltration et les fuites sous la fondation du barrage.
- **Pour les barrages en terre** comme pour ceux en béton, ces injections peuvent s'opérer :
 - ✓ Lors de l'ouverture des fouilles ;
 - ✓ soit (éventuellement en complément) à la fin de la construction de l'ouvrage, à partir d'une galerie spécialement aménagée.

Ces injections postérieures au chantier sont généralement plus efficaces car elles peuvent bénéficier de la compression des structures existantes (Fig.2.16).

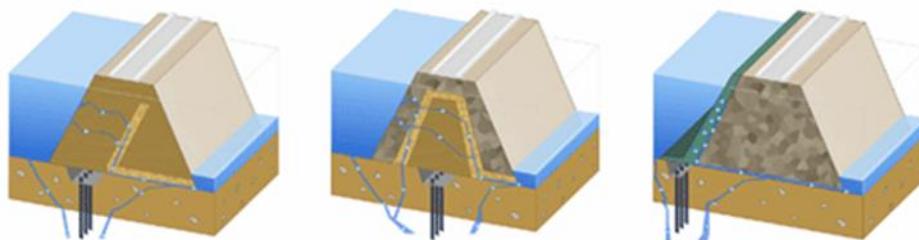


Figure 2.16- Les différents scénarios d'injection pour les barrages en remblai (planete-tp.com)

La figure 2.16, représente les différents scénarios d'injection pour les barrages en remblai à savoir : barrage homogène, barrage zoné et barrage à masque amont où l'emplacement du voile d'injection se diffère selon le type de barrage.

2.10 L'importance du drainage

L'eau a la capacité de pénétrer dans les structures en argile et en béton. Elle pénètre dans le barrage et ses fondations, joue un rôle insidieux et peut avoir des conséquences.

Aujourd'hui, il existe deux façons complémentaires de compenser ses actions:

- La réduction de la quantité d'eau circulant à travers les structures et les fondations ou en renforçant l'étanchéité;
- Le drainage conduit l'eau vers les parties les moins nocives de ces structures.

La quantité d'eau circulant dans les barrages en terre est plus dispersée et plus importante. Pour lutter contre ses effets, nous allons introduire des organes de drainage, matériau perméable de type sable ou véritables tuyaux. Par ailleurs, la réparation granulométrique du matériau est conçue pour éviter la fondation de « renards », pénétration de l'eau peut provoquer des particules de sol détruite progressivement la structure. Dans les barrages en béton, le parement sera renforcé pour augmenter son étanchéité, tout en intégrant des conduits qui vont drainer les infiltrations.

Enfin, concernant la fondation, nous réduisons la pénétration en injectant du ciment et pratiquons si besoin :

- Puits de drainage (ouvrage en terre) en aval du barrage ;
- Les trous de drainage peuvent réduire les infiltrations d'eau sous la fondation et transférer le reste (structure en béton).

2.11 Confortement des barrages

Les techniques de confortement des barrages existent sont nombreuses. Nous nous limiterons, au moyen d'un exemple, au traitement de défauts le plus courant, c'est-à-dire :

- Le manque d'étanchéité d'un barrage en terre comme le cas l'ouvrage pseudo homogène en arènes granitiques de Sapins, qui vécut ce genre de problème après dix ans de la mise en eau, il a été constaté sur la partie inférieure du talus aval (glissement superficiel, venu d'eau). leur aggravation rapide amorce le renard a amené à décider une vidange de la retenue.

La réparation comprend la restauration des joints de remblai et de la fondation (Degoutte et Royet, 1992). Traiter le remblai avec une paroi moulée flexible avec du coulis de ciment auto-durcissant et traiter par injections point par point la fondation.

2.12 Les dispositifs d'étanchéité

2.12.1 La palplanche

Une **palplanche** (composé de *pal* et *planche*) est un pieu conçu pour être battu en terre en s'enclenchant aux pieux voisins par l'intermédiaire de nervures latérales appelées *serrures*. Les palplanches permettent de constituer un mur de soutènement, un batardeau, une palée ou un écran imperméable. Les rideaux qu'elles constituent sont assimilables à des murs ou des parois supportant la poussée des terres en place, ou des remblais et des dénivelés d'eau. On distingue :

- a) les palplanches à module ou à inertie (Fig.2.17).
- b) Les palplanches plates (Fig.2.18).

Les premières se comportent comme des poutres verticales, mobilisant la butée au niveau de leur encastrement dans le sol et supportant les poussées dues aux dénivellations de terrain et d'eau (palplanches Larssen). Les secondes permettent de réaliser des enveloppes cylindriques

fermées, contenant des matériaux dont les poussées engendrent des tractions importantes dans les joints, ces derniers sont, de ce fait, conçus pour résister à des efforts.

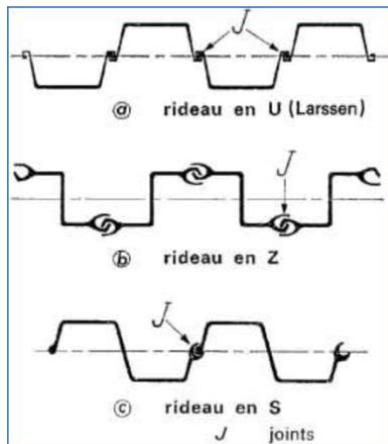


Figure 2.17- Les palplanches à module (source palplanches-acier.fr)

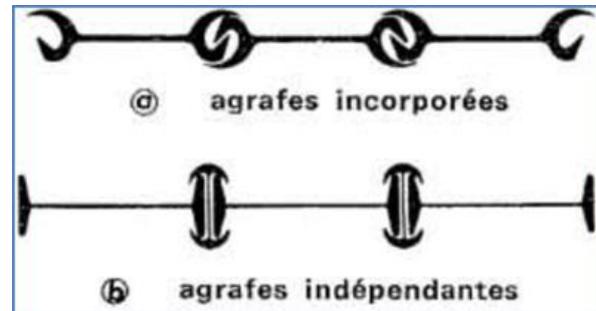


Figure 2.18- Les palplanches plates

2.12.1.1 Types de palplanches

Nous distinguons plusieurs types de matériaux (acier, aluminium, bois, béton armé, glass en fibre, vinyle, PVC etc.).

- Le choix de matériaux dépend des conditions de terrain et d'autres facteurs.
- La hauteur des palplanches en porte à faux est limitée entre 3 et 4 m.

a) Les palplanches en bois

A l'origine, les palplanches étaient réalisées en bois (Fig.2.19), il s'agissait de pieux faits de planches qu'on enfonçait en terre pour former un encaissement dans l'eau (palplanches). La technique des écrans de soutènement consistant à opposer à la poussée des terres des éléments

de structure fichés dans le sol et résistants à la flexion a fait, dans un premier temps, appel à des pieux en bois juxtaposés les uns aux autres de façon à constituer un écran continu.



Figure 2.19- Rideau de palplanches en bois (source pinterest.fr)

b) Les palplanches en béton armé

C'est ainsi que, dès le début du XX^e siècle, les palplanches en béton armé ou en acier se sont inspirées des palplanches en bois. L'emploi des palplanches en béton armé ne connaîtra pas de réel développement, du fait du poids de ces structures, de leur fragilité, des difficultés de battage qu'elles présentaient ainsi que des difficultés d'étanchement des joints entre palplanches.

c) Palplanches PVC

Les palplanches en PVC sont différentes des autres questions matériau et utilisation, en effet, la matière étant inerte, elle ne se dissout donc pas au contact de produits chimiques qui apparaissent souvent. De plus, les matériaux toxiques ne se répandent pas dans le sol ou dans l'eau. L'application du bois dur est de plus en plus impopulaire puisqu'elle menace les forêts tropicales. À cause de ses conservateurs nuisibles, ce bois appliqué devient dangereux pour l'environnement. Ainsi, on utilise de plus en plus des plantations adaptées pour installer des protections de rives naturelles sur des versants peu profonds. Lorsque cette solution n'est pas possible, on utilise des palplanches en PVC (Fig.2.20). Ces cas sont les suivants : les versants abrupts, la présence de courant fort et une grande profondeur d'eau.



Figure 2.20- Palplanche en PVC (source : gramme.be)

d) Palplanches métalliques:

Une palplanche métallique est une barre d'acier dont la section épouse généralement la forme d'un "U" (Fig.2.21). Que l'on plante dans le sol et qui s'emboîte avec les barres voisines grâce à des nervures latérales. À partir des cloisons étanches ainsi formées, on bâtit des digues, ou encore un mur de soutènement pour conforter une berge naturelle ou un quai.



Figure 2.21- Palplanche en acier (inspiré de palplanches-acier.fr)

2.12.1.2 Domaine d'application

La limite d'emploi est essentiellement liée d'une part à leur mode de mise en œuvre et, d'autre part, à leurs caractéristiques dimensionnelles et mécaniques, les palplanches métalliques sont particulièrement bien adoptées pour la réalisation d'ouvrages de soutènement et d'étanchement en site aquatique tel que :

- ❖ Système de protection contre les risques de crue et dans l'aménagement des berges
- ❖ Dans les nouvelles digues, ils peuvent remplir les fonctions d'étanchéité, de soutènement et de stabilisation (Fig.2.23).
- ❖ Ils ont également largement employé pour les puits de fondation (blindage de fouille) tant sur la terre ferme que dans l'eau, les batardeaux ainsi que les constructions souterraines en général.
- ❖ Ils sont également utilisés pour renforcer des digues existantes, là où des problèmes de place ou d'emprise se posent, par exemple dans les zones portuaires ou en site urbain.
- ❖ Les profilés de palplanche sont employés pour la réalisation de constructions de soutènement telles que les murs de quai maritime ou fluvial, travaux portuaires, **écluses, estacades de guidage** et protections des berges de rivières et de canaux navigables, quais d'accostages (construire un quai permettant l'accostage de superpétroliers).
- ❖ Sont utilisés aussi comme coffrage perdu : pendant la réalisation des piles du pont, travaux des constructions des barrages (Fig.2.22), et la déviation d'une route.
- ❖ Les rideaux de palplanches peuvent constituer des ouvrages provisoires ou définitifs. Leur caractéristique essentielle est que le soutènement ainsi formé est souple et étanche, pour aboutir à remplir cette fonction plusieurs essais ont été faits au niveau du joint de la palplanche ce qui nécessite une méthode spécifique de dimensionnement.



Figure 2.22- Construction d'un nouveau barrage

Figure 2.23- La réhabilitation du barrage de Mont Saint Michel en France

2.12.2 Les parois étanches

i- Les parois en béton

La réalisation d'une paroi en béton utilisée pour assurer l'étanchéité comprend deux étapes principales. Après l'étape de perforation sous la boue de bentonite, la tranchée est bétonnée. Les parois sont formées par la juxtaposition de panneaux de base: panneau primaire, panneau secondaire, ces panneaux sont des panneaux percés entre deux panneaux primaires bétonnés, et sont des panneaux continus perforés par rapport au panneau unique bétonné.

La profondeur est généralement comprise entre 35 et 50 m. Selon l'outil d'excavation, on peut descendre à 150 m. La longueur typique du panneau est proche de 5 à 6 m. La largeur varie entre 0,50 et 1,50 m. Les largeurs les plus courantes sont de 0,60 et 0,80 m. Ces tâches peuvent être effectuées par des bennes mécaniques ou hydrauliques, ou par de l'eau fraise, ce choix est principalement lié à la nature du terrain à excaver. La réalisation de paroi d'étanchéité en béton dans le cadre de la réparation d'ouvrage est une technique très employée aux États-Unis (GRAYBILL, 1991).

ii- Les parois en béton plastique

La perforation de la tranchée se situe généralement entre 0,50 m et 0,60 m, et elle est réalisée sous boue benthique à l'aide d'outils muraux traditionnels (tels que des godets ou hydrofraise). Le principe de fabrication est le même que celui de la paroi moulée décrite au paragraphe précédent. Tout comme la paroi en béton, le bétonnage se fait à travers des tubes plongeurs. Le béton utilisé est un mélange plastique (ciment, granulats, argile et eau) composé selon les finalités suivantes: notamment la résistance minimale et le module maximal. Ces types de béton sont appelés béton plastique (Gouvenot, 1998) et sont utilisés en France depuis plusieurs années. Leurs caractéristiques répondent aux exigences des parois étanches de deux manières complémentaires: combinaison de liants hydrauliques et d'argile pour l'étanchéité, très grande déformabilité sans fissuration, et le domaine de la déformation plastique est très large. Afin d'assurer la haute déformabilité du matériau, les grains de différents agrégats doivent être discontinus et la résistance mécanique ne doit pas être trop élevée. Ce résultat est obtenu en utilisant une formulation à la fois à faible teneur en ciment et à forte teneur en eau, le rapport pondéral ciment / eau étant généralement compris entre 0,15 et 0,25. Cependant, le béton ainsi formé est instable, puis de l'argile ou de la bentonite est incorporée au mélange pour le stabiliser. L'argile confère également des propriétés d'étanchéité élevées au béton. Le matériau

obtenu est élasto-plastique, ses propriétés sont très différentes de celles des bétons classiques de génie civil. Sa perméabilité est généralement comprise entre 5.10^{-9} et 2.10^{-10} m/s pour un gradient de 30. Le tableau.2.3, présente une comparaison du béton plastique et d'un béton courant de génie civil pour un essai triaxial avec une étreinte latérale $\sigma_3=0,4$ MPa.

Tableau 2.3- Comparaison des caractéristiques mécaniques d'un béton courant et d'un béton plastique (Gouvenot, 1998).

	Béton courant	Mortier plastique
Compression à la rupture σ_1	30MPa	1Mpa
Déformation à la rupture ϵ	0.1%	10%

iii- Les parois au coulis

Le principe des écrans étanches en coulis est dérivé de la technologie des parois moulées. Lors de la fabrication de telle paroi, un seul fluide est utilisé. À l'état fluide, ses caractéristiques sont similaires à celles de la boue benthique. Au fil du temps, ils se développeront lentement jusqu'à atteindre un état stable. Ce fluide est généralement un coulis de ciment bentonite, mais de nos jours, en fonction des propriétés requises de la paroi, une grande quantité de coulis peut maintenant être utilisée. Ces coulis de ciment sont faites de bentonite et de ciment, et ajoutées avec des additifs minéraux spécifiques, qui réduisent considérablement la perméabilité du filtre et / ou augmentent sa durabilité.

iv- La paroi moulée

Les parois moulées sont des ouvrages généralement utilisés pour soutenir les parois d'une excavation dans un site ou pour éviter tout cheminement dans le sol d'eau ou tout autre liquide (Azzi, 2015).

La construction d'une paroi moulée dans un sol résulte du bétonnage d'une tranchée noyée dans une boue thixotropique. Le rôle de la boue est d'assurer une stabilité autour de l'excavation pendant la phase du forage. La boue est généralement un mélange d'eau et de bentonite (gonflante) dans laquelle sont introduits des polymères. La viscosité de ce mélange dépend de la quantité de polymères introduite [KHO 08]. Le bétonnage des parois moulées est effectué à l'aide d'un tube plongeur depuis le bas de la tranchée. La principale difficulté de ce bétonnage réside dans le fait que le béton mis en place à l'amorçage doit cheminer pendant toute la durée du bétonnage en poussant la boue vers le haut (Fig.2.24).

La réalisation de la paroi moulée

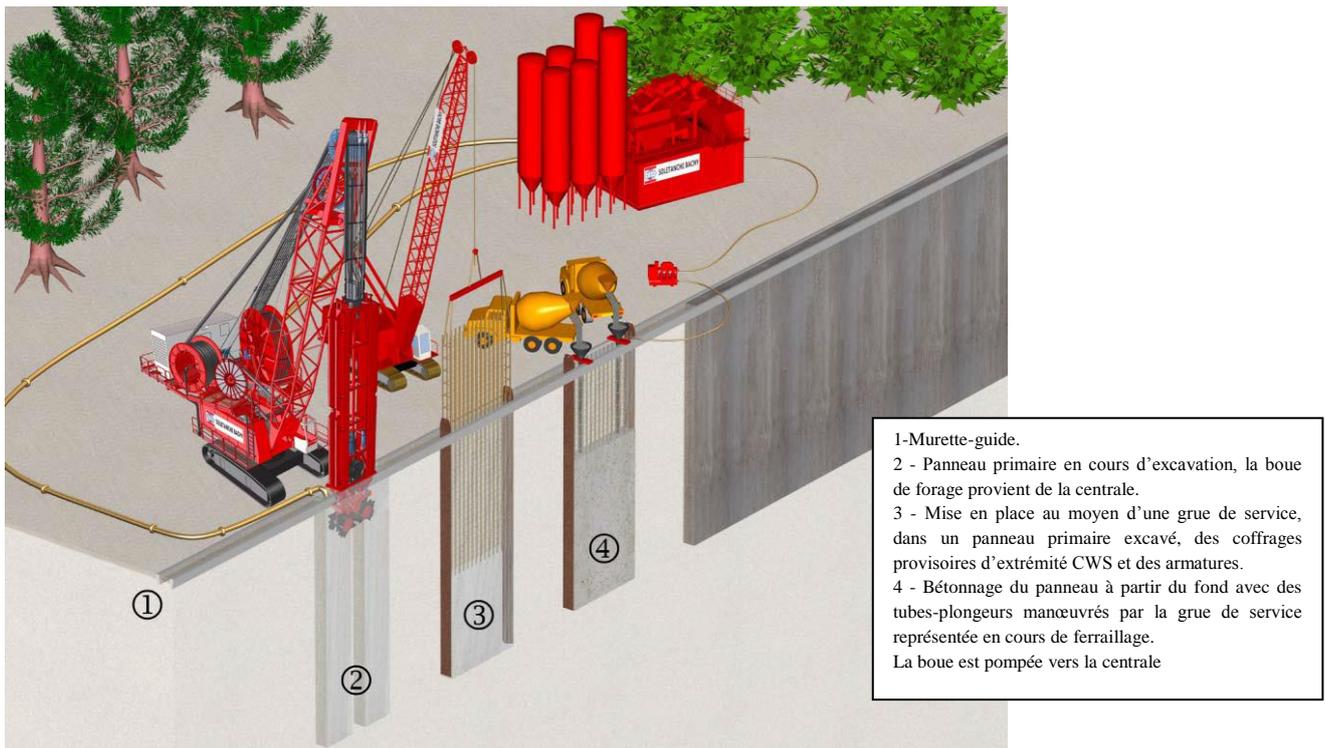


Figure 2.24- Les étapes de réalisation de la paroi moulée (inspiré de sif-groutbor.ch)

2.13 Généralités sur les injections et terminologie

Par injection, on entend l'injection d'un ou plusieurs matériaux pompables (liquide, suspension, émulsion, mortier) dans un ou plusieurs milieux perméables, ce matériau est appelé coulis d'injection. Ce milieu peut être naturel (sol, roche) ou artificiel (maçonnerie, béton). L'injection est généralement réalisée par perçage de trous dans le milieu à traiter. Le but de l'injection est d'améliorer les caractéristiques du milieu traité; il s'agit généralement d'augmenter sa résistance mécanique et / ou de diminution de sa perméabilité (Luong et al., 1977).

Les coulis d'injection sont généralement des liquides ou des suspensions, caractérisés par leur densité, leur viscosité, leur rigidité et durcissent après un temps appelé le temps de prise. Le coulis est poussé par l'injecteur sous une certaine pression d'injection P et atteint le point d'injection. La pression d'injection dans le milieu d'injection est la pression efficace p . La différence de $P-p$ caractérise la perte de charge.

Il existe trois types d'injections selon le type de milieu à injecter à savoir :

a) *Injections de maçonnerie*

Dans les maçonneries ou bétons, les forages d'injection sont le plus souvent laissés ouverts ; les coulis sont généralement très fluides et injectés en plusieurs phases à l'aide d'un obturateur gonflable. On utilise souvent des résines (époxydes) ou des micro-ciments ;

b) Injections des alluvions

Les forages dans les sols granulaires, sont généralement équipés de tubes-à-manchettes et l'injection de coulis stables (argile-ciment, gel, solution colloïdale) s'effectue par passes courtes (30 à 50 cm) en utilisant un obturateur double.

Les pressions et les débits d'injection restent faibles de manière à ne pas claquer le terrain mais à l'imprégner. Contrairement aux milieux rocheux, les quantités de coulis peuvent être prévues avec une assez bonne précision en fonction de la porosité du sol.

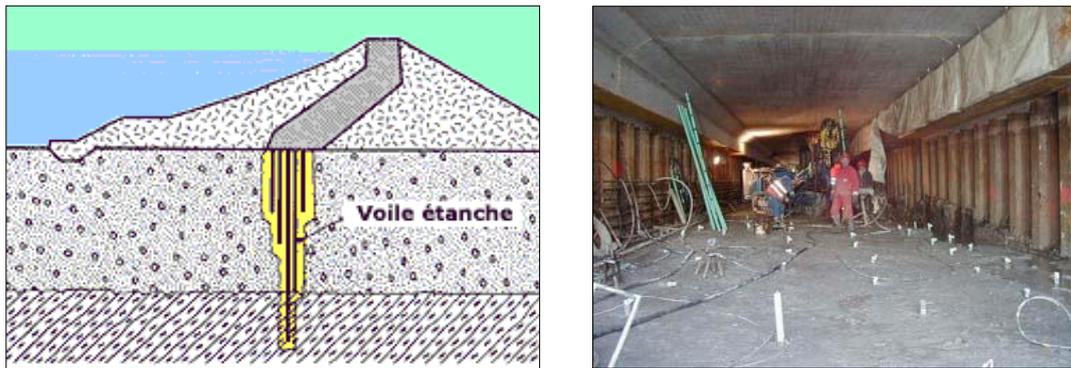


Figure 2.25- injections des alluvions (inspiré de sif-groutbor.ch)

c) Injections des roches

Dans un environnement rocheux, les forages sont réalisés en rotation ou en roto-percussion, non tubés. Utilisez un scellant étanche à l'air d'une section de quelques mètres de long pour injecter de manière descendante ou ascendante (Fig.2.26). Dans le cas d'un puits de forage court, l'obturateur peut être placé au-dessus du puits de forage. Les coulis les plus courants dans les milieux rocheux - où il s'agit d'obturer des fissures - sont des coulis instables (eau / ciment). Le remplissage des fissures est obtenu par remplissage hydraulique des particules de ciment. La pression d'injection peut être élevée. L'injection commence toujours par le coulis dilué, puis la phase continue se poursuit en augmentant le rapport pondéral C / E (ciment / eau).

Une méthode récente appelée GIN (Grouting Intensity Number) a été développée par G. Lombardi : elle consiste à attribuer à chaque nature de roche un couple de valeurs maximales d'absorption V et de pression d'injection P et de stopper l'injection lorsque le produit PV atteint la valeur préétablie.

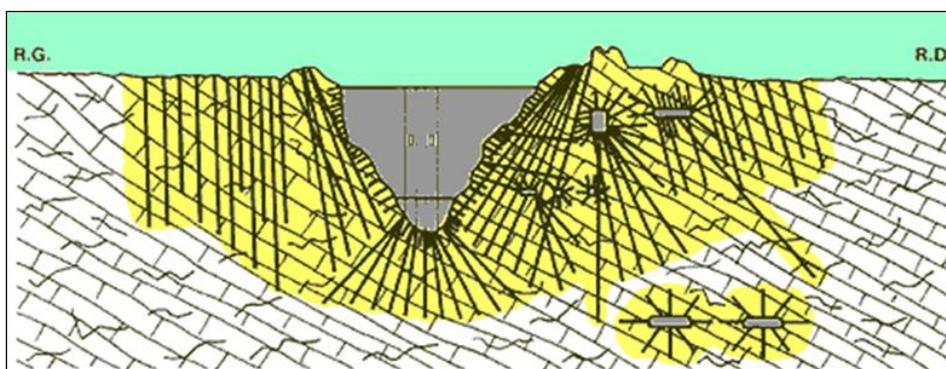


Figure 2.26-Voile d'injection pour barrage : Coupe type du traitement depuis la surface et les galeries (inspiré de sif-groutbor.ch)

2.14 Les produits d'injection

Le principe de l'injection signifie que les produits à propriétés liquides ou pseudo-liquides doivent être injectés, mais avec le temps, le produit deviendra solide ou pseudo-solide et deviendra dur (Lombardi, 1990).

Cependant, il peut y avoir des exceptions. Par conséquent, afin d'empêcher l'air à haute pression de s'échapper du sous-sol, de l'eau peut être injectée en continu dans la couverture rocheuse. L'énorme différence de viscosité entre l'air et l'eau signifie que l'eau formera presque un blocage, réduisant la perméabilité de l'air.

Diverses matières peuvent être utilisées pour consolider les masses rocheuses fracturées. Nous choisissons seulement les coulis de ciment parce qu'ils représentent le moyen le plus courant et économique pour améliorer les propriétés de la masse rocheuse.

Divers types de ciment existent qui diffèrent les uns des autres, surtout en fait de finesse et de résistance chimique. L'adjonction d'adjuvants peut améliorer les propriétés du coulis dans son état frais ou après prise.

Le choix du type de coulis dépend dans une large mesure du succès du traitement, dépend principalement de:

- La nature du milieu d'injection, c'est-à-dire (forme et taille des pores, taille des particules et densité du sol, propriétés chimiques et taux de circulation de l'eau);
- L'amélioration recherchée (nature et durée: traitement temporaire ou final).

Les principales caractéristiques du coulis sont intéressantes pour la qualité de mise en œuvre et de traitement:

- Le pouvoir de pénétration;
- Stabilité au stade de l'injection;
- Résistance mécanique après prise;
- Perméabilité des produits d'injection.

Le pouvoir de pénétrabilité du coulis dépend aussi de :

- De sa fluidité (viscosité et rigidité, ces paramètres évoluant dans le temps)
- De la granulométrie des constituants (dimensions relatives des particules du coulis et vides du milieu à traiter.

La stabilité pendant la phase d'injection dépend :

- De l'aptitude du coulis à conserver sa concentration initiale (résistance aux phénomènes de décantation et d'essorage par filtration sous pressions ;
- De son homogénéité (absence de ségrégation entre les constituants et de délavage sous fort courant d'eau...).

La durabilité du coulis doit être distinguée de la durabilité du traitement. En fait, cette dernière peut être endommagée par une mauvaise conception ou par l'apparition des désordres dans la zone de traitement

2.14.1 Coulis de ciment

2.14.1.1 Définition du rapport eau/ciment

Un coulis de ciment est d'abord un mélange de ciment et l'eau. Dans la technique du béton, on définit le rapport Eau/Ciment (E/C) en poids, c'est-à-dire le rapport des poids de l'eau et du ciment composant le coulis. il est curieux que dans le domaine de l'injection les habitudes soient peu stables. Elles font référence à ce même rapport, mais aussi à sa réciproque ; elles se rapportent au poids, mais aussi au volume des composantes (Fig.2.27)

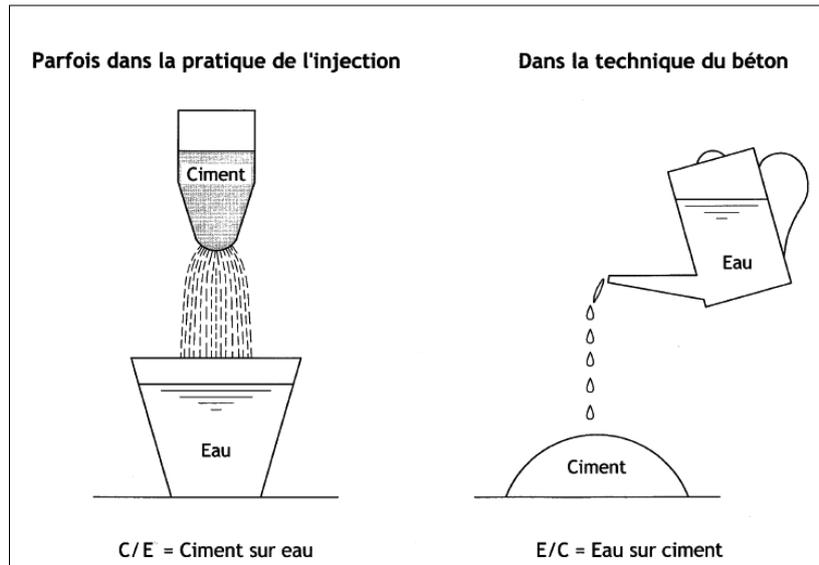


Figure 2.27- Définition du rapport eau sur ciment (E/C) en poids (Lombardi, 2003)

Selon la littérature, le premier coulis de ciment a été utilisé par Marc Brunel en (1838). Entre 1880 et 1905 en Belgique et en France, l'injection avec coulis de ciment était plus utilisée pour contrôler les flux d'eau proviennent des fissures, eau.

2.14.2 Propriétés de coulis de ciment

Pour juger un coulis il faut prendre en considération deux groupes de propriétés qui ne sont pas indépendants l'un de l'autre. Le premier se réfère au coulis frais, qui est en réalité une suspension de grains de ciment, et qui se comporte comme un corps de Bingham, alors que l'eau est un corps Newtonien (Fig.2.28).

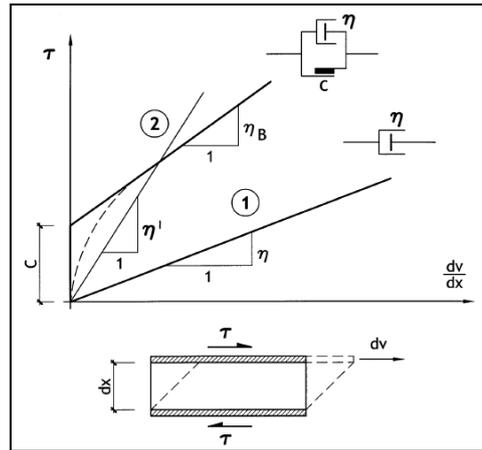


Figure 2.28- Rhéologie du coulis de ciment frais et de l'eau (Lombardi, 2003)

τ = Contrainte de cisaillement, $\frac{dv}{dx}$ = vitesse de cisaillement

(1) Corps de Newton (viscosité seule) : (eau) $\tau = \eta * \frac{dv}{dx}$ (2.7)

(2) Corps de Bingham (cohésion et viscosité) : (approximation pour un coulis de ciment)

$\tau = c + \eta_B * \frac{dv}{dx}$ comportement réel d'un coulis stable ; c= cohésion (2.8)

η = viscosité dynamique ; η_B =viscosité plastique ; η' =viscosité apparente

Tableau 2.4- propriétés du coulis de ciment

Coulis frais	Coulis ayant fait prise
Densité	Retrait
Ressuage	Résistance mécanique
Décantation	Résistance chimique
Viscosité	perméabilité
Cohésion	
Temps de prise	

La figure 2.29 représente un schéma explicatif de différents milieux d'utilisation des coulis de ciment en fonction du rapport E/C.

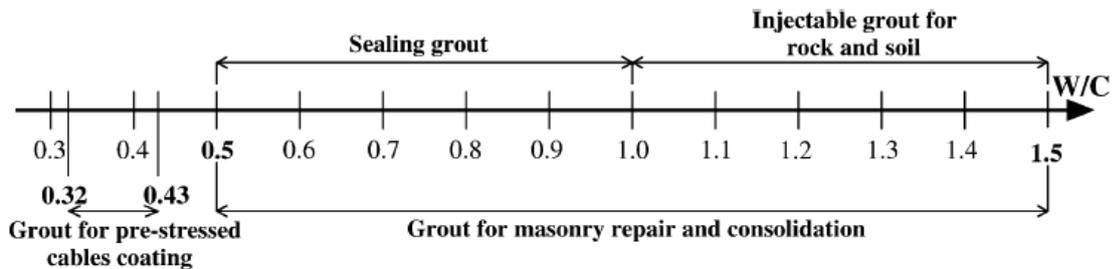


Figure 2.29- schéma récapitulatif des différents domaines d'utilisation des coulis de ciment. (Rosquoët, et al, 2003)

Pour choisir un type de coulis, plusieurs propriétés du coulis devraient être concernées, comme la rhéologie, le temps, toxicité, la force de coulis et du sol, stabilité ou permanence du coulis et du sol ainsi que sa pénétrabilité. De plus, le coulis de ciment joue un rôle très important dans le développement de la technologie des injections. La méthode des coulis exige une vaste considération l'équipement du trou, distance entre les forages, la longueur de passe d'injection, nombre de phases d'injection, la pression et le débit d'injection.

Nous distinguons deux volets de classement des coulis d'injection :

a) **Coulis basé sur des suspensions, instables (ciment-eau) ou stables (ciment-argile-eau et adjuvant)**

1- *Coulis du ciment*

Dans ce type du matériau injecté, les micros grains de ciment de taille de 3 à 4 microns sont utilisées pour pénétrer dans les particules de sol. Ce coulis diminue la perméabilité environ 5 ordres d'ampleur comme le ciment-mélange d'eau entre (0.5-5). Le coulis de ciment est le type le moins cher. Les valeurs de perméabilité sont illustrées dans le tableau (**Table.2.5**). Ce type de coulis a fait l'objet de traitement de fondation du barrage de Sidi Aïch au nord de Gafsa, Tunisie par injection duquel les facteurs géologiques et hydrogéologiques du site du barrage, en appliquant un type spécial de traitement de fondation, doivent tenir compte des changements dans la lithologie souterraine, des réseaux de fractures et des failles qui affectent le site du barrage (**Bouri et al., 2000**).

2- *Coulis de bentonite de ciment*

Ce type utilise la bentonite avec des micros-ciment pour minimiser le cout du coulis. La perméabilité du sol diminue avec l'augmentation du pourcentage de la bentonite.

Il a une perméabilité basse de l'ordre $1 \cdot 10^{-7}$ à $1 \cdot 10^{-11}$ m/sec (**Table.2.5**). Le coulis de bentonite de ciment diminue la perméabilité environ 3-4 d'ordre de grandeur. Ce type de coulis a été utilisé dans l'écran d'étanchéité sous la digue nord de l'aménagement hydroélectrique la Grande 1 dans l'Est du Canada. Ce type d'écran s'adopte bien à des terrains relativement meubles, il s'adopte aussi aux tassement différentiels et aux déformations du terrain (**Massiéra et Levay, 1999**).

3- *Le coulis de bentonite (argile)*

Ce coulis est utilisé pour réduire le cout ainsi pour réduire la perméabilité avec l'augmentation du pourcentage de l'argile. La perméabilité du sol est diminuée environ 3-4 basé sur la concentration de l'argile (**Table .2.5**). Le coulis de l'argile est mélangé par deux stades. Le premier englobe l'argile et l'eau. Le deuxième on ajoute des ciments.

Des recherches ont été menées par l'université technique de Tchèque sur le développement d'un matériau à base de bentonite adapté à l'étanchéité des barrages des grands bassins utilisés à des fins de pêche commerciale (**Stastka et al., 2018**).

Tableau 2.5- la perméabilité (k) de coulis de sol (coulis de suspensions) (Ahmed et Ibrahim, 2015)

Type de coulis	Caractéristiques	K (m/sec)
Coulis de ciment	E/C= 0.5 à 5	10^{-7} à 10^{-9}
Bentonite de ciment	E/C/B:4:1:1	10^{-8} à 10^{-10}
Bentonite	20% solide	10^{-7} à 10^{-10}

b)Coulis basé sur les liquides, solution (Chimique), solutions pures (résines), colloïdales (gels) et émulsions.

1- Coulis Acrylamyde

On injecte l'acrylamide pour réduire la perméabilité.il à une viscosité et densité similaire que l'eau. Acrylamide considère pour d'être pénétrant. Le coulis acrylamide diminue la Perméabilité environ 6-8 d'ordre de magnitude. Au minimum de 10 % de solution acrylamide nécessite pour assumer le bon gel.

L'Organisation mondiale de la Santé envisage acrylamide d'être une neurotoxine et un cancérigène potentiel. Le coût d'enduit de jointoiment d'acrylamide est environ 500 \$ par mètre cube d'enduit de jointoiment traité

2— Coulis de NMA

Il est utilisé pour réduire la perméabilité. NMethalo acrylamide est non toxique. Donc, NMA est meilleur que le coulis d'Acrylamide.la réduction de perméabilité est similaire qu'acrylamide en environ de 6-8.

3— Coulis acrylate

Le gel d'acrylate est utilisé le matériel le mois toxique. Il a une viscosité élevée. Turner 1998, écrit que ce coulis peut réduire 1-3 fois.

4— Coulis de colloïdale silice (CSG)

C'est un mélange entre le silicate de sodium et la solution de réactif, qui change de viscosité au temps pour produire un gel.la solution de réactif est organique ou non organique. La CSG à une basse viscosité. Selon Yone-kura et Miwa ont rapporté que la perméabilité de sol est réduite de 4-5 de l'ampleur basée sur la concentration de silice colloïdale.

Perself, 1997 a fait des tests déterminer la conductivité hydraulique de sable mastiqué par le gel de silice, il a été trouvé que la conductivité hydraulique est diminuée de la concentration croissante de silice colloïdale du coulis.

Tableau 2.6- perméabilité (K) des coulis chimique

Type de coulis	Caractéristique	K (m/sec)
Acrylamide	toxique	10^{-12}
NMA	Non toxique	10^{-12}
Acrylate	moins toxique	10^{-5}
Colloïdale silice	Non toxique	10^{-9} à 10^{-11}

La (Fig.2.30) représente des exemples d'injection de différentes positions pour un voile d'injection, cas du barrage, radier d'un tunnel et comme il peut être traitement à l'avancement.

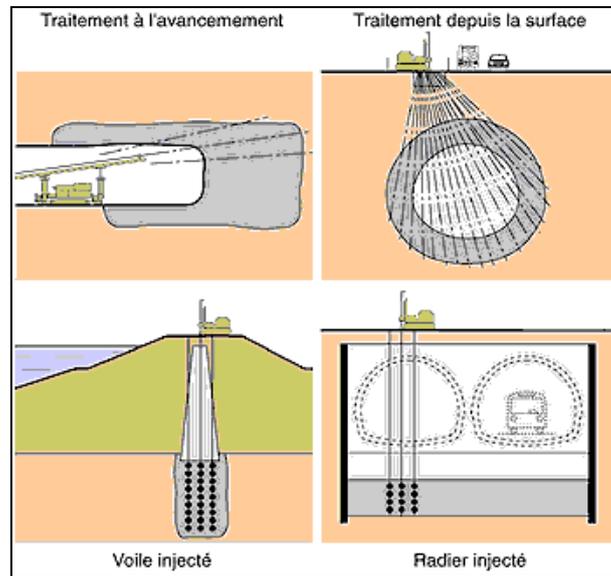


Figure 2.30- Des exemples d'injection (inspiré de sif-groutbor.ch)

L'opération d'injection se procède avec l'excavation à l'aide d'une hydro fraise à des profondeurs assez importante selon la nature de terrain, l'ordre et le type d'injection (Fig.2.31). C'est-à-dire, entre deux primaires espacé avec 6m, nous trouvons une secondaire espacé de 3m et entre deux secondaires, une tertiaire espacé de 1.5m...etc. Avec une forte pression, le produit injecté pénètre dans les fissures et forme un voile d'injection tout le long du profil du barrage (Fig.2.32).

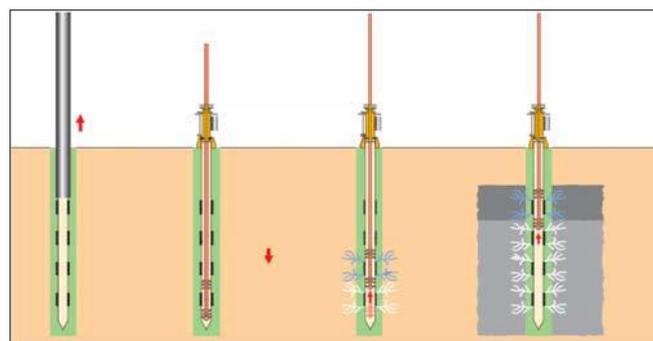


Figure 2.31- La procédure d'injection (Sayehvand et Kalantari, 2012)

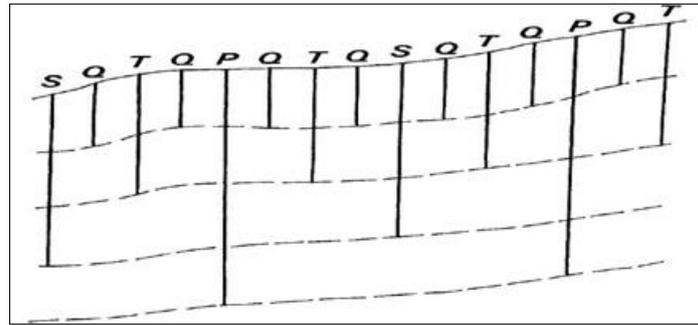


Figure 2.32- schéma de voile d'injection (p : primaire ; S : secondaire ; T : tertiaire ; Q : quaternaire)

2.15 Conclusion

Différentes méthodes de détection des fuites ont été présentées. Elles ont été regroupées en plusieurs catégories, les méthodes des traceurs isotopiques, les méthodes géophysiques, les analyses piézométriques, test de perméabilité et les méthodes thermométriques.

Les méthodes géophysiques sont fréquemment utilisées pour le diagnostic des zones problématiques sur les ouvrages. Mais ces dernières souvent ne donnent pas des solutions définitives aux problèmes des fuites dans les barrages en remblai.

L'analyse des données d'auscultations (données piézométriques) du barrage donne une idée détaillée sur la percolation des eaux dans le corps et à travers la fondation de l'ouvrage. Actuellement, et avec l'évolution de la technologie, la géochimie isotopique est considérée comme la meilleure méthode pour détecter la circulation des infiltrations au niveau des digues en terre.

La simulation numérique à l'aide des programmes informatiques est largement utilisée pour modéliser diverses conditions d'écoulement des eaux d'infiltrations dans les barrages en terre. Les logiciels basés sur les éléments finis ou les différences finies sont devenus très utiles pour analyser un problème pareil. Selon chaque situation de type de problème, différentes techniques de renforcement du barrage ont été proposées.

Chapitre 3. Contexte géographique, Climatique, Hydrologique et géologie de la zone d'étude

3.1 Introduction

Les millions de la population du monde dépendent des barrages et réservoirs pour l'électricité, l'eau et la protection contre les inondations. Pour notre pays, l'alimentation en eau potable et l'irrigation des périmètres d'agriculture sont devenues une préoccupation majeure pour notre société. Les barrages demandent des investissements importants pour la réalisation et leurs maintiens, mais il a été constaté que ces ouvrages sont menacés par les fuites et la sédimentation.

L'étude géologique s'avère prioritaire pour tout problème technique survenu avant, durant ou après achèvement des travaux pour les ouvrages de génie de civil ou hydrauliques. Dans ce chapitre, nous aborderons en détail, le volet géologique de la région et notamment du site étudié. Cette région fait partie de l'Aurès qui a été l'objet d'étude par plusieurs géologues (Laffite, 1939).

3.2 Situation géographique

L'aménagement hydraulique de Fontaines des Gazelles est situé dans la Wilaya de Biskra à 35 km au Nord-Est de ladite ville (Fig.3.1). Il se situe à côté de point de rencontre de deux grands axes de communication (Hattab O, 2011) :

- Le premier est celui de Skikda et de Constantine par Batna ;
- Le deuxième est celui de Bejaia et de Sétif par Biskra ;

Il est situé aux coordonnées Lambert suivantes : X=762.5 m; Y=206.9 m et l'Altitude 351 m



Figure 3.1- Localisation du barrage Fontaine des Gazelles

Le barrage est destiné à l'irrigation, régularise les apports de l'oued El Hai. L'aménagement est constitué d'une digue à noyau central en argile et recharges en alluvions, un évacuateur de crue de surface en rive droite et d'un ouvrage de prise comportant une tour de prise et une galerie. Les principales caractéristiques de la retenue sont illustrées dans le tableau 3.1.

Tableau 3.1- caractéristiques de la retenue

Bassin versant	1 665 km ²
Capacité totale de la retenue à RN	55.491 hm ³
Capacité utile	48.490 hm ³
Débit de la crue de projet cinq-millénaire	3000 m ³ /s

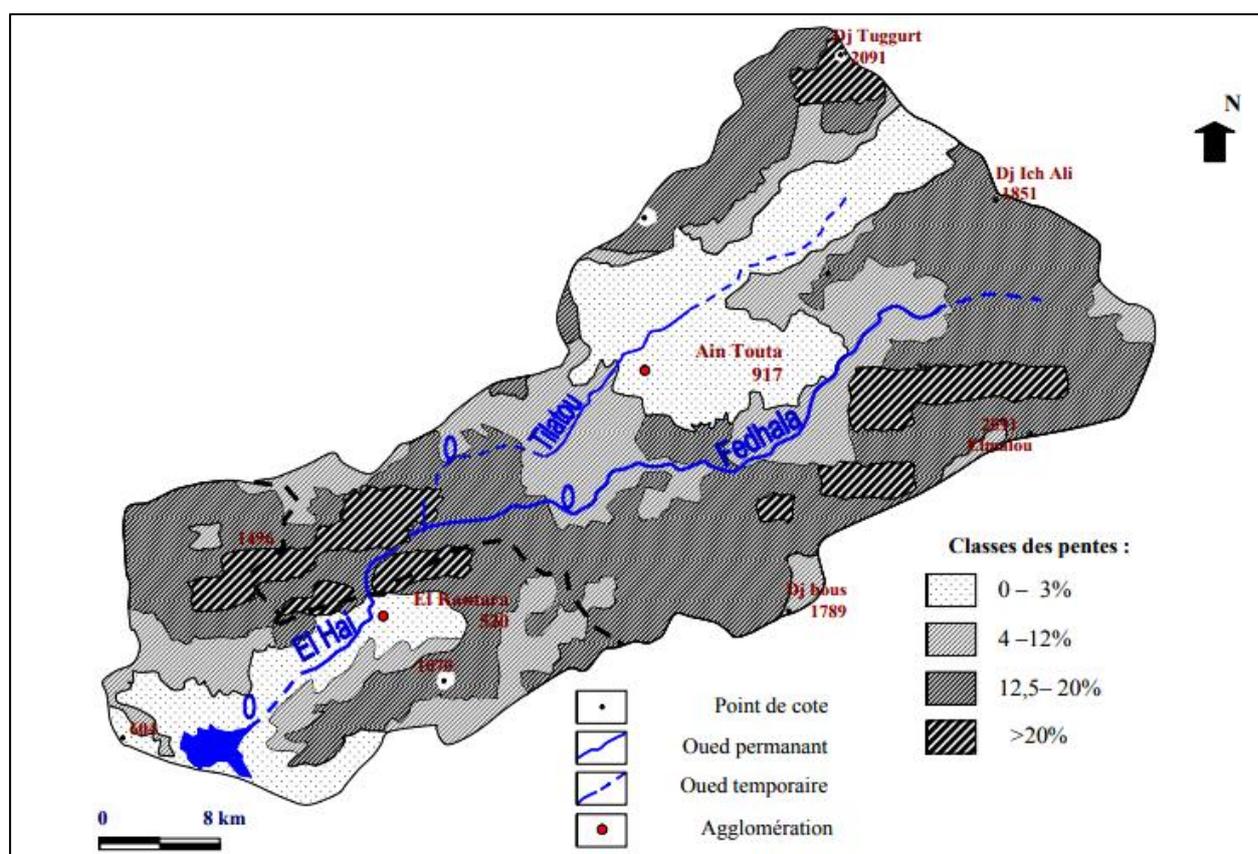


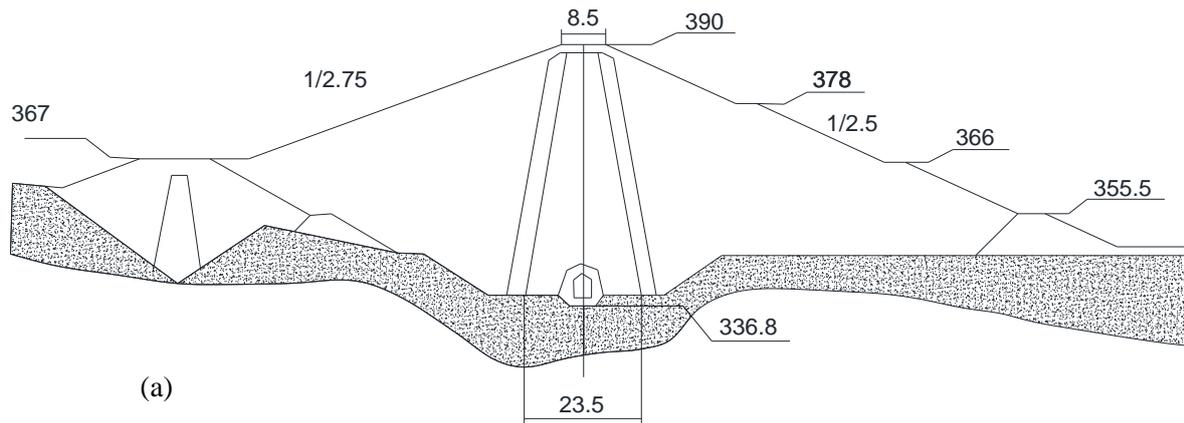
Figure 3.2- Le bassin versant du l'oued el Hai (source : carte topographique : 1/200000) (Rerboudj, 2006)

Les principales caractéristiques de la digue sont illustrées dans le tableau 3.2.

Tableau 3.2- les caractéristiques de la digue

Type	digue à noyau central en argile et recharges alluvionnaires
Hauteur maximale	42.5 m
Longueur en crête	385 m
Largeur en crête	8,5 m
Altitude de la crête	390 m NGA
Cote de Retenue Normale	384 m NGA
Cote des PHE pour la crue de projet	388 m NGA
Pente des talus (V /H)	Amont : 1 / 2.75, Aval : 1 / 2.25 avec 3 risbermes aux niveaux 355.42, 366 et 378 m NGA

Le profil type du barrage est schématisé dans la figure suivante :



(a)



(b)

Figure 3.3- (a) profil type du barrage FDG; (b) vue de la rive gauche du barrage FDG
(source : ANBT)

3.3 Les données climatiques et hydrologiques

3.3.1 Les précipitations

Pour les données des précipitations, nous avons pris une série de taille de dix (10) ans entre (2001-2011) voir le tableau 3.3 en annexes.

D'après les valeurs de la pluviométrie moyenne journalière, on remarque à travers (Fig.3.4) qu'un maxima de sécheresse durant le mois le plus chaud (juillet) avec une pluviométrie de 0.77 mm. Par contre, les mois le plus humides sont les mois de la saison d'automne avec 26.19 mm.

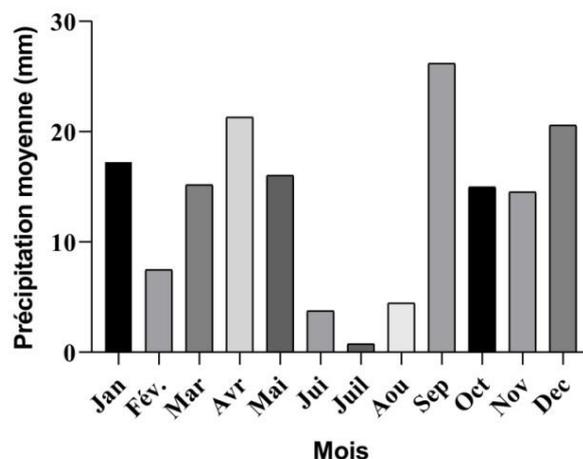


Figure 3.4- Précipitation moyenne mensuelle (2001-2011)

Selon l'histogramme des précipitations montré en fig. 3.4, il est remarquable qu'il y'a assez de précipitations en saison d'automne. Le caractère de la région aride connu par les crues exceptionnelles de la période estivale.

3.3.2 Les Températures

Le graphe de températures en (Fig.3.5), montre des fortes variations saisonnières enregistrées entre le mois le plus chaud en juillet avec 41 C° et le mois le plus froid en janvier avec 6.84 C° où la moyenne annuelle est de 22.4 C°.

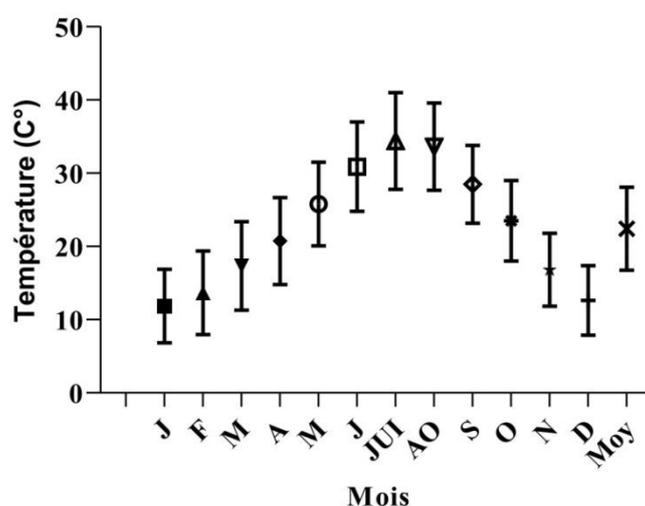


Figure 3.5- Les températures (C°) (2001-2011)

3.3.3 Les Vents

Les vents de sable sont fréquents pendant le printemps et l'été. En période hivernale, les vents nord-ouest les plus dominants. La vitesse maximale des vents se rencontre au mois d'avril atteignant 7.7 m/s, par contre la vitesse minimale est de 2 m/s au mois d'octobre.

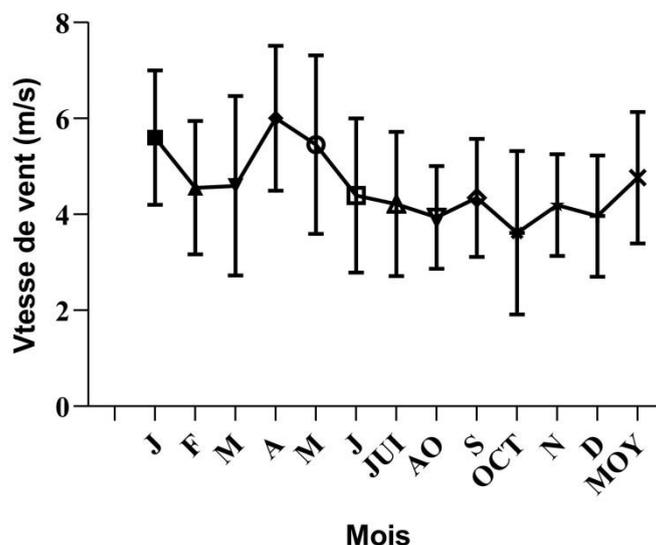


Figure 3.6- Les vents (m/s) (entre 2001-2011)

3.3.4 L'Humidité relative de l'air

L'examen de tableau 3.6 en (annexes), montre dans la (Fig.3.7) que les mois les plus humides sont janvier, février, mars, octobre, novembre et décembre avec respectivement un taux de 57.6 %, 48.6 %, 41.6 %, 48.2 %, 53.7 %, 60.6 %. L'humidité la plus faible est enregistrée en juillet avec un taux de 26.1 %.

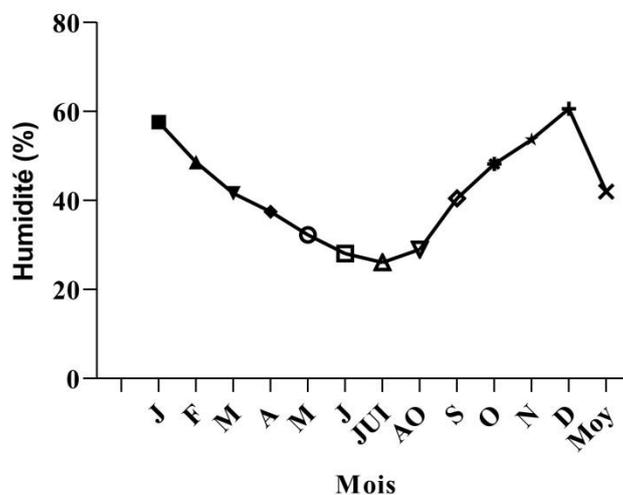


Figure 3.7-Humidité relative moyenne de l'air (%) (Entre 2001-2011)

3.4 Hydrogéologie de la région

3.4.1 Réseau hydrographique

Le réseau hydrographique de la région est squelettique. Il comporte un tronc principal, l'Oued Biskra, qui fait partie du bassin fermé de Chott Melghir et reçoit sur sa rive gauche quelques tributaires issus du versant sud de l'Aurès, ces oueds étalent leurs graviers sur une largeur de 50 à 400 m entre des berges abruptes de 1 à 3 m de haut (Brinis,2003).

L'Oued Biskra est sec, sauf lors des pluies exceptionnelles (à l'exception de l'endroit à l'aval du barrage Fontaine des Gazelles, il existe des sources pérennes où ce même oued porte le nom de l'Oued El-Hai), il subsiste toutefois, entre les crues, quelques mares comme celle

du passage de la route de Djemourah (W 54). Le principal affluent, l'Oued Branis, montrait avant les années de la sécheresse qui frappe la région de l'eau courante jusqu'à son débouché de l'Aurès ceci n'apparaît pas de nos jours.

Mentionnant toutefois les filets d'eau saumâtre qui s'écoulent presque en permanence dans de profondes encoches à la périphérie du Djebel Melah, comme l'Oued Melah. Il existe également, à l'ouest de l'Oued de Biskra, tout un réseau de seguias, canaux d'irrigation qui étaient alimentés autrefois par un petit barrage. Ces seguias ne sont plus utilisées que pendant les crues (tarissement des sources au niveau de l'oued).

Jadis les axes principaux avaient un débit permanent notable ; certains d'entre eux paraissent emprunter le tracé d'anciens affluents de l'oued (Brinis,2003).

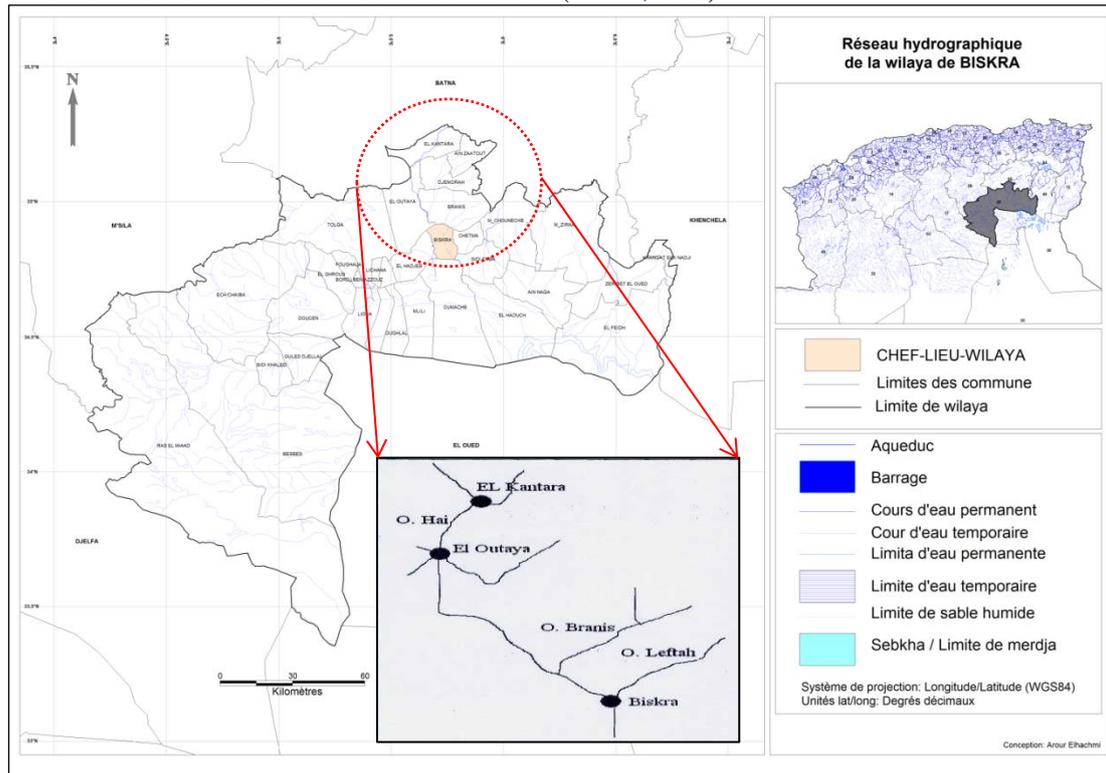


Figure 3.8- Réseau hydrographique de la wilaya de Biskra (Brinis,2003)

3.5 Hydrogéologie

D'après la notice explicative de la carte hydrogéologique de Biskra (1980) où ses limites ne correspondent pas dans leur ensemble aux limites d'un bassin hydrogéologique, car elle englobe la vallée de l'Oued Djeddi, la région de Biskra et la cuvette d'El-Outaya ; la lithologie et les considérations hydrodynamiques permettent de différencier quatre (4) formations ou unités aquifères principales.

3.5.1 les formations aquifères à nappe libre, semi-libre à semi-captive

3.5.1.1 Nappe phréatique du Quaternaire : elle est localisée dans les accumulations alluvionnaires du Quaternaire. Elle est mieux connue au niveau des palmeraies de Tolga et des Oueds (nappes d'inféro-flux), sa profondeur varie de 0 à 10 m ; son réservoir de composition hétérogène est constitué par des matériaux détritiques (blocs, de galets, de graviers et de sables). Son substratum est formé d'une épaisse formation argileuse, parfois, il apparaît sous forme de lentilles de sables en discordance avec les

couches d'argiles. Elle est, surtout, alimentée par les eaux de précipitations, les infiltrations des oueds et les eaux d'irrigations. La catégorie des eaux de cette nappe est salée ou très salée, elle se classe parmi les chlorurés alcalines et sulfatées calcoc-magnésiennes.

3.5.1.2 Nappe des sables du Mio-pliocène : contenant plusieurs niveaux aquifères de composition hétérogène : matériaux détritiques, des graviers et des sables dans une matrice argileuse. En profondeur, la formation devient à prédominance argilo sableuse et repose sur une formation imperméable composée de marnes à gypse et d'anhydrite de l'Éocène moyen, ce qui implique qu'il n'y a pas infiltration des eaux de cet aquifère vers l'aquifère inférieur puisque leur nature lithologique freine toute circulation, mais il faut noter que près de bordures des monts des Ziban, les argiles sableuses sont en contact avec les calcaires de l'Éocène inférieur. Ceci veut dire qu'il y a des possibilités d'échange entre les aquifères de sables et de calcaires fissurés, notamment là où l'épaisseur d'argile est faible. La nappe des sables est couverte d'un dépôt alluvionnaire peu épais ou d'une couche salope gypseuse du Quaternaire. Par endroits, le Mio-pliocène affleure mettant en contact direct, cet aquifère, avec la surface assurant ainsi son alimentation à partir des eaux de la surface. Cette nappe a une extension considérable, elle est captée par de nombreux forages dans la Plaine d'El Outaya. Son épaisseur faible sur les piémonts, augmente progressivement vers milieu de la plaine et donc vers le centre du bassin.

3.5.2 les formations aquifères captives

3.5.2.1 Nappe des calcaires (Éocène inférieur et Sénonien supérieur) : cette nappe est localisée en grande partie dans la région de Biskra. Elle est plus exploitée à l'Ouest qu'à l'est de Biskra à cause des faibles profondeurs relatives de captage. À l'Ouest, la profondeur varie de 15 à plus que 200 m alors qu'à l'Est, la profondeur dépasse les 400 m. Cette nappe recèle d'importantes réserves qui sont liées d'une part aux faciès et à l'état de fissuration de la roche, et d'autre part à sa recharge souterraine à partir de l'Atlas saharien. Son toit est constitué par des formations argilo sableuses du Mio-pliocène au nord et des marnes à gypses de l'Éocène moyen au sud contribuant à sa mise en charge.

3.5.2.2 Nappe du Continental Intercalaire CI : cette nappe est souvent appelée « nappe albienne », elle est constituée de grès et d'argiles. Elle est peu exploitée dans la région, sauf à Ouled Djellal et Sidi Khaled où les formations gréseuses de l'Albien ou du Barrémien sont touchées à des profondeurs de 1500 à 2500 m.

3.6 La topographie

Les différents paramètres topographiques reflètent souvent la réponse du Bassin versant sur la mobilité des matériaux ; notamment sur l'accélération de la pesanteur.

3.7 Le relief

Le relief de la région de Biskra est constitué de quatre grands ensembles géographiques (Anbt, 2006) :

3.7.1 Les montagnes

Caractérisées par un enchaînement des massifs ; d'une orientation générale NE-SO, avec une décroissance d'altitude du nord vers le sud. On peut citer à titre d'exemple : Les monts de Belezma au nord ; dans lesquelles l'altitude maximale atteint 2091 m.

(DJ. Tuggurt). Dans les monts de Metlili, le pique atteint 1496 m à l'ouest. Au sud DJ. Bous 1789 m, à l'Est RAS ELKROUCH 1508m, DJ. El Malou 2091m et Dj. EL Rherah 1865m.

3.7.2 Les plaines

Deux plaines se distinguent ; l'une entre Batna et Ain Touta avec environ 36 km de longueur et une largeur variant entre 6 à 8Km, et l'autre au sud ; c'est la plaine entre El-Kantara jusqu'au site du barrage « fontaine des gazelles » le long d'oued El-Hai.

3.7.3 Les plateaux

À l'ouest, ils s'étendent du nord au sud englobant presque les Daïras d'Oued Djelal, Sidi Khaled et une partie de Tolga.

3.7.4 Les dépressions

Dans la partie sud-est de la wilaya de Biskra (Chott Melghigh).

3.8 Géologie du site

Sur le plan géologique, le site est constitué par des formations marno-calcaires du crétacé supérieur présentant une structure anticlinale avec un pendage incliné vers l'amont. Dans la vallée, ces formations sont recouvertes par des dépôts superficiels (alluvions et conglomérats) d'âge quaternaire.

Le noyau est fondé directement sur la roche dans les versants et sur les dépôts quaternaires au centre de la vallée : environ 126 m de digue entre les profils 9 et 13 fondés sur 10 à 20 mètres d'alluvions.

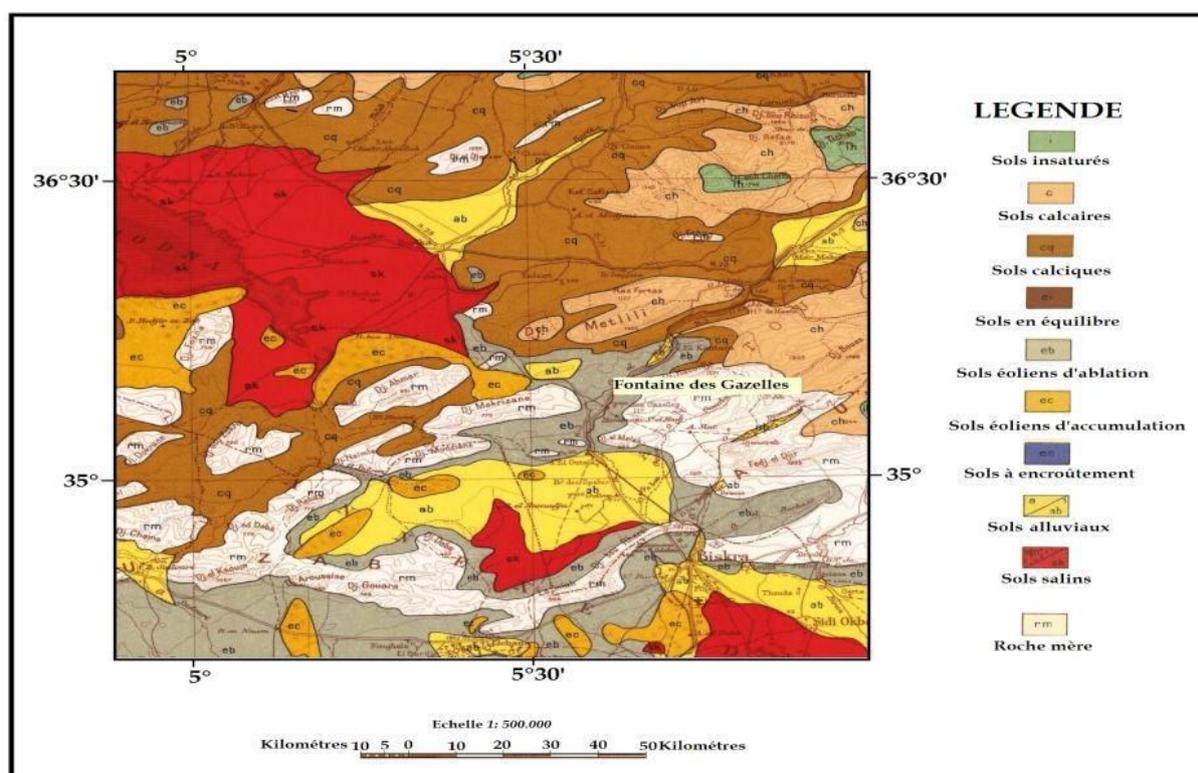


Figure 3.9- Géologie du site de barrage fontaine des Gazelles (extrait de la carte du sol d'Algérie Biskra publié en 1938) (Athmani, 2018)

3.9 Domaine morpho-structurale

3.9.1 Les synclinaux

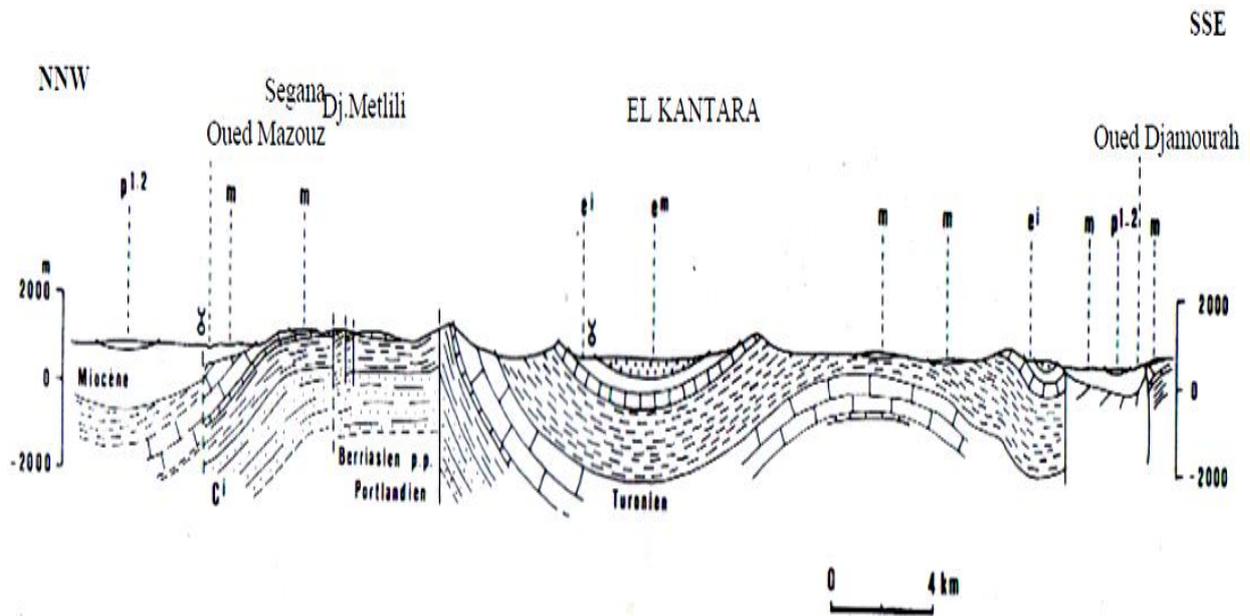
Le bassin versant de Oued El-Hai rejoint deux synclinaux :

3.9.1.1 Synclinal BATNA – AIN TOUTA

Avec une direction NE-SW est constitué essentiellement par des alluvions de quaternaire ; avec des affleurements des marnes ; qui est surmontée par des assises détritiques continentales (conglomérat et grés (Ballais, 1984)).

3.9.1.2 Synclinale d'EL-KANTARA

Les calcaires massifs de demi-cluse d'El-Kantara reviennent au Maestrichtien avec une épaisseur de 340 mètres vers le Sud, surmonte par des formations de l'oligocène, miocène et quaternaire ; formées essentiellement par des marnes, galets, alluvions, argiles et sables (Fig.3.10). À la base du flanc sud de DJ. Mimoun, on observe un affleurement de paléocène représentant des faciès de marnes (25 m), grés et poudingues d'après (Ballais, 1984).



3.10 Les anticlinaux

Parmi les anticlinaux qui s'articulent autour du bassin versant, on peut citer :

3.10.1 Le Metlili

Constitue un grand pli coffré à combe complexe décrite par (Ballais, 1984), prolongement sur 30 km de long NE-SW et 9 km de large (Fig.3.11).

Le crétacé (Albien, sénonien), est recouvert en discordance par des assises miocènes, une fracture directionnelle effondre la voûte anticlinale contre un flanc sud très redressé.

3.10.2 DJ. Tuggurt (Monts de Belezma)

Ce massif d'environ 80 km de long et largeur variable. Le flanc sud, verticale à inverse, et plus redressé que le flanc nord, à l'est d'Oued Châaba le jurassique plus ou moins extrudé chevauche le crétacé inférieur et parfois même le miocène marin vers le Sud Est.

3.10.3 DJ. Ich Ali

Corresponds à un bombement d'assises cénomanien-turonien avec un pendage généralement faible. Le passage de cette structure au synclinal de Batna — Ain Touta, est souligné par une faille directionnelle NE d'Ain Touta, l'axe de cet anticlinal s'oriente vers l'Est.

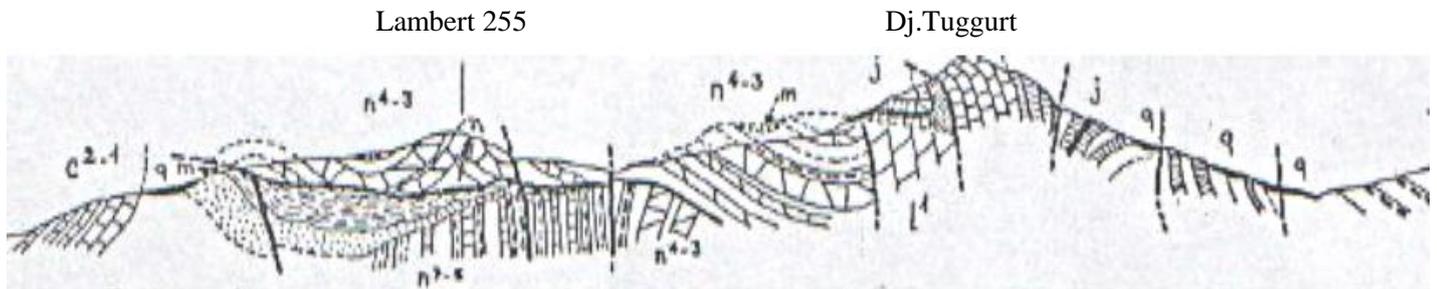


Figure 3.12- Coupe de djebel Tuggurt (Guiraud, 1988)

3.11 Les Accidents tectoniques (failles)

Le bassin versant représente deux types de failles selon leur tendance et leur direction.

3.11.1 Accident NW-SE Metlili Ouest

Cette fracture qui barre la terminaison occidentale du Metlili réapparaît au NW de fontaine de gazelles entre ces deux points ; elle n'est pas visible et se superposerait plus au moins à l'ennoyage oriental du Mekrisane, anticlinal dont elle provoque la vibration vers les Sud-est et auquel fait suite à l'Est, le synclinal d'El-Kantara. Puis, décalé par une succession de cassures E-W (Bellion, 1972).

3.11.2 Accidents NW-SE Metlili EST

La conséquence de cet accident est l'affleurement du trias de la région de Mâafa (Guiraud 1971 et Bellion 1972).

3.11.3 Accident NE-SW Souk-Ahras-Batna

Il a été mis en évidence par (Glangeaud, 1951), il se manifeste par la faille qui met en contact le miocène et le turonien du flanc NORD du Dj.Ich Ali son prolongement vers le SW à provoquer l'effondrement de la voûte de l'anticlinal du Dj.Metlili.

3.11.4 Accident E-W

Se trouve dans plusieurs structures essentiellement :

- i. faille de direction E-W limitant le cénonanien du turonien sur le flanc sud de l'anticlinal Ich Ali (Bureau 1986).
- ii. Faille Arbâa — Mâafa les raisons par lequel le trias affleure.

3.11.5 Accident axial du Belezma (direction variable) ENE-WEW à E-W

La zone tectonique se prolonge vers le Nord-Est par la faille inverse du Dj.Tuggurt ; l'orientation varie de N65° — 70° E dans les monts de Batna, à N80° — 90° E selon (Bellion, 1981).

3.12 La lithologie

Il est très important de savoir la nature des formations et leurs résistances à l'agressivité climatique. Sur la base de l'esquisse géologique des Aurès, il a été réalisé la carte de la lithologie (Fig.3.13).

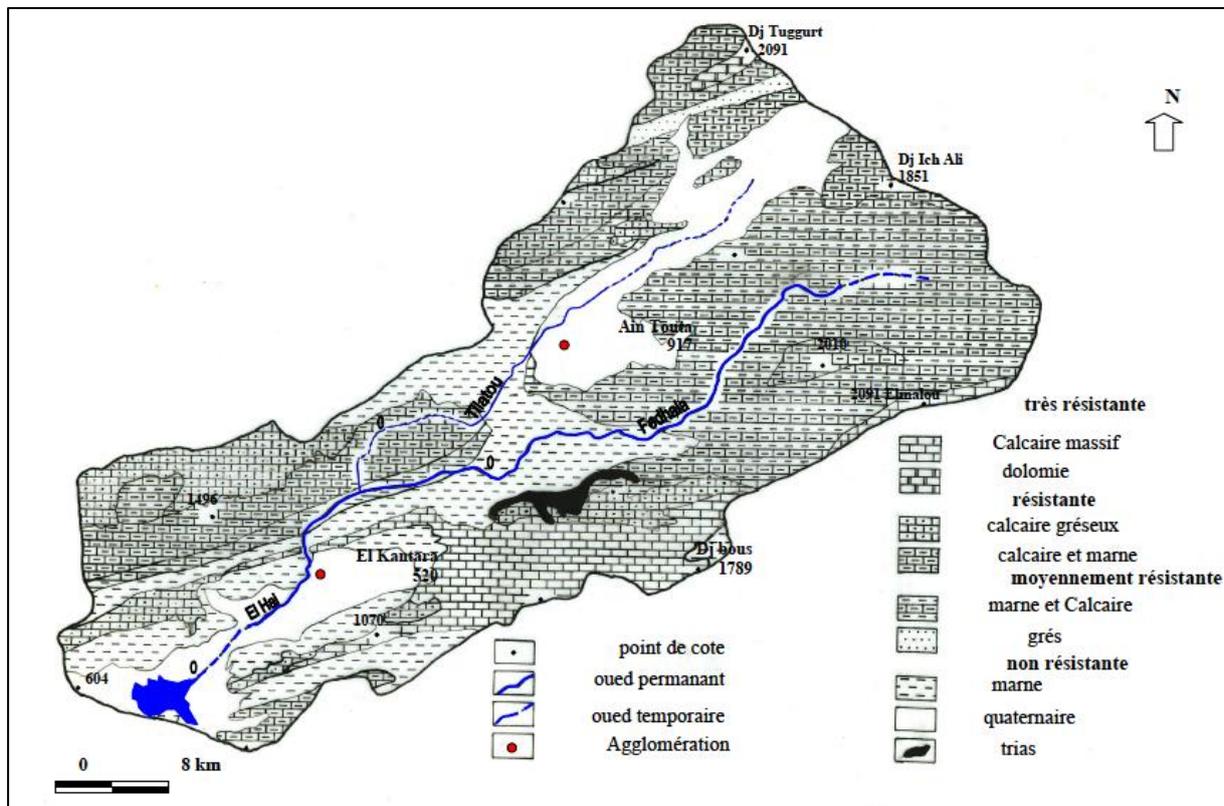


Figure 3.13- Lithologie du bassin versant (Laffit, 1939).

Les résultats d'investigations géologiques pour les puits de sondage S1, S4, S5, S8 et S10 (Fig.3.14) montrent que dans la rive droite, le substratum est affecté par des failles et des fractures. Cette zone montre une forte perméabilité sous l'ouvrage.

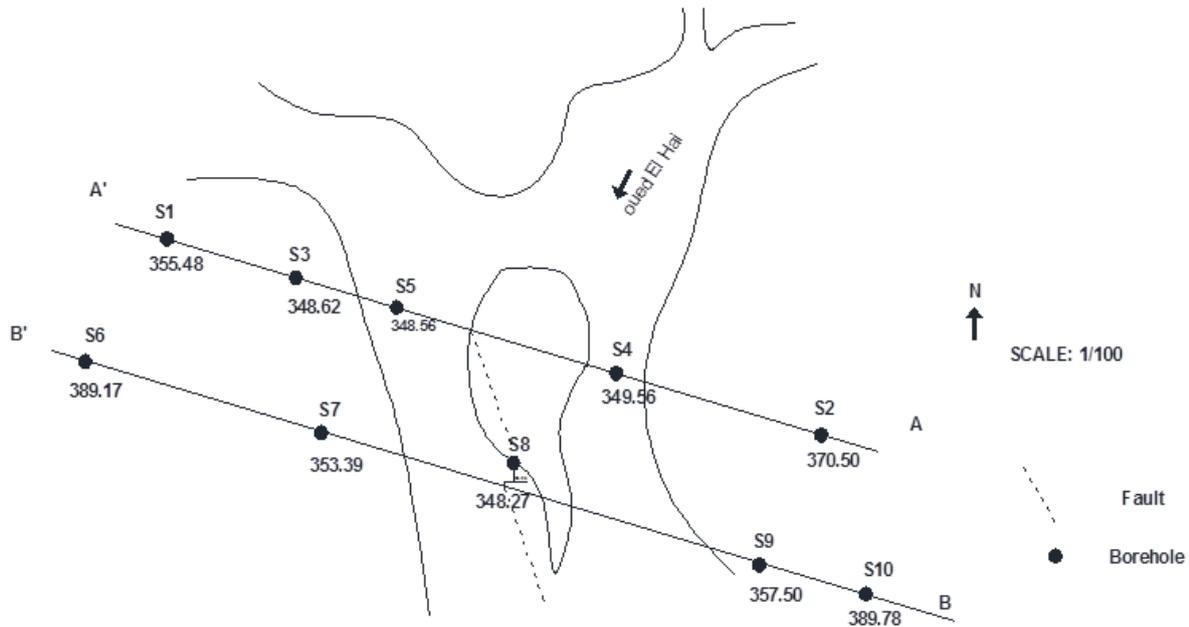


Figure 3.14- Sondage géologique (extrait de la carte géologique au 1/1000°, juin 1976 (Boyadgiev P, 1976).

Les résultats de la campagne géophysique, des méthodes électriques et sismiques utilisées sur le site, décrivent que sur le l'adroite du site, cet ensemble calcaire-marne était affecté par la faille et les fractures (Boyadgiev P, 1976). À l'horizon des marnes, il a trouvé une direction de faille orientée nord-est de 25° — 30°, qu'elle est tournée à 200 m à l'est, avec un pendage de 60° nord-ouest. D'amont en aval, ou gorge, près de la rive droite, il semble y avoir une faille parallèle à la rivière pour les raisons suivantes :

- les points calcaires sur la terrasse de la rive droite ;
- le contact entre le substratum rocheux et les alluvions près de la surface de la rive droite ;
- les absorptions d'eau ont augmenté sur S5, S4 et S8, S10 ;
- Sur le site en aval, sur la rive gauche et la rive droite, il y a une série de failles, direction nord-ouest/sud-ouest (Fig.3.15).

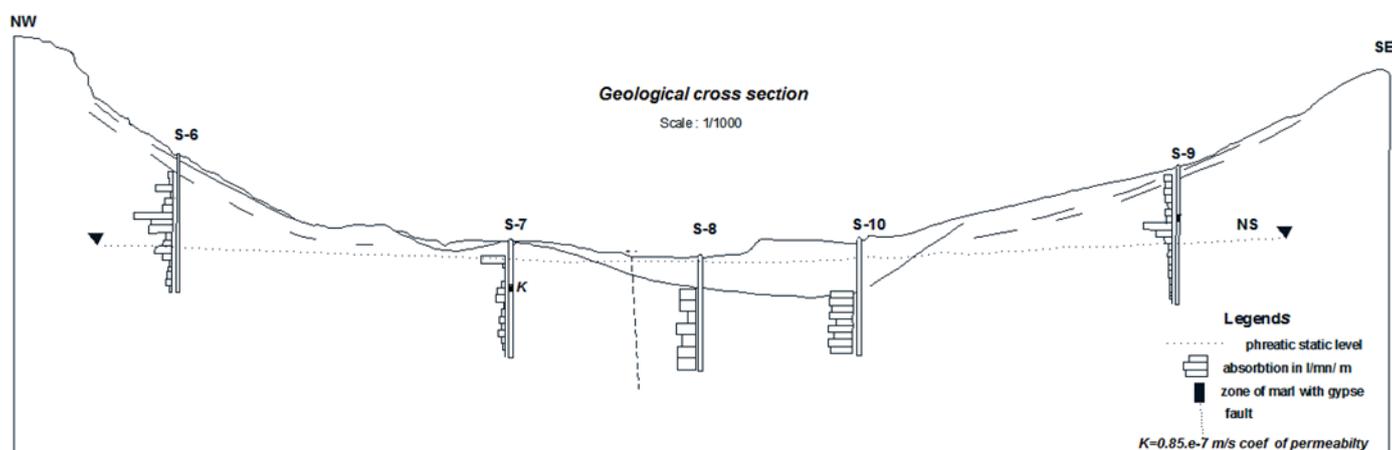


Figure 3.15- Coupe géologique du site (extrait de la carte géologique, coupe interprétative B-B)

3.13 La perméabilité

L'expérience a montré que la perméabilité est très importante dans les études d'érosion, d'ailleurs la Songea en 1969 (1) a trouvé une relation exponentielle entre l'apport solide spécifique et l'apport liquide en fonction de la perméabilité des bassins versants ; dans les terrains perméables, le risque d'érosion provoqué par les écoulements est faible ; par rapport aux terrains imperméables.

Le tableau 4.1 représente les classes de perméabilité et leur superficie selon la nature des formations.

Tableau 3.3-les classes de perméabilité

formations	perméabilité	superficie	
		km2	%
galets, éboulis, graviers (El-Kantara)	perméable	110,72	6,67
grés	semi perméable		
calcaire-marneux			
Marno-calcaire			
calcaire gréseux		908,18	54,71
Marne	Faible perméabilité	261,62	15,76
calcaire massif			
Argile (Ain Touta)	imperméable	379,48	22,86
Dolomie			

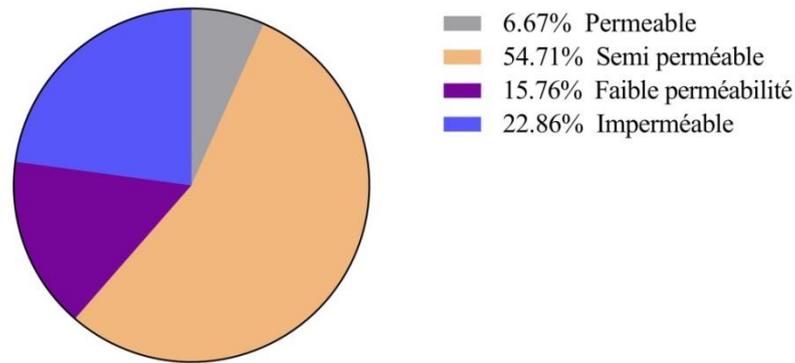


Figure 3.16- Répartition de perméabilité selon les formations de zone d'étude

La (Fig. 3.16), montre que plus de la moitié (54.71 %) de la superficie globale du bassin versant sont des formations semi-perméables suivies par les formations imperméables (22.86 %) dans la partie amont et un pourcentage de (15.75 %) de marne à perméabilité faible dans la zone de transition entre la plaine d'Ain Touta et celle de El-Kantara. Enfin, les formations perméables avec un taux de (6.67 %) dans la plaine de El Kantara voir (fig.3.17 et 3.18).



Figure 3.17- Ain Touta (argile et limon)



Fig.3.18- El Karma (Galets, graviers et sable)

3.14 Conclusion

La wilaya de Biskra, est une région agricole qui demande beaucoup d'eau pour répondre aux besoins des agriculteurs. En effet, la présence d'un tel ouvrage comme le barrage de fontaine des gazelles s'avère fondamentale pour le développement de la région.

Sur le plan hydrogéologique, l'Oued Biskra est sec, sauf lors des pluies exceptionnelles (à l'exception de l'endroit à l'aval du barrage Fontaine des Gazelles, il existe des sources pérennes où ce même oued porte le nom de « l'Oued El-Hai ».

Cette région est soumise à un climat aride puisque la pluviométrie annuelle moyenne est de 129.5mm, l'irrigation est donc indispensable pour les cultures.

Selon la problématique de notre sujet qui a un lien direct avec la géologie où, nous avons approfondi dans ce volet qui était très compliqué. La géologie de la plaine d'El-Outaya (Biskra) est constituée par des formations marno-calcaires du crétacé supérieur présentant une

structure anticlinale avec un pendage incline vers l'amont. Le bassin représente des failles dans la fondation selon leur tendance et leurs directions.

Chapitre 4. Analyse piézométrique et géochimie isotopique des fuites à travers la fondation du barrage fontaine des Gazelles

4.1 Introduction

Les barrages en terre sont souvent confrontés à des problèmes techniques ou naturels dont, chaque année des quantités d'eau considérables sont perdues à cause des infiltrations. Ces infiltrations peuvent mettre la sécurité de ces ouvrages d'accumulations dans des états critiques. Les fondations d'un barrage représentent l'élément le plus complexe d'un aménagement hydraulique et l'une des composantes les plus importantes en ce qui a trait à la sécurité de l'ouvrage. Environ 40% de problèmes de fondation était la cause des ruptures des barrages à travers le monde (Singh, 1996). Plus de 900 cas de rupture de barrage dans le monde, à l'exclusion de la Chine, ont été recueillis dans la littérature (Zhang, et al, 2009), où 66% de tous les cas sont des barrages en terre. Le contrôle des infiltrations est l'une des fonctions des fondations, à la fois au niveau des débits, par une étanchéité adéquate et principalement, au niveau des sous-pressions et des contraintes d'érosion, par un bon arrangement de filtres et de drains (Icold, 2005).

La détection et la prévention de fuites dans les barrages et les réservoirs exigent des enquêtes spécifiques en appliquant une approche hydrogéologique. Plusieurs auteurs ont utilisés différentes méthodes pour la détection des fuites dans les barrages en terre. Soit, en adoptant l'application de la géophysique comme, la méthode de résistivité électrique et potentiel spontané (Panthulu, et al, 2001), de la géochimie comme l'analyse isotopique environnementale afin de déceler l'origine des fuites constatées au pied aval du barrage (Noble et Ansari, 2017) où dans le corps du barrage en terre zoné (Peng, et al, 2008). Lorsque la vitesse d'écoulement des eaux d'infiltration dépasse certaines valeurs, elle peut causer le phénomène de renard qui, peut mis la sécurité de ces infrastructures en péril (Molinari. J. 1979). Plusieurs techniques ont été appliquées par plusieurs chercheurs pour la détection des fuites; la mesure des paramètres physico-chimique de l'eau, des traceurs isotopiques naturels (des isotopes stables, déterium (^2H) et l'oxygène (^{18}O) (Peng, et al, 2016), des traceurs artificiels (Wang, et al, 2015), les méthodes géophysiques (Himi et al., 2016), l'analyse piézométrique (Ranković, et al, 2014) et le test de perméabilité (Bolève, et al , 2012),...etc.

L'hydrologie isotopique est devenue un outil clé dans les études modernes du cycle de l'eau. La connaissance de l'origine et l'âge de l'utilisation d'eau (^2H , ^3H , ^{18}O) est l'une des contributions principales des techniques isotopiques. En effet, cette technique a été utilisée pour affirmer la contribution des eaux du barrage "El Houareb dans la Vallée Merguellil (la Tunisie centrale) avec les eaux de la nappe d'Ain Beidha par l'alimentation de karst (Ben Ammar, et al, 2006), et pour vérifier la possibilité d'infiltration dans le retenue de KAMECH

en Tunisie, (Gay D et Al, 1999). Elle est utilisée aussi dans l'enquête des fuites possibles par la formation géologique au-dessous du barrage (Villar et al., 2000; Karimi, et al, 2007).

La majorité des barrages dans le monde sont confrontés aux problèmes des fuites d'eau par les rives et les fondations. L'étude de ce phénomène s'avère d'une très grande importance, car il peut mettre en péril la stabilité du barrage et réduire sa capacité utile. C'est le cas notamment des barrages algériens, en particulier ceux implantés dans des zones arides où la ressource en eau devient de plus en plus rare. Quinze barrages d'entre eux sont sérieusement menacés par ce fléau car le débit perdu à travers leurs rives et leurs fondations est considérable, dépassant le million de m³ par an (Benfetta et al, 2017). Avec un nombre de barrages aussi importants (114 grands et petits), l'Algérie est aujourd'hui en premier rang dans le monde arabe et la deuxième place en Afrique, après l'Afrique du Sud. Certains barrages ont une perte de fuite annuelle d'environ 10% de leur capacité, tels que Ouizert, Foug el Gueiss et FougGharza (Remini, 2010). Le barrage de Fontaine des Gazelles, situé à Biskra en Algérie, est confronté à des fuites sur sa rive droite. Il convient de noter qu'entre décembre 2004 et février 2005, une augmentation isolée du piézomètre PN3 a été enregistrée, en concordance avec l'apparition d'une source en aval. Le but de la présente étude est de traiter le problème des fuites dans la fondation du barrage en analysant les données piézométriques et en utilisant l'investigation isotopique de deutérium (²H) et de l'oxygène (¹⁸O), afin d'identifier l'origine des fuites observées en aval et de déterminer les causes induisant l'augmentation anormale du niveau piézométrique de PN3. La géologie du site du barrage et le climat sec de la région mettent au premier plan la question de la sécurité de la structure, en particulier avec les inondations exceptionnelles de l'automne.

4.2 Méthode et matériel

4.2.1 Zone d'étude

L'aménagement hydraulique de Fontaines des Gazelles, est situé dans la Wilaya de Biskra à 35 km au nord-est de ladite ville. Il est à côté de point de rencontre de deux grands axes de communication : Le premier est celui de Skikda et de Constantine par Batna et le deuxième est celui de Bejaia et de Sétif par Biskra.

Tableau 4.1 localisation du barrage fontaine des gazelles

Situation	Cordonnées Lambert (m)	Longitude latitude (°)	Altitude (m)
barrage fontaine des gazelles	X=762.5, Y=206.9	5°35'E ; 37°7'N	351

La figure 4.1, montre la localisation du barrage de Fontaine des Gazelles ainsi que le piézomètre P3.

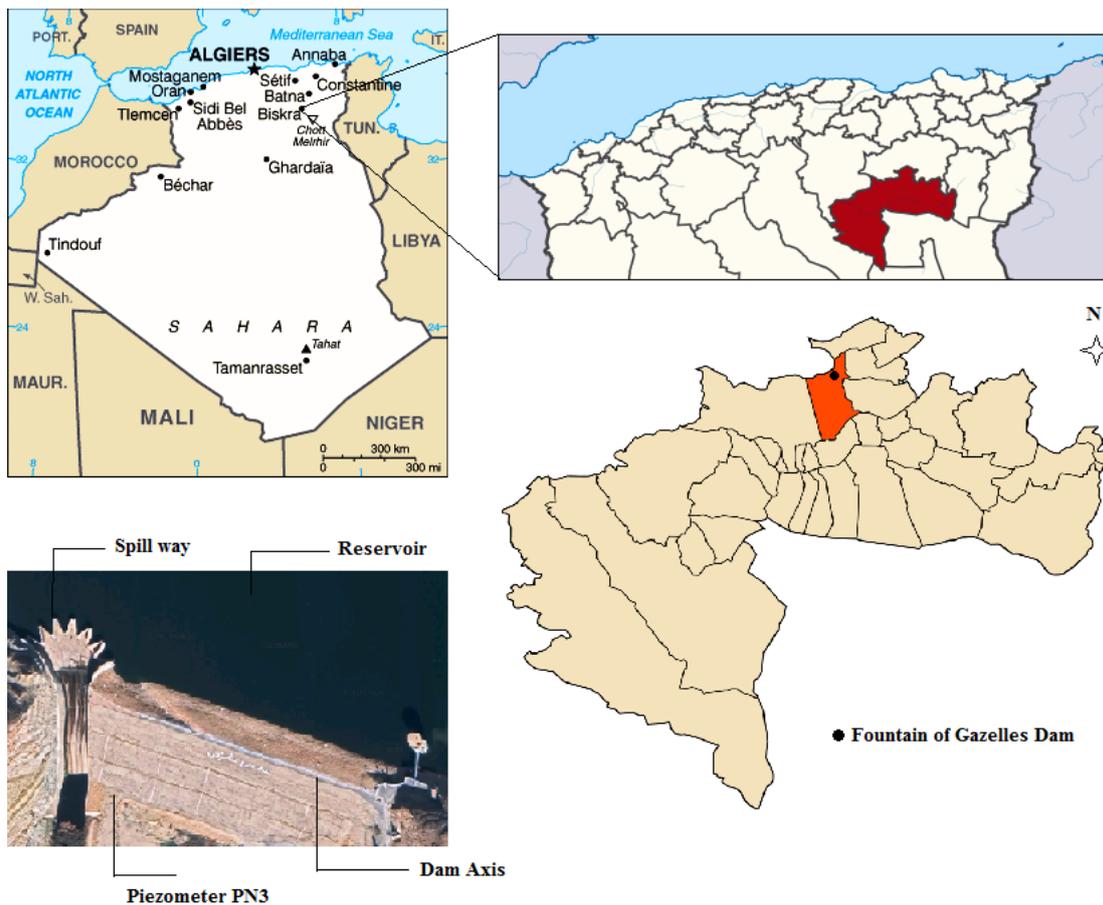


Figure 4.1- Localisation des fuites au niveau du barrage Fontaine des gazelles

Le barrage est destiné à l'irrigation. Il régularise les apports de l'oued El Hai. L'aménagement est constitué d'une digue à noyau central en argile et des recharges en alluvions, un évacuateur de crue de surface en rive droite, et d'un ouvrage de prise comportant une tour de prise et une galerie. Le bassin versant a une superficie de 1665 km² et une capacité totale de

la retenue de 55.491 hm³. L'ouvrage de l'évacuateur des crues a été dimensionné avec un débit de crue de projet cinq-millénaire de 3000 m³/s.

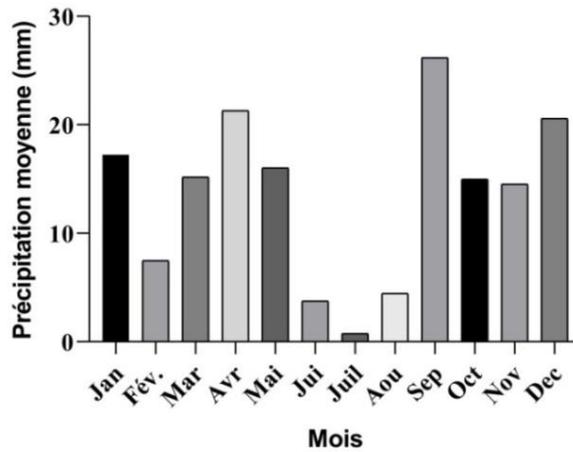


Figure 4.2- Précipitations moyenne mensuelles (2001 à 2011)

Selon l'histogramme de précipitation (Fig.4.2), nous remarquons qu'il y a des pluies considérables durant les mois de d'Automne (septembre, octobre et novembre) due aux crues exceptionnelles ce qui caractérise le climat aride.

Sur le plan géologique, le site est constitué par des formations marno-calcaires du créacé supérieur présentant une structure anticlinale avec un pendage incliné vers l'amont. Dans la vallée, ces formations sont recouvertes par des dépôts superficiels (alluvions et conglomérats) d'âge quaternaire. Le noyau est fondé directement sur la roche dans les versants et sur les dépôts quaternaires au centre de la vallée : environ 126 m de digue entre les profils 9 et 13 fondés sur 10 à 20mètres d'alluvions.

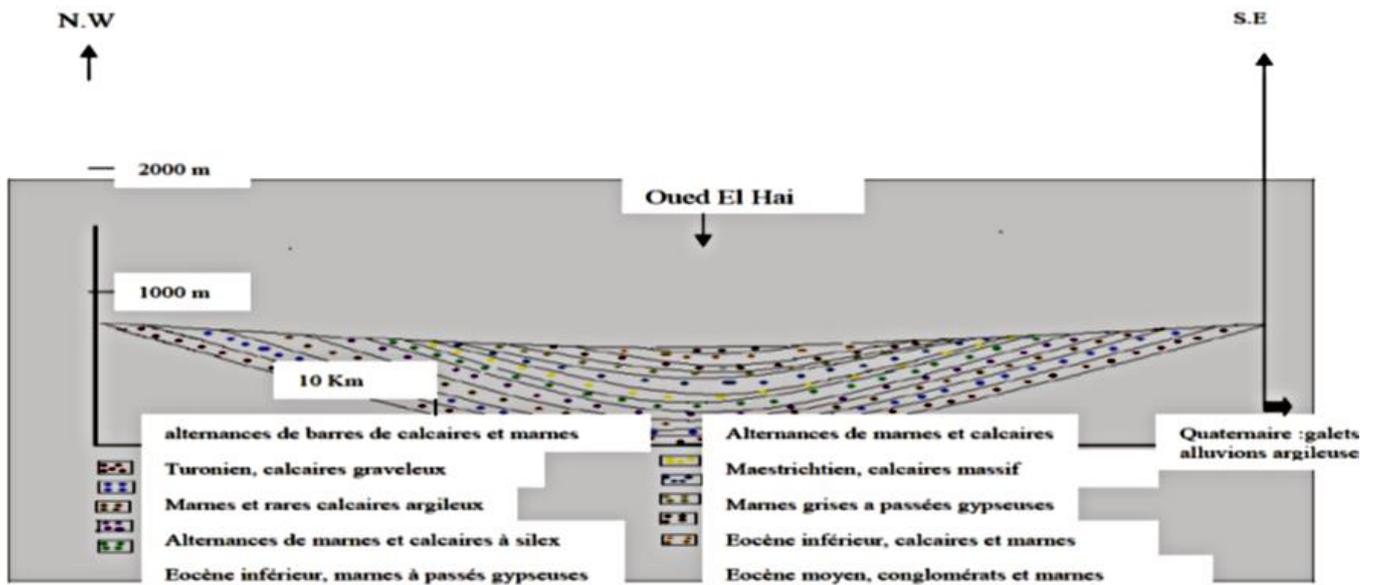


Figure 4.3- Formation géologique d'oued El Hai (Ouerdachi, L.et al, 2012)

4.3. Méthodologie de la technique d'analyse

4.3.1 Analyse des données piézométriques

L'historique débute en mai 2000 avec un niveau de 357 m NGA. La cote atteint 384 m NGA (seuil du déversoir) en avril 2004, soit une mise en eau de la retenue en 4 ans. La mise en eau s'est déroulée au gré des crues avec en particulier les épisodes de :

- septembre 2001
- septembre 2002
- octobre 2003

Sous l'effet de plusieurs crues en fin d'année 1999, le barrage a vécu une mise en eau anticipée, relatée dans le cahier d'instruction provisoire. La cote avait alors atteint 367 m NGA, soit une charge de 27 m par rapport à la galerie d'injection (pour 44 m à RN). Au cours de cette mise en eau rapide du barrage, il a été constaté une bonne étanchéité de la galerie d'injection avec seulement une infiltration en rive droite (Anbt, 2005).

Dans les rapports annuels, l'exploitant consigne l'augmentation des débits d'infiltration dans la galerie qui atteint environ 7 à 8 l/s. Il note également des fuites sur les têtes des drains piézomètres installés en galerie pouvant biaiser les mesures. Il est à noter que la galerie est noyée entre août et décembre 2002.

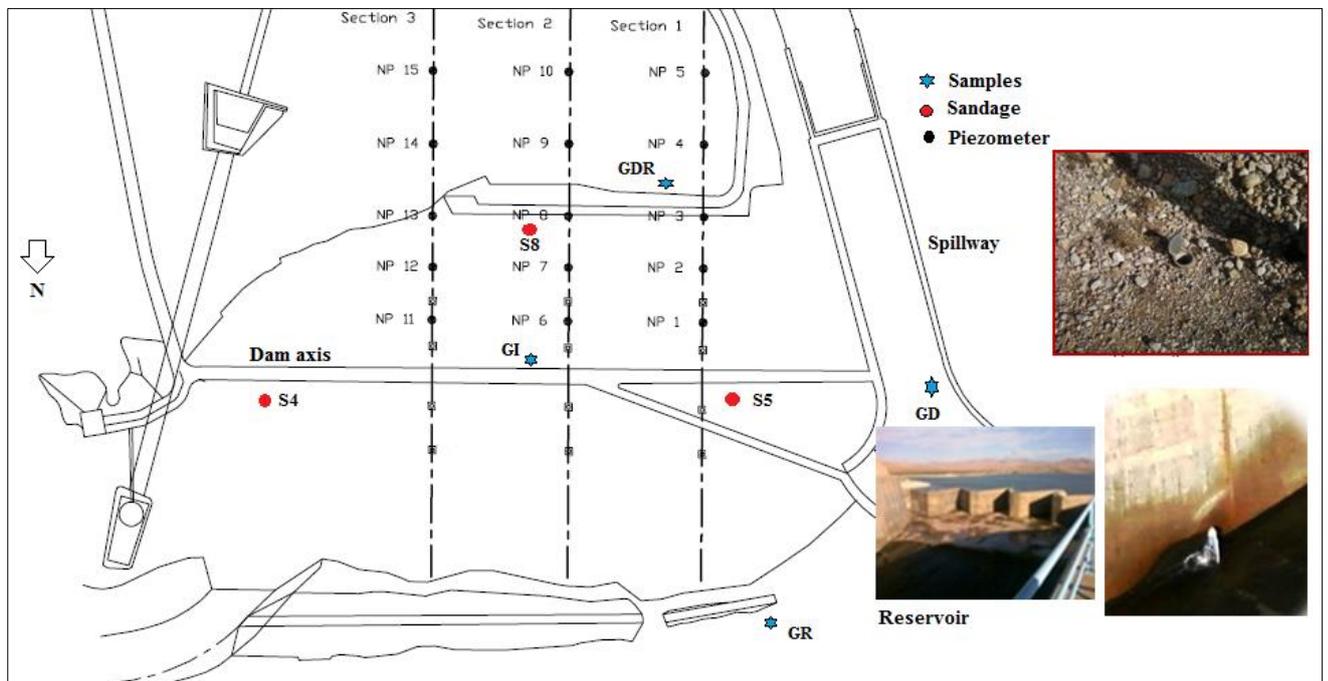
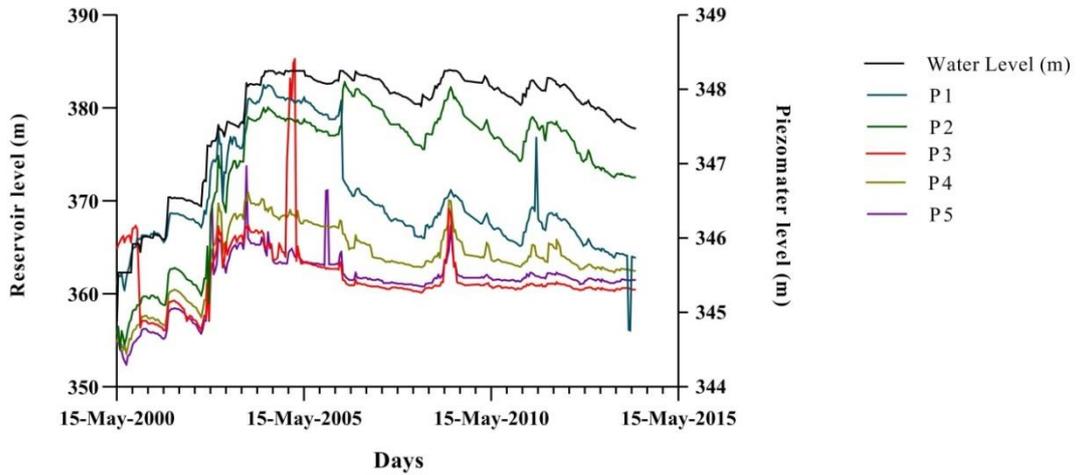


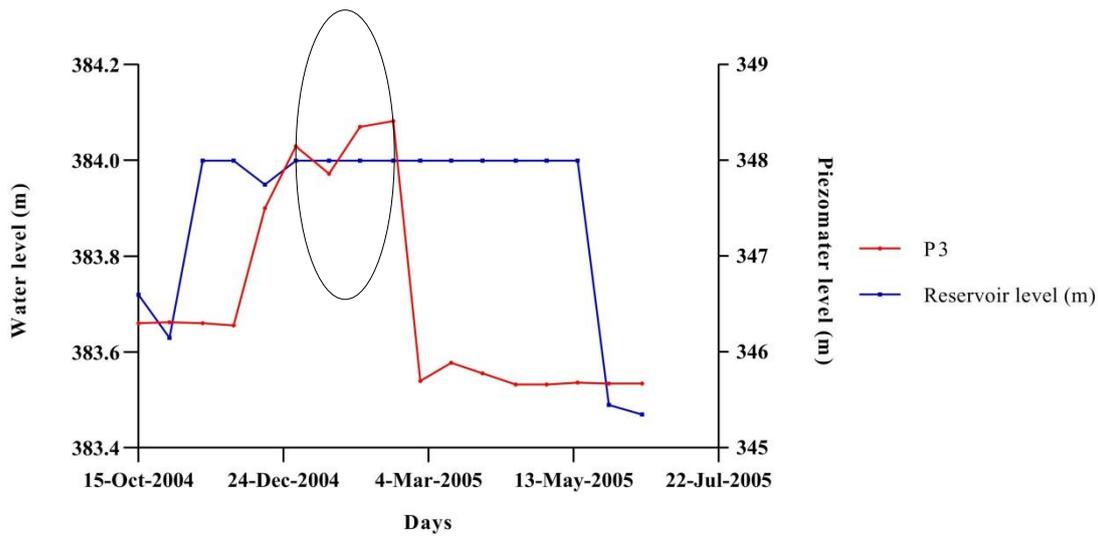
Figure 4.4- Vue générale des profils d'auscultations du barrage

Les percolations dans la fondation du barrage sont surveillées au moyen de 15 piézomètres installés sur les 3 profils (Fig.4.4). Les piézomètres descendent à 335 m NGA, soit dans le rocher pour les sections 1 et 2, et dans les alluvions de fondation pour le profil 3. Le niveau du contre-barrage du bassin de dissipation est de 344.5 m NGA. La piézométrie mesurée dans

les 3 sections (hors NP3) montre un gradient régulier et modéré, comme le montre les (Fig.4 5a).



(a)



(b)

Figure 4.5- a) la piézométrie du barrage FDG ; b) La piézométrie du PN3

L'analyse des données piézométriques de la section 1, parmi lesquelles les niveaux des piézomètres PN1, PN2 et PN3 sont respectivement 337,4 m, 336,1 m et 334,6 m; montre que l'infiltration est souterraine, à travers la fondation du barrage, étant donné que les deux piézomètres, dans ce cas particulier PN1 et PN2, sont situés sur le même profil et sont en effet reliés au plan d'eau du réservoir.

Les gradients hydrauliques des 3 profils sont similaires, ce qui indique que le flux est dirigé d'amont/ en aval, avec des flux transversaux limités. Le gradient atteint environ:

$$i = (348,2 - 346,1) / (169 - 31,25) = 1,5\% \quad (4.1)$$

Comme la montre (Fig.4.5b), l'évolution du piézomètre PN03 est anormale, l'augmentation entre décembre 2004 et février 2005. Cette augmentation s'est produite rapidement tandis que le niveau de rétention est pratiquement stable depuis avril 2004. Cette augmentation du piézomètre PN3 est accompagné de l'apparition d'une fuite au pied de l'aval; c'est cohérent avec une augmentation de la percolation dans cette zone (Fig.4.6).

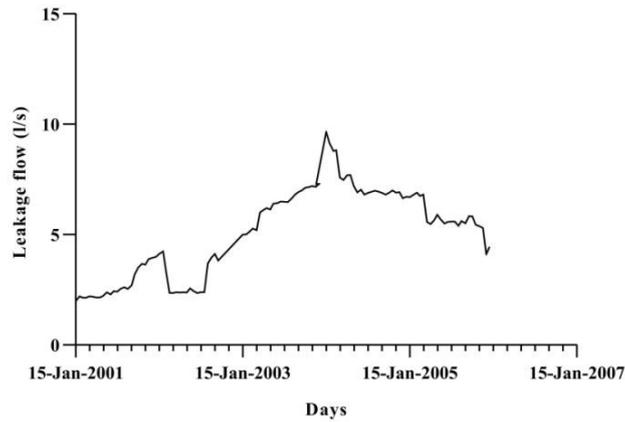


Figure 4.6- débit des fuites (l/s)

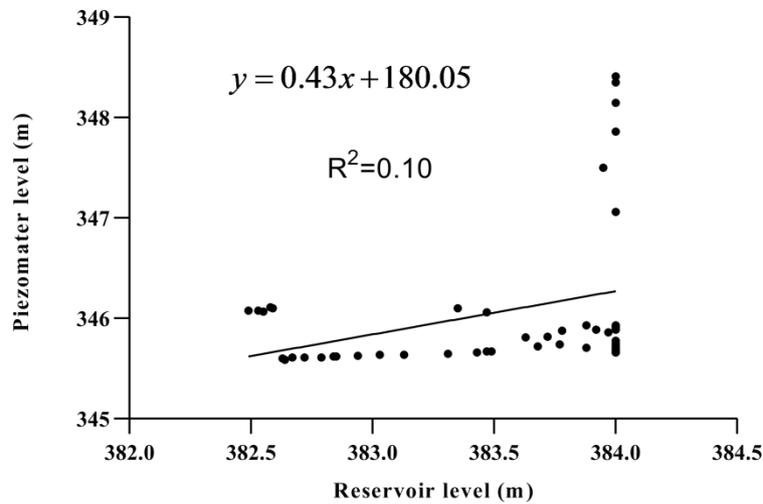


Figure 4.7- Relation entre le niveau de réservoir le P3

A partir de (Fig.4.7), la corrélation entre le niveau du P3 et le niveau de l'eau du réservoir tend vers zéro, c'est-à-dire que la régression n'explique rien et que les variables sont indépendantes. De ce fait, il n'y a pas de dépendance fonctionnelle entre eux.

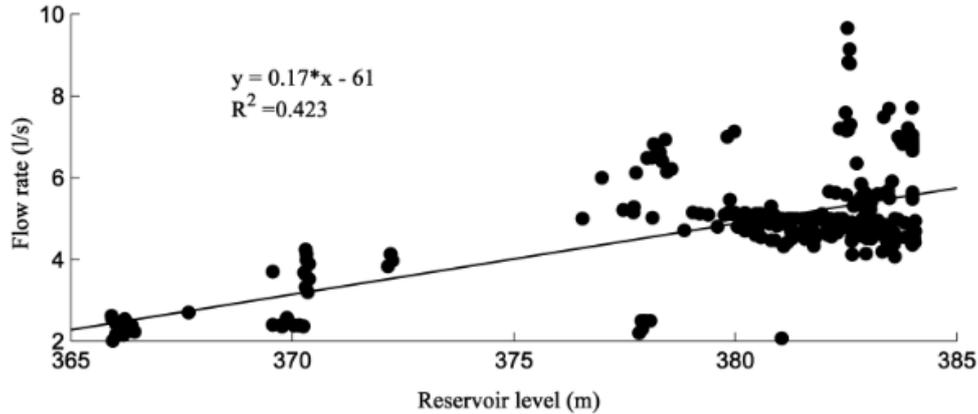


Figure 4.8- Relation entre le plan d'eau et les fuites

Les points de données sont dispersés près de la ligne droite; le débit de fuite est inversement proportionnel au niveau d'eau du réservoir, notamment entre les niveaux 375 et 385. Lorsque la ligne droite dans (Fig.4.8) est extrapolée au niveau de 365, le débit de fuite correspond à 2,5 l / s.

L'augmentation de la piézométrie dans la recharge en aval peut entraîner une déstabilisation du remblai sur sa rive droite et, en fonction de l'évolution des écoulements et de la nature du terrain traversé, une érosion interne pouvant créer un renard hydraulique.

4.3.2 Analyse isotopique

Dans la présente étude, nous essayons de déterminer les quantités de ^{16}O et de ^{18}O dans les échantillons pour voir si elles varient en fonction du point d'échantillonnage. Cependant, il est extrêmement coûteux et difficile, voire impossible, de mesurer la quantité absolue d'un isotope. La technique IRMS (spectrométrie par rapport à la masse d'isotopes) a été choisie.

Pour le moment, il est utile de noter que, grâce à cette technique, il est possible de trouver le rapport entre les isotopes d'un même élément et de le comparer à un standard internationalement reconnu, dont le contenu isotopique absolu a été mesuré. Par cette analyse, nous obtenons une valeur dont la notation est delta (δ) et dont l'unité est ‰. L'exemple de notation delta pour l'oxygène s'écrit comme suit :

$$\delta^{18\text{O}} = \frac{\left(\frac{^{18}\text{O}}{^{16}\text{O}}\right)_{\text{echantillon}} - \left(\frac{^{18}\text{O}}{^{16}\text{O}}\right)_{\text{standard}}}{\left(\frac{^{18}\text{O}}{^{16}\text{O}}\right)_{\text{standard}}} \quad * \text{‰} \quad (4.2)$$

L'eau standard pour les mesures de ^{18}O et de ^2H est SMOW (Standard Ocean Water), pour laquelle la valeur théorique du contenu isotopique de l'eau océanique a été établie par Craig (1961). La même année, Craig a également démontré qu'il existe une relation linéaire entre les valeurs de ^{18}O et ^2H dans les eaux douces de surface et celle à l'échelle mondiale. Cette corrélation a été définie comme étant la «ligne d'eau météorique globale» (GMWL) et représente la composition moyenne isotopique théorique de l'eau météorique.

4.4 Technique d'échantillonnage

L'eau pour des études d'isotope stables a été rassemblée de 04 points différents, dans et du réservoir. Les points de prélèvement sont décrits dans le tableau 4.2.

Tableau 4.2-Les échantillons

Echantillon	localization
GD13 res	Réservoir
GD	Galerie de Drainage
GI	Galerie d'injections
GD13 dev.	Evacuateur des crues (fuites)

Les quatre échantillons d'eau ont été collectés dans des bouteilles en plastique scellés avec des bouchons, conservés dans une température adéquate jusqu'à leur analyse.

4.5 Analyse

4.5.1 But de l'étude et technique utilisée

Comme mentionné précédemment, les différents isotopes d'un même élément subissent un fractionnement dû à leur différence de masse.

Les échantillons ont été envoyés au centre de recherche nucléaire d'Alger (CNRA) afin d'effectuer des analyses à l'aide d'un spectromètre de masse en utilisant des isotopes stables O et H. Où nous avons obtenu les résultats illustrés dans le tableau 4.3 ci-après :

4.6 Résultats et discussion

Résultat de ^{18}O . Le résultat obtenu de $\delta^{18}\text{O}$ est présenté dans le Table.4.3.

Tableau.4.3- analyse isotope stable de $\delta^{18}\text{O}$

Results of isotope analyses of samples (CNRA).			
Our LabID	Sample ID	$\delta^{18}\text{O}$ (‰)	StD
W-1470	GD	-1.27	0.07
W-1471	GD13Dév	-1.71	0.12
W-1472	GD13Rés	-1.25	0.04
W-1473	GI	-1.39	0.03
W-39-(QA/QC)	Defined	-10.18	0.2
	Obtained	-10.23	0.15

La valeur de $\delta^{18}\text{O}$ de l'eau de surface du réservoir est de -1,25, ce qui est similaire aux valeurs de $\delta^{18}\text{O}$ d'autres échantillons. Cela confirme la contribution des eaux du réservoir aux eaux d'autres structures.

Résultats de Deutérium. Résultat de $\delta^2\text{H}$ est présenté dans le Table.4.

Tableau.4.4- analyse isotope stable: $\delta^2\text{H}$

Results of isotope analyses of samples (CNRA).			
Our LabID	Sample ID	$\delta^2\text{H}$ (‰)	StD
W-1470	GD	-14.8	0.2
W-1471	GD13Dév	-16.8	0.2
W-1472	GD13Rés	-15.1	0.2
W-1473	GI	-15.6	0
W-39-(QA/QC)	Defined	-61.97	2.1
	Obtained	-60.9	1.3

La valeur de $\delta^2\text{H}$ de l'eau de surface du réservoir (tableau n ° 3) est de -15,1. Elle est similaire aux valeurs de $\delta^2\text{H}$ des autres échantillons prélevés dans les galeries de drainage et d'injection, ce qui confirme la contribution des eaux du réservoir aux eaux des autres ouvrages. D'autre part, la valeur de $\delta^2\text{H}$ de l'eau de trop-plein, la source -16,8, isotopiquement plus négative que la valeur $\delta^2\text{H}$ de l'eau du réservoir, indique que la contribution de l'eau de ce dernier aux eaux souterraines est mineure (Bedmar et Araguas, 2002).

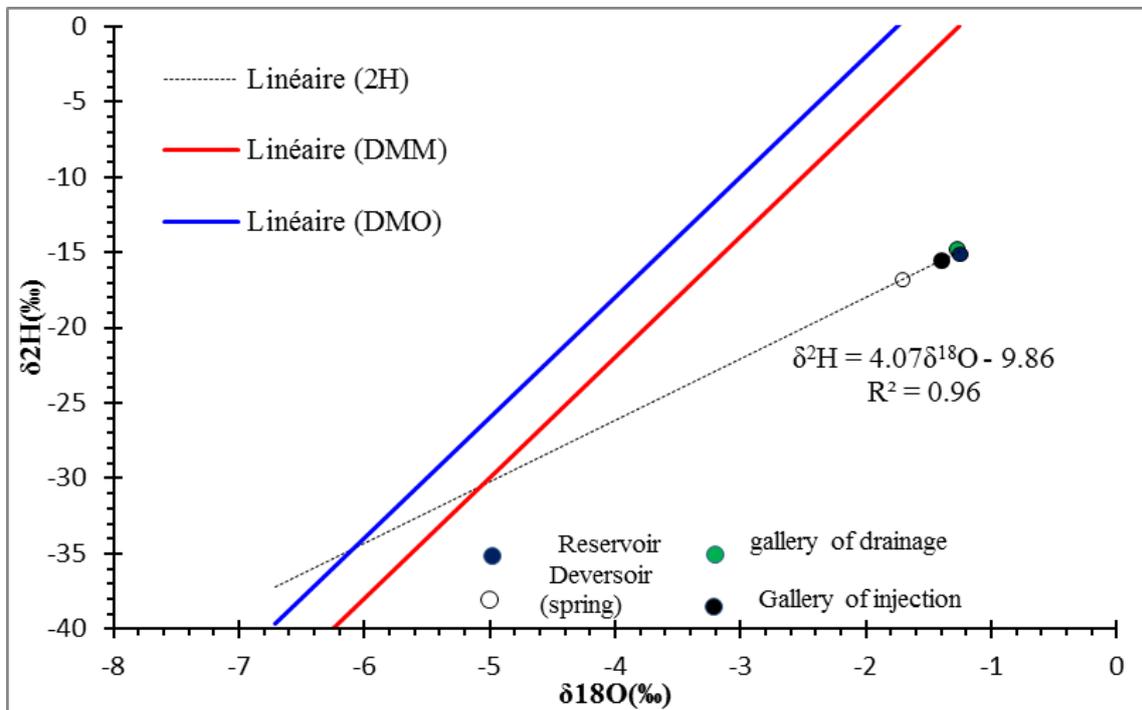


Figure 4.9- Relation entre $\delta^2\text{H}$ et $\delta^{18}\text{O}$ pour les différents échantillons

La relation entre les niveaux de deutérium ^2H et d'oxygène ^{18}O de plusieurs échantillons (Fig.4.9), à savoir: galerie de drainage, évacuateur de crues (fuite), réservoir et galerie d'injection, montre que les variations des niveaux de ^2H et de ^{18}O sont bien corrélées ($R^2 = 0,96$) de la même manière que dans le graphe ci-dessus, la composition isotopique des eaux. Les valeurs isotopiques de l'eau présentent une corrélation linéaire exprimée par l'équation $\delta ^2\text{H} = 4.07\delta ^{18}\text{O} - 9.86$. Cette ligne a une pente et une intersection plus basses que celles de la ligne d'eau météorique globale (GMWL ($\delta ^2\text{H} = 8\delta ^{18}\text{O} + 10$)) indiquant l'effet possible de l'évaporation (Craig, 1961), ce qui confirme que les fuites provenaient du réservoir.

1) L'eau de la galerie de drainage, la galerie d'injection et le réservoir montrent un caractère qui s'évapore et se déroule sous la ligne orientale méditerranéenne (MOL), ($d = 14$) (Celle jeanton H et al, 2001) et GWML ($d = 10$), il indique leur caractère évaporé ; ce qui est normal parce que l'eau a été soumise soudainement à un phénomène d'évaporation.

2) Le tampon isotopique de cette eau indique la même origine et leurs points représentatifs forment un groupe homogène. Ainsi, il semble que les eaux de la galerie proviennent du lac du barrage et dans ce cas, si nous soupçonnons un vol possible, il semble bien qu'un bilan isotopique et géochimique puisse bien estimer le taux de perte devant quitter le lac du barrage.

Les résultats des études géologiques menées sur S4, S5, S8 et S10 montrent que, sur la rive droite, le lit rocheux est affecté de failles et de fractures. Cette zone est caractérisée par une forte perméabilité. Ce problème géologique rencontré aussi sur les deux sites de micro-barrages d'Arato et de Hashenge étant l'intercalation entre calcaire, schiste et marnes (Berhane, et al, 2013), il s'est avéré responsable de fuites importantes.

4.7 Conclusion

La recherche des infiltrations dans un barrage en terre est cruciale car l'importance des fuites est encadrée par des impératifs de sécurité et, parallèlement, par des considérations économiques, non seulement du volume global des pertes en eau, mais également des vitesses de flux, qui ne peuvent excéder certaines valeurs pouvant provoquer, par exemple, la formation de canalisations susceptibles de menacer la sécurité des structures et de leurs fondations. Parmi les processus permettant d'identifier l'origine des fuites et d'observer leur évolution, nous avons utilisé la technique de la géochimie isotopique. En effet, les isotopes stables et radioactifs peuvent être utilisés comme traceurs, marquant un corps ou une certaine quantité d'eau. Plusieurs conclusions peuvent être tirées:

(1) L'analyse des données piézométriques du barrage montre que, pour les trois profils, le gradient hydraulique est modéré, à l'exception de P3; où augmentation anormale de ce piézomètre prouve la percolation de l'eau. De plus, les investigations géophysiques en rive droite pour les levés S4 et S8 confirment une forte perméabilité due à la présence de failles sous la fondation.

(2) L'utilisation de la composition isotopique stable de l'hydrogène et de l'oxygène de l'eau est un outil efficace pour décrire l'influence des eaux de surface sur plusieurs points de collecte en aval. Les résultats de l'analyse isotopique pour les différents échantillons donnent des

valeurs similaires pour le deutérium ($2H$) et l'oxygène ($18O$). Ces résultats indiquent que l'origine des infiltrations ne provient que du réservoir.

(3) Comme solution à ce problème pouvant entraîner une déstabilisation du remblai du barrage par la création de tuyauterie, des injections de coupure de fondation sous la section centrale du barrage peuvent être envisagées pour réduire l'effet des fuites.

Chapitre 5. Etude des infiltrations à travers la fondation du barrage fontaine des Gazelles

5.1 Introduction

L'apparition des fuites dans un barrage en terre peut générer plusieurs risques, en effet, la détérioration des conditions de stabilité à cause de l'augmentation des pressions interstitielles, et l'érosion interne pouvant aboutir à la rupture.

D'autre part, compte tenu des besoins en eau pour l'irrigation, il devient indispensable de pouvoir faire fonctionner le barrage au maximum de sa capacité. Tout conduit à prendre conscience de l'importance du traitement des fuites de tel ouvrage. Plusieurs techniques existent aujourd'hui, elles sont choisies en fonction de nombreux paramètres liés à l'ouvrage lui-même, aussi à la géologie du site et à la géométrie des vides à traiter.

Dans ce chapitre, nous allons étudier le problème des infiltrations en utilisant le code numérique code Bright.v13 afin de simuler le comportement du barrage fontaine des Gazelles qui est en terre avec un noyau central en argile. La hauteur de cet ouvrage est de 42 m et 240 m de largeur, il est construit sur une couche de fondation rocheuse, la longueur en crête est de 385 m. Ensuite, nous allons simuler les infiltrations après la proposition des travaux de confortement.

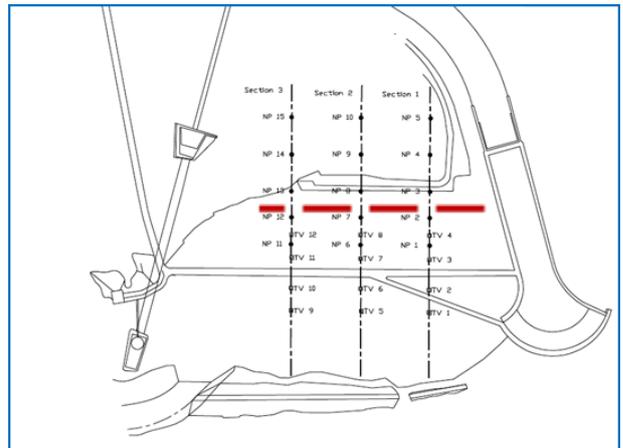
5.2 Synthèse des variantes

Selon les différentes techniques de confortement que nous avons vu dans le deuxième chapitre, le choix de telle variante, nécessite une étude comparative de point de vue technique et économique tout en tenant compte les conditions topographiques, géologiques et géotechniques.

Étant donné que le barrage de fontaine des gazelles repose sur une fondation composée de deux couches, les alluvions en haut, la roche en bas, et vue la localisation du piézomètre P3 (Fig.5.1), il est dans l'obligation d'adopter la solution la plus efficace celle de l'injection en coulis de ciment fin sachant que les autres variantes de la palplanche et la paroi moulée restent des solutions défavorables pour notre cas.



(a)



(b)

Figure 5.1- (a) Tracé de la solution adoptée sur terrain; (b) Tracé proposé sur plan d'auscultation

5.3 Localisation et description du piézomètre P3

La figure (Fig.5.1) représente le profil d'auscultation (1) qui comporte cinq (05) piézomètres ouverts, implanté au parement aval avec différentes profondeurs. Ces piézomètres servent à contrôler la percolation d'eau à l'intérieur du corps du barrage et suivre leurs évolutions dans le temps par rapport au plan d'eau du réservoir. Les données de piézomètre en cause sont illustrées dans le tableau (5.1) et montrées dans la (Fig.5.2).

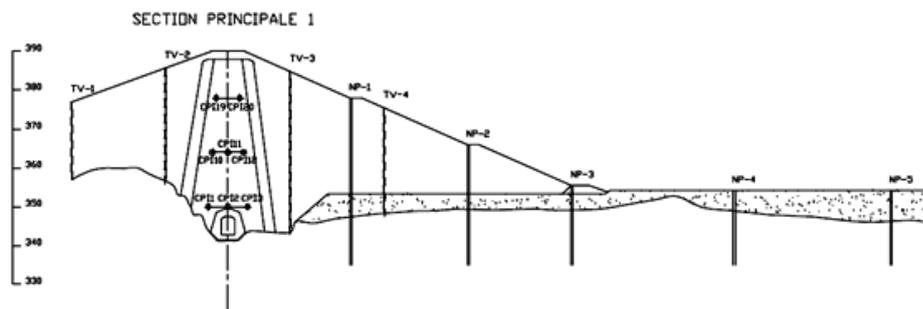


Figure 5.2- Profil en travers N°01(source : ANBT)

Tableau 5.1 Caractéristique du piézomètre PN3 (Edf, 2005).

N° piézomètre	N° de profil	Distance aval de l'axe (m)	Cote de tête de piézomètre	Cote de fond de piézomètre
PN3	P1	89	355.222	334.6



Figure 5.3- Photo de localisation du piézomètre P3

5.4 La partie théorique du problème

L'aspect théorique du problème couplé hydromécanique (HM) est fondé sur l'utilisation des éléments finis ou certaines hypothèses ont été proposées :

- le fluide est supposé incompressible ;
- les grains solide sont aussi incompressibles ;
- le sol est considéré isotrope et son lois de comportement est linéaire élastique,
- le flux est vérifié par la loi de Darcy

♣ L'équation de conservation de la masse dans un milieu poreux s'écrit comme suivant :

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \text{div}(\rho \vartheta) = 0$$

$$\frac{\partial(\rho_f n)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_i} (\rho_f q_i) = 0 \quad (5.1)$$

D'où ρ la densité de fluide en (kg/m³) ; n=coefficient de porosité ; Xi=distance
 q_i = débit de fuite (Darcy flow), (m³ per m² and s) ;t=temps.

♣ Équation de l'équilibre de la dynamique

$$\text{div} \sigma + \rho g = 0 \quad (5.2)$$

La forme générale de lois de Darcy peut décrire la vitesse d'infiltration comme suit :

$$q_f = -\frac{k_{ij}}{\mu} \left(\frac{\partial p}{\partial x_i} + \rho_f g_i \right) \quad (5.3)$$

D'où K_{ij} : la perméabilité du sol est supposée isotrope ; μ : Viscosité dynamique;

p: pression, g_i : coefficient de gravité

Loi élastique:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1+\nu}{E} \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \sigma_{kk} \delta_{ij} \quad (5.4)$$

Avec:

E : module de Young (MPa)

ν : coefficient de poisson

δ_{ij} : symbole de kronecker

♣ Bilan massique de l'eau

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} = 0 \quad (5.5)$$

La combinaison de (1) et (3), l'équation des infiltrations peut écrire sous la forme:

$$\frac{\partial(\rho_f n)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_i} \left(k_{ij} \frac{\partial p}{\partial x_i} + \rho_f k_{ij} g_i \right) = 0 \quad (5.6)$$

5.5 Les objectifs de la simulation numérique avec le code Bright

Les objectifs attendus de cette partie c'est pour : (i) utiliser le code numérique de Code Bright qui est fondé sur les éléments finis afin de simuler le problème couplé hydromécanique (HM) en prenant l'effet de la faille de fondation du barrage et suivre l'évolution de pression des infiltrations du piézomètre P3 (ii) pour simuler ce problème après la proposition des travaux d'injection de la fondation.

5.6 Définir le problème

La géométrie typique du barrage ainsi que la fondation sont constituées d'un noyau d'argile, d'enrochement pour les pentes amont et aval 1 / 2,75 et 1 / 2,25. Une surface sous barrage représentant la fondation, au-dessous de 10 m d'alluvions, 20 m de la roche avec faille. Pour modéliser le processus développé dans le barrage, il faut tracer une surface en amont représentant l'eau voir (Fig.5.4).

Pour saisir toutes les données générales dont le Code Bright a besoin pour effectuer la simulation, le problème à modéliser doit être pris en compte. Il s'agit d'un problème de consolidation, ce qui signifie qu'il s'agit d'un problème couplé hydromécanique (HM).

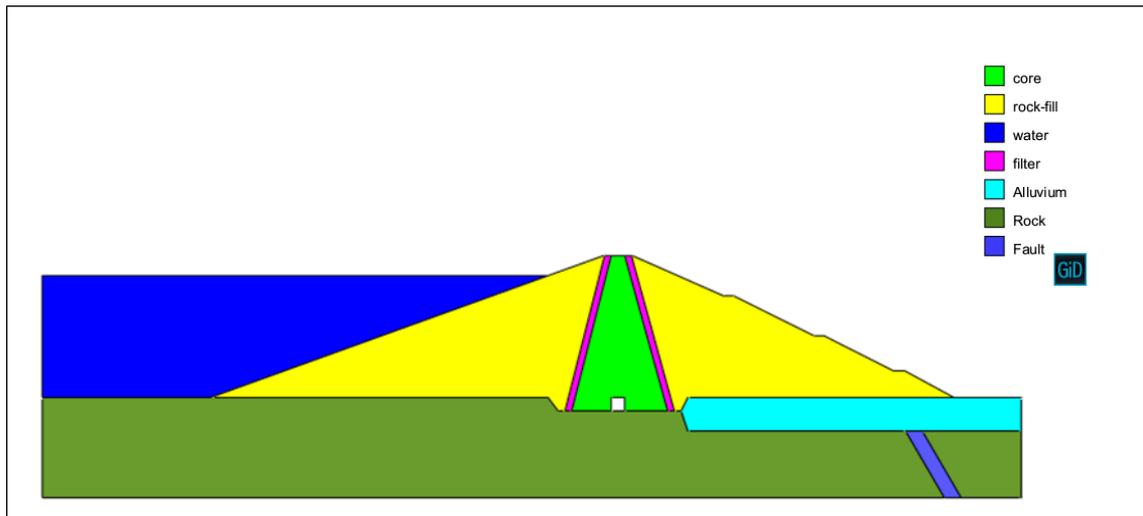


Figure 5.4- Présentation du problème

5.7 Définir les matériaux

Différents matériaux constituent ce problème. Tout d'abord, le barrage est constitué d'un matériau de base peu perméable. Deuxièmement, sous les auspices d'alluvions, une roche et une faille. Cependant, pour effectuer la simulation, l'eau doit être considérée comme un matériau indépendant qui possède ses propres propriétés. Par conséquent, des matériaux différents sont conçus pour ce problème.

Tableau.5.2- les paramètres mécaniques et hydrauliques pour les matériaux

Matériaux	Symbole			
	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	E (MPa)	ν	$K_{\text{intr}} (\text{m}^2)$
Noyau argileux	20.9	390	0.35	1e-14
Recharges	19.5	200	0.30	1e-10
alluvions	19.30	400	0.30	1e-10
Roche	26.	254	0.25	1e-14
Eau	9.81	5	-	1e-8
Filtre	20	350	0.30	1e-11
faille		400		1e-8
Coulis de ciment		40	0.2	1e-15

5.8 Définir les conditions

Tous les barrages, fondations et eaux doivent être pris en compte pour définir les différentes conditions nécessaires à la réalisation de la simulation. Comme il s'agit d'un problème HM, les conditions suivantes doivent être définies:

5.8.1 Conditions aux limites mécaniques

Afin de résoudre le problème, deux restrictions doivent être imposées aux déplacements, l'une à la base du barrage de la fondation et l'eau dans laquelle les déplacements horizontaux et verticaux.

Par conséquent, les conditions aux limites mécaniques sont les suivantes:

- a. Restriction du déplacement vertical le long de la limite $y = 0$
- b. Restriction du déplacement horizontal le long de la limite $x = 0$

5.8.2 Conditions aux limites de flux

- a. Afflux massif pour une phase de persistance prescrite à la ligne de base de la fondation.
- b. État imperméable à la base de la fondation que la ligne de faille
- c. Infiltration face à la pente en aval.

5.8.3 Génération du maillage

Dans notre cas, le maillage de notre problème est composé des éléments triangulaires.

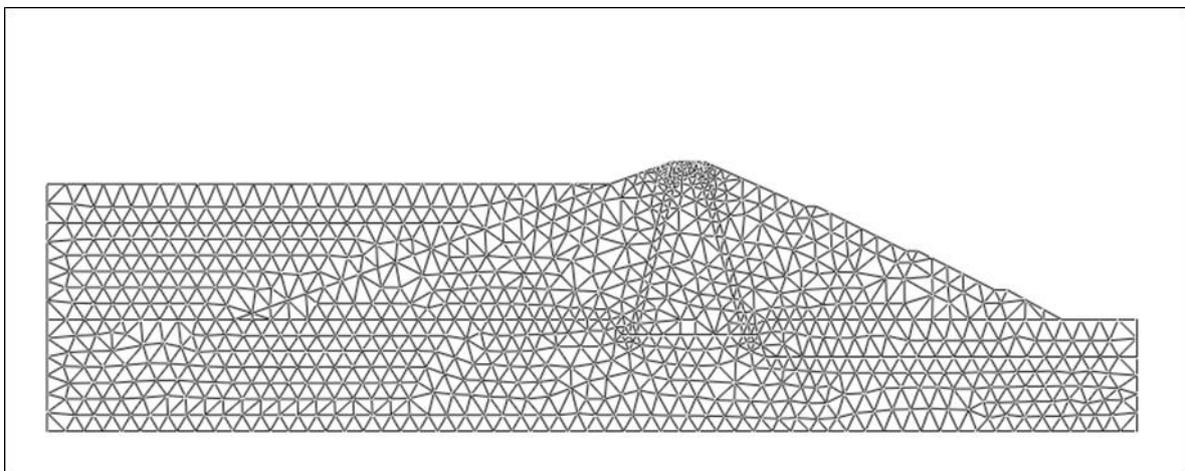


Figure 5.5- génération du maillage triangulaire

5.9 Phase de calcul

Il y a trois étapes de calculs :

Pour la première étape, nous mettons notre modèle en état d'équilibre statique. Second eux, on va simuler l'augmentation de pression de P3 durant deux intervalles de temps. Enfin, on simulera le comportement du barrage après réalisation de la proposition d'injection de la fondation avec du coulis de ciment.

5.10 Les résultats de la simulation et discussions

Les résultats de la simulation sont ficelés pour chaque étape de calcul comme suivant:

1^{er} étape : état d'équilibre (100 jours)

Pour cette étape, le remblai de fontaine de gazelles est considéré comme non saturé, soit plus de 20% pour l'enrochement et 40% pour l'argile comme le montre la (Fig.5.6). Le niveau du réservoir est estimé à 384 m (correspond au niveau normal de la retenue). La roche est aussi considérée imperméable.

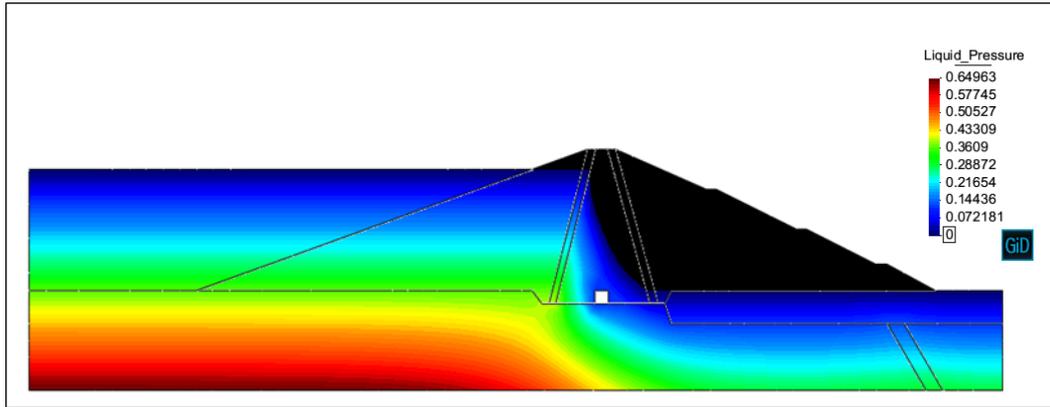


Figure 5.6- Résultat d'équilibre (pression)

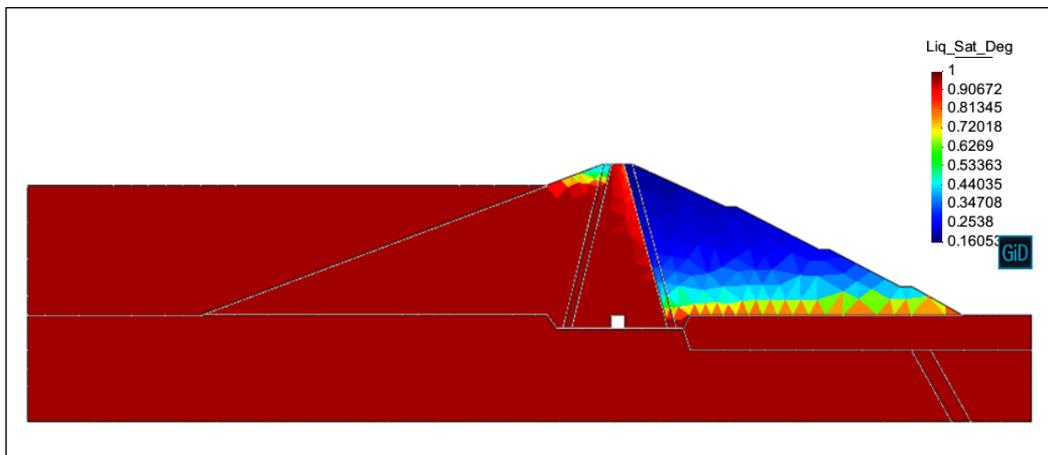


Figure 5.7- Résultat d'équilibre (degré de saturation)

L'état d'équilibre du modèle est présenté dans la (Fig. 5.6), dont la pression est variée entre 0 et 0,36 MPa, qui correspond à l'élévation du réservoir. On outre, la (Fig.5.7) présente le degré de saturation de la digue et la fondation où le niveau du réservoir est à 384.00 m.

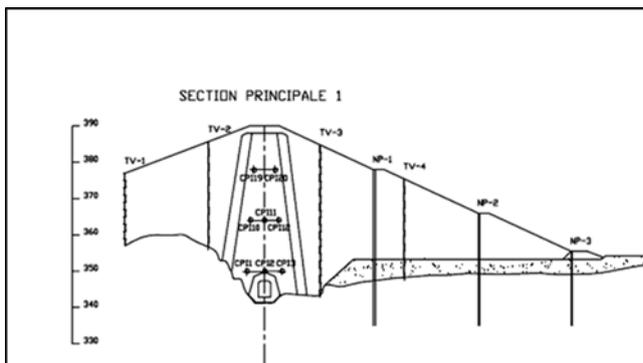


Figure 5.8- La géométrie réelle

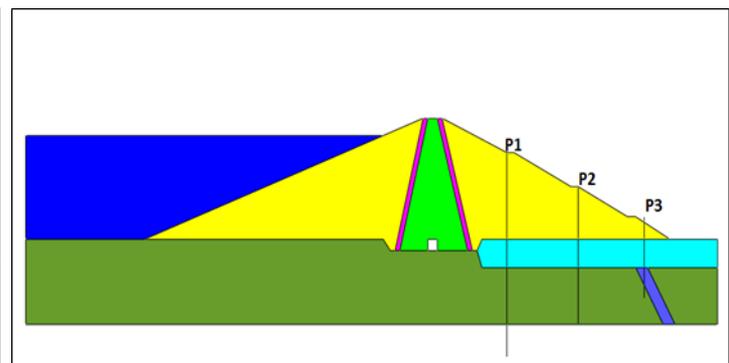


Figure 5.9- La géométrie simulée

Le modèle est validé comme le montre la figure (Fig.5.9) qui représente la géométrie simulée avec le code Bright et la géométrie réelle (Fig.5.8). Les niveaux de piézomètres de P1, P2 et P3 ont été présentés avec l'élévation du réservoir dans (Fig.5.10).

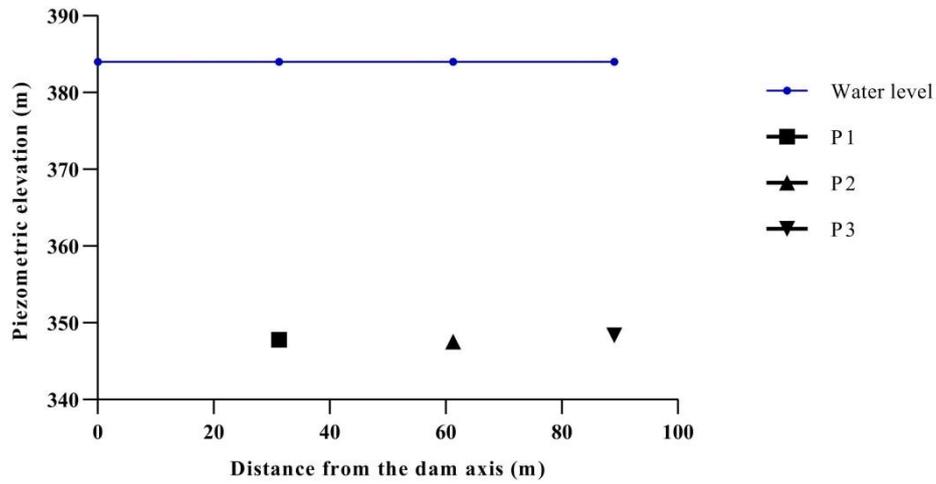
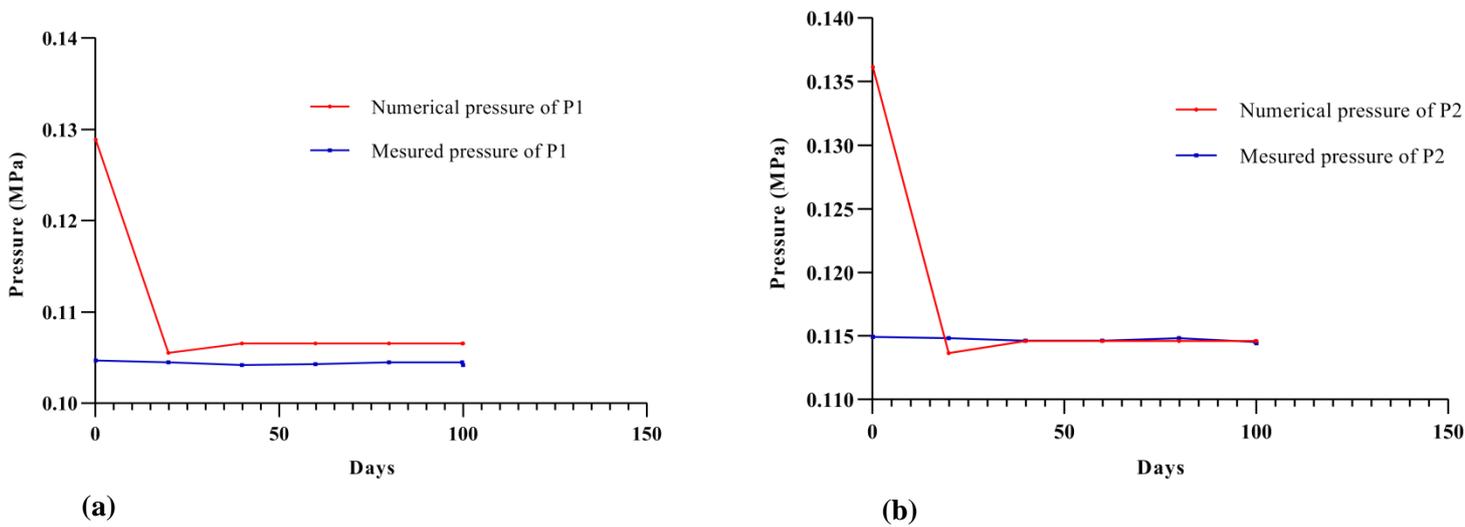


Figure 5.10- Piézométrie du profil 01

Le niveau de réservoir est stagné à la cote 384 m alors que les cotes piézométriques des P1, P2 et P3 sont successivement 347.86, 347.57 et 348.41.

Dans la première phase, la simulation du problème pour les trois piézomètres P1, P2 et P3 en termes de pression sont montrés dans la figure (5.11).



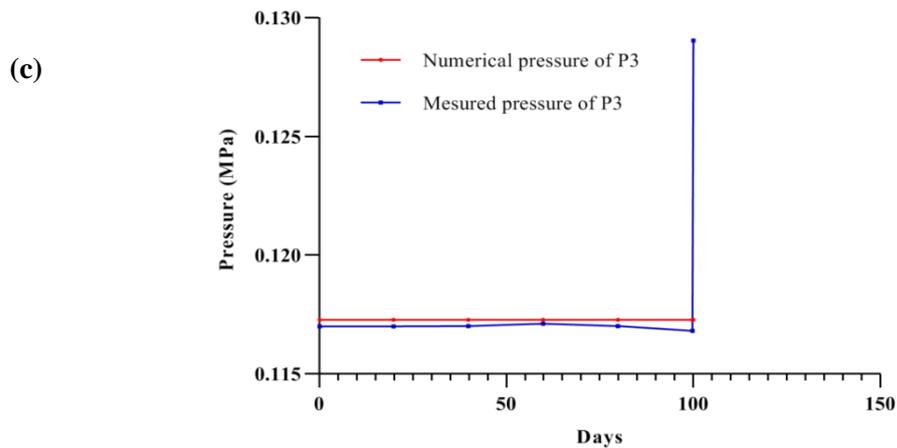


Figure 5.11- Résultats de l'étape 1: **a)** Pression de P1 pour (100 jours); **b)** Pression de P2 pour (100 jours); **c)** Pression de P3 pour (100 jours)

Les résultats de la modélisation montrent que tous les graphiques (a), (b) et (c) présentés dans (Fig.5.11) pour les piézomètres 1, 2 et 3 ont donné un constat logique pour la première période (100 jours), dont les pressions numériques de $P2 = 0,114$ MPa et $P3 = 0,117$ MPa, coïncident avec leurs pressions mesurées. Toutefois, un petit écart de $0,002$ MPa a été observé entre la pression numérique et les données mesurées de P1.

2^{ème} étape. Piézométrie de profil 1 pour (160 jours)

Dans cette étape, il faut simuler l'augmentation du niveau de piézomètre de P3. Cependant, le niveau de l'eau était stable pendant plus de 3 mois.

Les niveaux d'eau dans les piézomètres P1 et P2 sont concordants bien avec l'augmentation du plan d'eau du réservoir, Par contre le piézomètre P3 enregistre une fluctuation anormale de son niveau d'eau surtout durant la période de décembre 2004 jusqu'à mars 2005 (Fig.5.12).

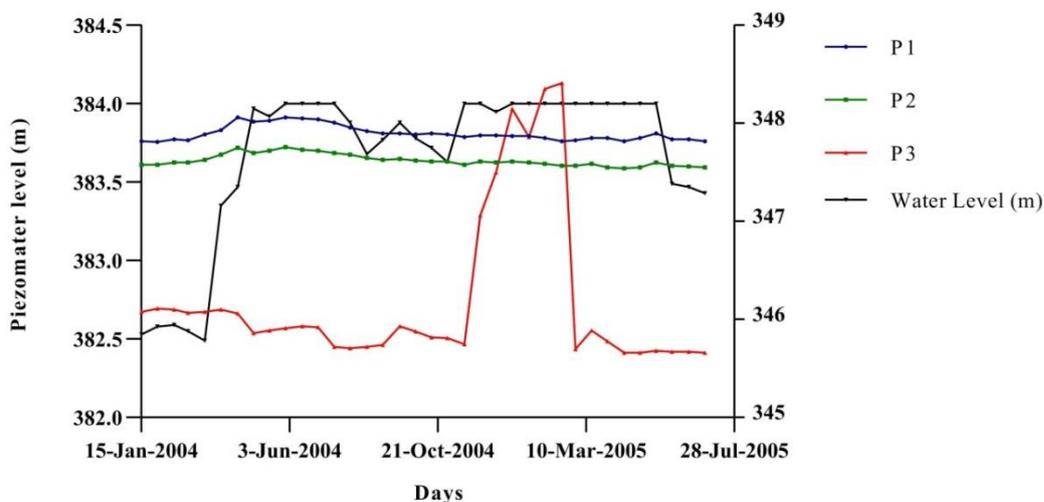
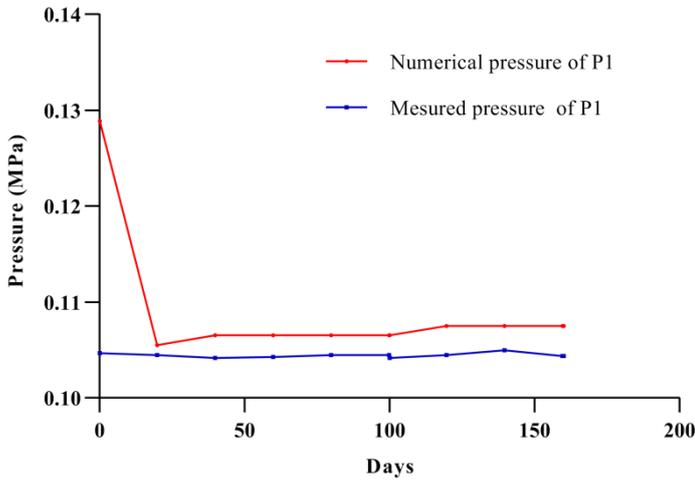
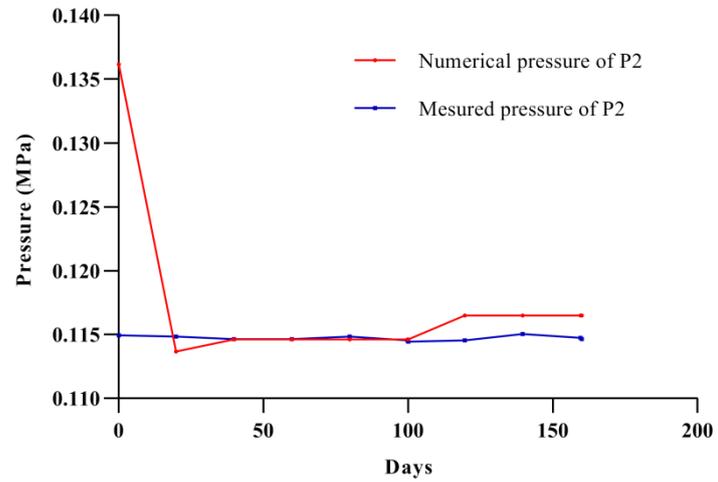


Figure 5.12- Pressions réelles de P1, P2 et P3 pour étape 1

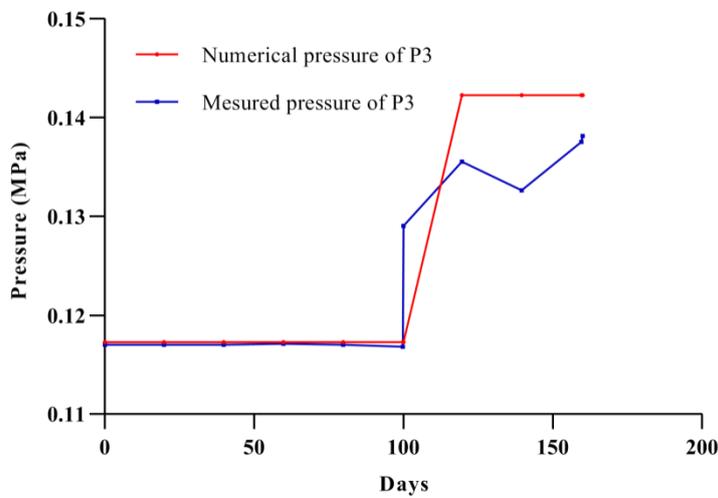
Dans cette phase, la simulation du problème pour les trois piézomètres P1, P2 et P3 en termes de pression sont montrés dans la figure (5.13).



(a)



(b)



(c)

Figure 5.13- Résultats de l'étape 2: **a)** Pression de P1 pour (160 jours); **b)** Pression de P2 pour (160 jours); **c)** Pression de P3 pour (100 jours)

En comparant le résultat numérique et la pression mesurée de P1 en (a), il présente un léger écart de 0,002 MPa pour cette étape (160 jours). Cela peut être dû à l'erreur de l'opérateur. Les valeurs numériques de P2 (b), est proche des données mesurées. Cependant, le résultat de P3 (c), la première étape est débutée de 0,1 à 100 jours, les deux courbes (numérique et données mesurées) ont une pression proche de 0,117 MPa. Mais, dans la deuxième étape de 100 à 160 jours, la courbe des données mesurées de pression augmente à 0,138 MPa. La courbe de

pression numérique de P3 augmente à 0,142 MPa. Après cela, les deux courbes sont stabilisées à cette valeur. Cette augmentation de pression du piézomètre P3 lorsque le niveau du réservoir était constant pendant six mois, ce qui est dû à l'effet de la faille sous ce piézomètre, comme indiqué dans (Fig.4b) au chapitre 4.

5.11 Critère de performance

Afin d'analyser et de déterminer la performance de simulation avec le code Bright, le coefficient de détermination (R^2) et le pourcentage d'erreur absolue moyenne (MAPE) donnés par les équations (5.7) et (5.8), ont été calculés.

Les résultats exposés dans la figure (5.14) et le tableau (4.5) indiquent que la simulation a donné de bons résultats avec des erreurs très acceptables (MAPE= 2.41 % et $R^2= 0.832$).

$$R^2 = 1 - \left[\frac{\sum_1^n (x_{Sim(i)} - x_{Mesu(i)})^2}{(\sum_1^n x_{Mesu(i)} - moy(x_{Mesu(i)}))^2} \right] \quad (5.7)$$

$$MAPE = \frac{100}{n} \sum_{i=1}^n \left| \frac{x_{Mesu(i)} - x_{Sim(i)}}{x_{Mesu(i)}} \right| \quad (5.8)$$

Où

n : Nombre des variables,

$x_{Sim(i)}$: La valeur simulée de i,

$x_{Mesu(i)}$: La valeur Mesurée de i.

Tableau 5.3- Corrélation entre les valeurs mesurées et simulées

Valeurs Mesurées P3	Valeurs Simulées P3	Erreur (MAPE) %
0.117	0.11519246	1.544905983
0.117	0.11519246	1.544905983
0.117	0.11519246	1.544905983
0.117	0.11519246	1.544905983
0.117	0.11519246	1.544905983
0.12904	0.11519246	10.73119963
0.13554	0.13732256	1.315154198
0.13264	0.13732256	3.530277443
0.13754	0.13732256	0.158092191
0.13814	0.13732256	0.591747503
	MAPE=	2.405100088

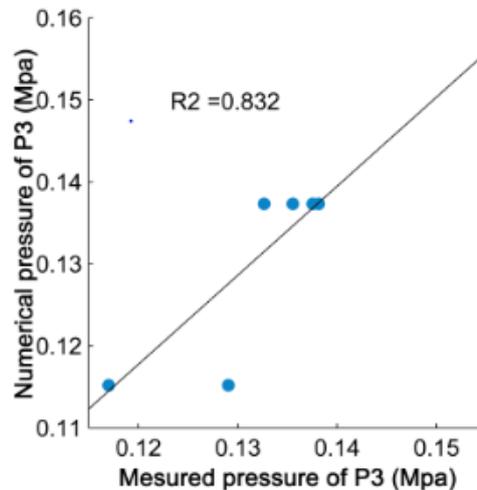


Figure 5.14- Corrélation entre les valeurs mesurées et valeurs simulées de P3

Par la suite, nous allons procéder à la simulation des infiltrations en proposant l'opération de l'injection du coulis de ciment dans la fondation du barrage afin de traiter l'effet de la faille.

3^{ème} étape. Simulation des infiltrations avec la proposition des injections

Les travaux de réhabilitation des barrages peuvent être réalisés au moyen de plusieurs techniques. L'un des plus utilisés est la construction de murs étanches, pouvant être en béton, en mélanges de bentonite ou en béton plastic. Le coulis et le jet grouting font partie des autres techniques de réhabilitation utilisées (Croce et Modoni, 2007); l'automatisme et le contrôle sont également de plus en plus développés pour ces activités. Dans notre cas, nous devons proposer comme solution efficace, des travaux d'injections du coulis de ciment à travers la fondation (Fig.5.15). Par conséquent, il est préférable de renforcer avec du coulis comme indiqué dans la (Fig.5.16).

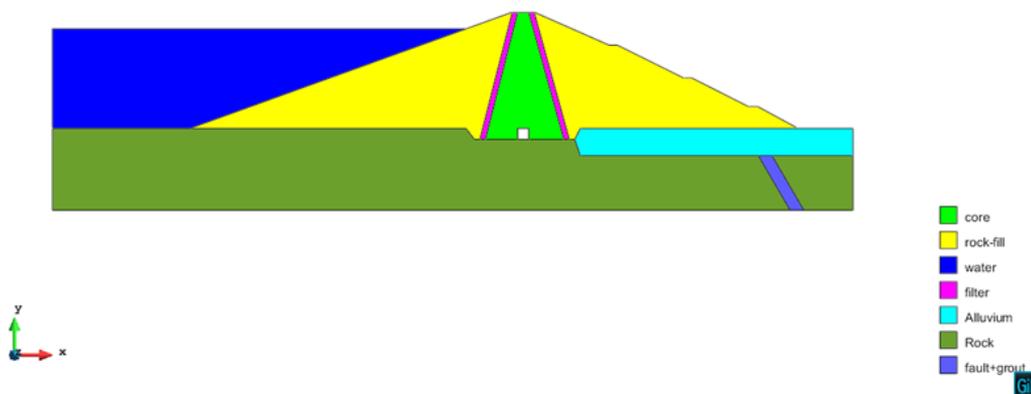


Figure 5.15- Simulation après injection avec de coulis du ciment

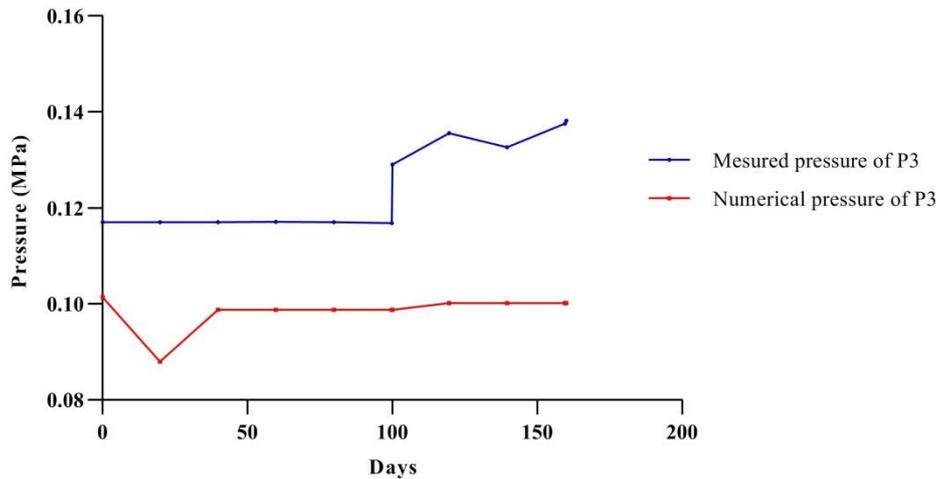


Figure 5.16- la pression de P3 après injection

La simulation du modèle avec la proposition de l'injection en utilisant un coulis de ciment ayant la perméabilité la plus faible, donne un résultat significatif. En effet, la pression mesurée de P3 qui était de 0,138 MPa, a été diminuée jusqu'à 0,09 MPa (Fig.5.16).

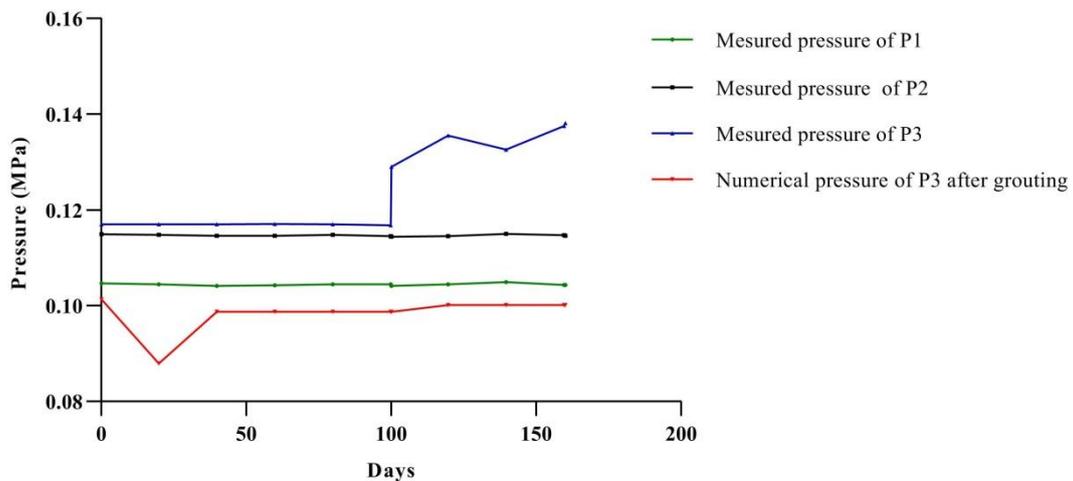


Figure 5.17- Piézométrie de profil 1

La figure 5.16, représente la piézométrie du profil d'auscultation n°1 composé de trois piézomètres P1, P2 et P3 implantés successivement dans la face aval. Les piézomètres P1 et P2 indiquent des pressions normales de 0,10 MPa et de 0,11 MPa proportionnelles au plan du réservoir, qui est presque stable à (384,00 m) pendant cette période. En revanche, P3 présente une augmentation de la pression de l'ordre de (0,14 MPa) (valeurs mesurées et simulées).

La technique d'injection choisie comme solution pour traiter le problème d'infiltration à travers la fondation du barrage de la fontaine de gazelles, en utilisant un coulis de ciment, peut réduire la perméabilité du sol, en particulier la faille sous le piézomètre P3. Cette technique est considérée comme étant le meilleur type de matériau d'injection pour la

réduction des infiltrations, selon (Ahmed et Ibrahim, 2015). Le but de ce travail, est donc, mettre l'accent sur l'efficacité des matériaux et techniques d'injection actuellement disponibles dans la construction, là où, les résultats améliorent la réduction de pression d'environ 65% (0,09 MPa). Cependant, nous pouvons modifier la composition du coulis de ciment (C / W), ce qui peut augmenter sa résistance et réduire sa perméabilité.

5.12 Conclusion

Dans ce chapitre, le problème de l'infiltration à travers la fondation du barrage de fontaine de gazelles situé à Biskra est simulé à l'aide du code logiciel Bright.V13. Il a été conclu que la comparaison entre les données numériques et les données réelles enregistrées pour la meilleure solution, et l'état d'équilibre pour les conditions aux limites des fondations est satisfaisante. Pendant la mise en eau, l'infiltration à travers le barrage de fondation a provoqué une augmentation de la pression sous le piézomètre P3, qui a été affectée par les précipitations antérieures et l'effet de faille. Diverses techniques ont été utilisées pour traiter les fondations de barrages, où l'efficacité de l'injection dépend principalement de la pénétration du matériau d'injection à travers la faille et des dimensions de la fracture. Les résultats de la simulation numérique du modèle sont validés avec les données mesurées. Les deux résultats étaient significatifs avec des erreurs de test acceptables : MAPE= 2,41 % et R2 =0,83. Sur la base de ces bons résultats, la simulation du modèle après la proposition des travaux d'injection de coulis de ciment a permis d'améliorer le meilleur choix de cette technique qui a conduit à abaisser la pression avec une valeur acceptable d'environ 65 %.

L'infiltration constitue l'une des raisons majeures de rupture des barrages à travers le monde. En effet, environ 1.5 barrages cèdent quotidiennement. En Afrique, l'Algérie est classée en deuxième rang après l'Afrique du Sud avec un nombre qui dépasse les 114 barrages entre grands et petits.

Ce travail a permis d'étudier un sérieux problème qui est l'infiltration dans les barrages en terre, en zone aride en l'occurrence le barrage de fontaine des gazelles situé à Biskra. Le problème traité dans cette thèse est considéré comme étant l'un des causes principales de la ruine des barrages dans le monde appuyé par des statistiques et des exemples inhérents à ce phénomène.

Dans ce document, la première partie est consacrée à une étude bibliographique sur le phénomène des infiltrations à travers les fondations des barrages en terre. Plusieurs cas de rupture de barrages ont été enregistrés à travers le monde où les causes étaient liées soit aux problèmes de fondation, de mauvaise construction, haute pression interstitielle ou d'autres charges externes. Différentes méthodes de détection des fuites ont été présentées. Elles ont été regroupées en plusieurs catégories, les méthodes des traceurs isotopiques, les méthodes géophysiques, les analyses piézométriques, test de perméabilité et les méthodes thermométriques.

Le cadre général de la région d'étude à savoir, le contexte géographique, climatique et hydrologique expose aussi une description détaillée de la géologie qui est constituée par des formations marno-calcaires du crétacé supérieur présentant une structure anticlinale avec un pendage incliné vers l'amont. Le bassin représente des failles dans la fondation selon leur tendance et leurs directions. La recherche de l'origine des infiltrations dans le barrage fontaine des gazelles fondé sur l'analyse piézométrique des données d'auscultation et sur l'approche isotopique, en utilisant le deutérium (^2H) et l'oxygène (^{16}O), afin d'analyser les échantillons pris dans différents endroits du barrage, a affirmé que les infiltrations constatées au milieu du déversoir (source) et de la galerie d'injection viennent directement du réservoir du barrage.

Tout problème de fuite survenu au niveau des barrages nécessite des techniques de confortement dans laquelle en adoptant le dispositif d'étanchéité le plus approprié pour notre cas. Étant donné que le barrage de fontaine des gazelles repose sur une fondation composée de deux couches, en alluvions en haut et sur la roche en bas, et vue la localisation du piézomètre P3 au parement aval du barrage, impose l'adoption de la solution la plus efficace qui est celle de l'injection en utilisant le coulis de ciment. Cette solution a été simulée avec le code numérique « Code Bright V13 ». Ce dernier est spécialisé dans les problèmes couplés (mécanique-hydraulique-thermique). S'agit-il d'un problème (hydro-mécanique) comme le cas du barrage de fontaine des gazelles. La simulation a été faite en trois étapes ; à l'état d'équilibre durée 100 jours, un calcul de la piézométrie pour une période de 160 jours et enfin, simulation des infiltrations avec la proposition des injections. Les résultats obtenus durant la première phase valident le modèle avec le prototype où la pression variée entre 0 et 0.36 MPa, ce qui correspond à l'élévation du réservoir. Les pressions numériques de P2 situé au profil 1 en amont de P3 et P3 coïncident avec leurs pressions mesurées avec des erreurs

très acceptables (MAPE= 2.41 % et $R^2= 0.832$). Par contre, le P1 situé en amont de P2 montre un écart de 0.002 MPa.

Le résultat de P3 dans la première étape, démarrée de 1 à 100 jours, les deux courbes (numérique et données mesurées) montrent une pression proche de 0,117 MPa. Mais, dans la deuxième étape, de 100 à 160 jours, la courbe des données mesurées de pression augmente à 0,138 MPa. La courbe de pression numérique de P3 augmente à 0,142 MPa. Après cela, les deux courbes sont stabilisées au niveau de cette valeur. L'augmentation de pression du piézomètre P3 alors que le niveau du réservoir était constant pendant six mois. Elle est due à l'effet de la faille sous ce piézomètre. La simulation du modèle avec la proposition d'injection du coulis ciment de faible perméabilité donne une diminution de pression sous le piézomètre P3 de 0.138 MPa à 0.09 MPa.

L'étude du problème des infiltrations dans les barrages en terre en particulier, revêt un caractère d'autant plus crucial que l'importance des fuites est limitée à la fois par des impératifs de sécurité et des considérations économiques. Ces impératifs et considérations rendent préoccupants, non seulement le volume global des pertes, mais aussi les vitesses de circulation, lesquelles ne peuvent dépasser certaines valeurs pouvant entraîner, par exemple, la formation de renard hydraulique capable de mettre en cause la sécurité des ouvrages et de leurs fondations.

Recommandations

Le barrage de fontaine des gazelles est situé dans une région aride où la ressource est quasiment rare. Cet ouvrage requête une attention particulière afin de prémunir sa sécurité de tout risque qui peut survenir, connaissant la qualité et la pugnacité des crues torrentielles en période d'automne (1). Le système d'auscultation doit être renforcé avec des piézomètres ouverts installés près de la section 1, et qui descendent jusqu'au rocher (2). Comme suggestion que nous avons faite dans ce travail, reprendre le voile d'injection dans la partie centrale. (3) Perfectionner les instruments de mesure et le personnel responsable du contrôle et de la maintenance.

- Abdou, H. (2016). Problèmes géotechniques couplés en hydromécanique : Application à l'érosion interne par suffusion.
- Ahmed, E. M., et Ibrahim, A. (2015). Strengthening of the Permeability of Sandy Soil by Different Grouting Materials for Seepage Reduction. *Global Journal of Research in Engineering*.
- Ahmed, M. F., et Khan, M. S. (2016). Discussion on the remediation techniques for earth dams in karst geologic environments. *Journal of faculty of engineering & technology*, 23(2), 59-67.
- Al-Fares, W. (2011). Contribution of the geophysical methods in characterizing the water leakage in Afamia B dam, Syria. *Journal of Applied Geophysics*, 75(3), 464-471.
- Alonso, E. (2009). Comportement des barrages fondés sur des argiles fortement consolidées-Rupture de la digue d'Aznalcóllar. *Revue Française de Géotechnique*, 126-127, 3-47.
- Anbt. (2005). numerique folder of data monitory, Biskra Ageria.
- Anbt.(2012). Monitoring service, agency of dams and transfers
- Aniskin, N., et Antonov, A. (2017). Using Mathematical Models to Study the Seepage Conditions at the Bases of Tall Dams. *Power Technology and Engineering*, 6(50), 580-584.
- Antoine, R., Fauchard, C., Fargier, Y., et Durand, E. (2015). Detection of leakage areas in an earth embankment from GPR measurements and permeability logging. *International Journal of Geophysics*, 2015.
- Athmani, h. (2018). Géochimie des métaux traces dans les sédiments du barrage de la fontaine des gazelles, Algérie. *Courrier du savoir*, 26, 481-494.
- Azam, S., & Li, Q. (2010). Tailings dam failures : A review of the last one hundred years. *Geotechnical news*, 28(4), 50-54.
- Azioune, R., Tatar, H., et Nouaceur, z. (2018). Pluies extrêmes et risque d'inondation dans la ville de Biskra (Algérie). *Sciences & Technologie. D, Sciences de la terre*, 48, 93-106.
- Azzi, M. A. (2015). *Influence des paramètres de formulation du béton sur les pathologies des parois moulées*.
- Bayat, M., Eslamian, S., Shams, G., et Hajiannia, A. (2019). The 3D analysis and estimation of transient seepage in earth dams through PLAXIS 3D software : Neural network. *Environmental Earth Sciences*, 78(18), 571. <https://doi.org/10.1007/s12665-019-8405-y>
- Bedmar, A. P., et Araguas, L. (2002). *Detection and the Prevention of Leaks from Dams*. CRC Press.
- Ben Ammar, S., Zouari, K., Leduc, C., et M'Barek, J. (2006). Isotopic characterization of the dam-aquifer water transfer in the Merguellil catchment (Kairouan Plain, central Tunisia). *Hydrological Sciences Journal= Journal Des Sciences Hydrologiques*, 51(2), 272-284.
- Benfetta, H., Achour, B., et Ouadja, A. (2017). Water leaks in dams in the world. Some algerian examples. *Larhyss journal issn 1112-3680*, 31, 195-218.
- Berhane, G., Martens, K., Al Farrah, N., et Walraevens, K. (2013). Water leakage investigation of micro-dam reservoirs in Mesozoic sedimentary sequences in Northern Ethiopia. *Journal of African Earth Sciences*, 79, 98-110.
- Biswas, A. K., et Chatterjee, S. (1971). Dam disasters : An assessment. *Engineering Journal*, 54(3), 21-27.
- Blavoux, B., Gourcy, L., et Chery, L. (2014). *L'utilisation des isotopes pour caractériser l'origine des pollutions dans les eaux souterraines*.
- Bolève, A., Vandemeulebrouck, J., et Grangeon, J. (2012). Dyke leakage localization and hydraulic permeability estimation through self-potential and hydro-acoustic measurements: Self-potential 'abacus' diagram for hydraulic permeability estimation and uncertainty computation. *Journal of Applied Geophysics*, 86, 17-28.
- Boudoukha, A., et Boumessnegh, A. (s. d.). *Les inondations en Algérie : Genèse et impacts (Cas de la ville de Biskra) Sud Est Algérien*.

- Bouri, S., Tagina, S., Akhy, R. B., Mimi, A. L., Bellouti, F., et Dhia, H. B. (2000). Traitement de fondation du barrage Sidi Aich par injection de coulis de ciment. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 58(3), 243-252.
- Boyadgiev P. (1976). *Geological report, Algeria*.
- Brinis, N. (2003). Essai d'explication de la salinité des eaux de la nappe du Mio-Pliocène, cas de la zone est de la plaine d'El-Outaya Biskra (Algérie). *Mémoire de magister, Université Badji Mokhtar, Annaba*.
- Celle jeanton H et al. (2001). Isotopic Characterization of rainfall in Tunisia. 625-631.
- Cetmef, L. (2006). *Barrage de Montaubry : Étanchement de la digue par injection*.
- Cigb. (2005). Dam foundation and geologic considerations. Methods of investigations Treatments Monitoring. Bulletin CIGB n°129 Paris, 22.
- Chen, Q., et Zhang, L. (2006). Three-dimensional analysis of water infiltration into the Gouhou rockfill dam using saturated unsaturated seepage theory. *Canadian Geotechnical Journal*, 43(5), 449-461.
- Chunlong, C., Longcang, S., Chengpeng, L., et Rongbo, C. (2013). Calculation of reservoir leakage based on MODFLOW and LAK3 [J]. *Geotechnical Investigation et Surveying*, 7.
- Clark, I. D., et Fritz, P. (1997). *Environmental isotopes in hydrogeology*. CRC press, 3-5.
- Code Bright. (2014). tutorial manuel. Barcelona Spain: univesitat politecnica de catalonia.
- Craig, H. (1961). Isotopic variations in meteoric waters. *Science*, 133(3465), 1702-1703.
- Cunat, P. (2012a). *Détection et évaluation des fuites à travers les ouvrages hydrauliques en remblai, par analyse des températures réparties, mesurées par fibre optique*.
- Cunat, P. (2012b). *Détection et évaluation des fuites à travers les ouvrages hydrauliques en remblai, par analyse des températures réparties, mesurées par fibre optique*.
- Croce, P., & Modoni, G. (2007). Design of jet-grouting cut-offs. *Ground improvement*, 11(1), 11-20.
- Daoudi, A., & Lejars, C. (2016). De l'agriculture oasisienne à l'agriculture saharienne dans la région des Zibans en Algérie. Acteurs du dynamisme et facteurs d'incertitude. *New Medit*, 2, 45-52.
- Degoutte, G., et Royet, P. (1992). Du diagnostic à la réhabilitation des barrages anciens. *La Houille Blanche*, 6, 485-490.
- Duffaut, P. (2009). *Cinquantenaire de la rupture des fondations et du barrage de Malpasset (Var)*.
- Duffaut, P. (2013). The traps behind the failure of Malpasset arch dam, France, in 1959. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 5(5), 335-341.
- Edf. (2005). rapport de confortement.
- Fabre, J. P. (2014). *L'auscultation Des Grands Barrages Edf/Monitoring Of Edf Large Dams*. 66, 166.
- Fargier, Y., Durand, E., et Rousselet, R. (2013). *Le Perméafor, un outil de diagnostic des ouvrages hydrauliques en terre et de leur fondation*. 2, 133-141.
- Fauchard, C., et Mériaux, P. (2004). *Méthodes géophysiques et géotechniques pour le diagnostic des digues de protection contre les crues : Guide pour la mise en oeuvre et l'interprétation*. Éditions Quae.
- Fernandes, G. W., Goulart, F. F., Ranieri, B. D., Coelho, M. S., Dales, K., Boesche, N., Bustamante, M., Carvalho, F. A., Carvalho, D. C., et Dirzo, R. (2016). Deep into the mud : Ecological and socio-economic impacts of the dam breach in Mariana, Brazil. *Natureza & Conservação*, 14(2), 35-45.
- Flores-Berrones, R., et Lopez-Acosta, N. P. (2011). Internal erosion due to water flow through earth dams and earth structures. In *Soil Erosion Studies*. InTech.
- Fontes, J. C. (1976). Isotopes du milieu et cycles des eaux naturelles : Quelques aspects. *These de doctorat d'Etat, Universite Pierre et Marie Curie*.
- Fry, J., Brun, P., et Royet, P. (1994). *Internal erosion problems in some old embankment dams in France*. 23-34.

- Gallegos, H. A., Schubert, J. E., et Sanders, B. F. (2009). Two-dimensional, high-resolution modeling of urban dam-break flooding: A case study of Baldwin Hills, California. *Advances in water resources*, 32(8), 1323-1335.
- Gay D, et al. (1999). isotopic geochemical approach of relationship between collinear lake and aquifer: case of kermech bassin Tunisia.
- Gouvenot, D. (1998). State of the art in European grouting. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement*, 2(2), 51-67.
- Hamilton, D. H., et Meehan, R. L. (1971). Ground rupture in the Baldwin Hills. *Science*, 172(3981), 333-344.
- Hattab O. (2011). l'analyse dynamique du comportement du barrage F.G sous sollicitations sismiques. Batna.
- Himi, M., Casado, I., Sendros, A., Lovera, R., Casas, A., et Rivero, L. (2016). Using the Resistivity Method for Leakage Detection at Sant Llorenç de Montgai Embankment (Lleida, NE Spain). Présenté à Near Surface Geoscience 2016-22nd European Meeting of Environmental and Engineering Geophysics.
- Icold, C. (2005). Risk assessment in dam safety management : A reconnaissance of benefits, methods and current applications. *ICOLD Bulletin*, 130.
- Icold, U. (2001). Tailings Dams–Risk of Dangerous Occurrences, Lessons Learnt From Practical Experiences (Bulletin 121). *Commission Internationale des Grands Barrages, Paris*, 155.
- Icold, (1997). International Commission on Large Dams. French Committee on Large Dams, et Degoutte, G. (1997). *Petits barrages : Recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi*. Cemagref Editions.
- Joerin, C. (2000). *Etude des processus hydrologiques par l'application du traçage environnemental*. EPFL.
- Karimi, H., Keshavarz, T., Mohammadi, Z., et Raeisi, E. (2007). Potential leakage at the Khersan 3 Dam Site, Iran: a hydrogeological approach. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 66(3), 269-278.
- Labadi, A., et Achour, S. (2011). *Apport de l'analyse piézométrique dans l'étude des fuites du barrage voute a assises calcaires de foug el gherza, Biskra, Algérie*.
- LAFFITE, R. (1939). *Esquisses géologique de l'Aurès*.
- Laliche, K., Venier, R., Degoutte, G., Meriaux, P., Patouillet, B., et Bailleul, J. (2015). *Investigations en fondation et études de diagnostic pour le confortement du barrage de Dardennes*. 47-58.
- Le, T., Gallipoli, D., Wheeler, S., et Sanchez, M. (2010). *Influences of spatial varying porosity on unsaturated flow through earth structures*. 1313-1319.
- Lin, C.-P., Hung, Y.-C., Yu, Z.-H., et Wu, P.-L. (2013). Investigation of abnormal seepages in an earth dam using resistivity tomography. *Journal of GeoEngineering*, 8(2), 61-70.
- Lombardi, G. (1990). La perméabilité et l'injectabilité des massifs rocheux fissurés. *Revue française de géotechnique*, 51, 5-29.
- Luong, P., Gandais, M., et Allemand, P. (1977). Comportement mécanique des sols injectés aux produits chimiques. *Revue Française de Géotechnique*, 2, 25-47.
- MacDonald, T. C., et Langridge-Monopolis, J. (1984). Breaching characteristics of dam failures. *Journal of Hydraulic Engineering*, 110(5), 567-586.
- Malek, P. H. A., & El bchari, P. F. (2019). Initiation aux cartes et aux coupes géologiques.
- Marche, C. (2008). *Barrages : Crues de rupture et protection civile*. Presses inter Polytechnique.
- Martin, P. (2011). *Géotechnique appliquée au BTP*. Editions Eyrolles.
- Massiéra, M., et Levay, J. (1999). Construction de la paroi au coulis ciment-bentonite sous la digue nord de l'aménagement hydroélectrique La Grande 1. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 26(2), 145-155.

- M Chevalier. (2010). composition chimiques du réservoir Eastmain-1 : implications sur le temps de séjour moyen de l'eau. université du Québec à Montréal.
- Mesny, M. (2004). Un grand barrage à haut risque : Saddam dam en Irak. *La Houille Blanche*, 4, 92-96.
- Molinari, J. (1979). search and localization of leaks on natural reservoir or artificial by tracers technique. the wight n°3/4.
- Namane, A., et Nor, M. Y. (2016). *Erosion régressive interne dans les barrages en remblais*.
- Noble, J., et Ansari, M. A. (2017). Environmental isotope investigation for the identification of source of springs observed in the hillock on the left flank of Gollaleru Earthen Dam, Andhra Pradesh, India. *Journal of Earth System Science*, 126(5), 67.
- Opaliński, P., Radzicki, K., et Bonelli, S. (2016). Numerical modelling of coupled heat and water transport on embankment dam in Kozłowa Góra. *Czasopismo Techniczne*, 2016(Środowisko 1-Ś (11) 2016), 117-126.
- Ouerdachi L, B. H. (2012). Modeling of underground dams Application to planning in the semi aride areas (biskra Algeria) . *Energy Procedia* 18,Elsevier , 426-437.
- Panthulu, T., Krishnaiah, C., et Shirke, J. (2001). Detection of seepage paths in earth dams using self-potential and electrical resistivity methods. *Engineering Geology*, 59(3-4), 281-295.
- Park, D., et Oh, J. (2018). Permeation grouting for remediation of dam cores. *Engineering Geology*, 233, 63-75.
- Peng, T.-R., et Wang, C.-H. (2008). Identification of sources and causes of leakage on a zoned earth dam in northern Taiwan : Hydrological and isotopic evidence. *Applied Geochemistry*, 23(8), 2438-2451.
- Peng, T.-R., Chen, C.-T. A., Wang, C.-H., Zhang, J., et Lin, Y.-J. (2008). Assessment of terrestrial factors controlling the submarine groundwater discharge in water shortage and highly deformed island of Taiwan, western Pacific Ocean. *Journal of Oceanography*, 64(2), 323-337.
- Peng, T.-R., Huang, C.-C., Zhan, W.-J., et Wang, C.-H. (2016). Assessing groundwater sources and their association with reservoir water using stable hydrogen and oxygen isotopes: a case study of the Taipei Basin, northern Taiwan. *Environmental Earth Sciences*, 75(9), 753.
- Peyras, L., Royet, P., Boissier, D., et Vergne, A. (2004). Diagnostic et analyse de risques liés au vieillissement des barrages-Développement de méthodes daide à l'expertise. *Ingénieries-EAT*, 38, p-3.
- Pircher, W. (1982). Influence of geology and geotechnics on the design of dams. General Report Q.53, Trans.14th ICOLD, Rio de Janeiro, 2:1019-1114.
- PS, M. A., et Balan, T. A. (2014). Numerical analysis of seepage in Embankment dams. *IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering (IOSR-JMCE)* (, *ICICE*, vol. 4, 13-23.
- Rai, S. P., Kumar, B., Kumar, S., Garg, P., et Rawat, Y. (2012). *Identification of source of leakage in drainage gallery of Tehri dam using isotopic techniques*.
- Raman, A., & Liu, F. (2019). An investigation of the Brumadinho Dam Break with HEC RAS simulation. arXiv preprint arXiv:1911.05219
- Ranković, V., Novaković, A., Grujović, N., Divac, D., et Milivojević, N. (2014). Predicting piezometric water level in dams via artificial neural networks. *Neural Computing and Applications*, 24(5), 1115-1121.
- Rao, R. V. (1989). Large and small dams. *International Journal of Water Resources Development*, 5(2), 136-142.
- Remini, B., Leduc, C., & Hallouche, W. (2009). Evolution des grands barrages en régions arides : Quelques exemples algériens. *Science et changements planétaires/Sécheresse*, 20(1), 96-103.

- Remini, B. (2010). La problématique de l'eau en Algérie du Nord. *LARHYSS Journal ISSN 1112-3680*, 8.
- Rerboudj, A. M. (2006). Essai de quantification de l'érosion et perspective de la protection du barrage de fontaine des gazelles contre l'envasement (Approche numérique).
- Rico, M., Benito, G., Salgueiro, A., Díez-Herrero, A., et Pereira, H. (2008). Reported tailings dam failures : A review of the European incidents in the worldwide context. *Journal of hazardous materials*, 152(2), 846-852.
- Robain, H., Albouy, Y., Dabas, M., Descloitres, M., Camerlynck, C., Mechler, P., et Tabbagh, A. (1999). The location of infinite electrodes in pole-pole electrical surveys : Consequences for 2D imaging. *Journal of Applied Geophysics*, 41(4), 313-333.
- Robert, B., et Paré, J.-J. (1995). Rupture du barrage du lac Beloeil : Causes et conséquences. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 22(3), 506-513.
- Rosquoët, F., Alexis, A., Khelidj, A., et Phelipot, A. (2003). Experimental study of cement grout : Rheological behavior and sedimentation. *Cement and Concrete Research*, 33(5), 713-722.
- Royet, P. (2006a). *La surveillance et l'entretien des petits barrages*. Editions Quae.
- Royet, P. (2006b). *Surveillance et entretien des petits barrages*. Editions Quae.
- Santamarina, J. C., Torres-Cruz, L. A., & Bachus, R. C. (2019). Why coal ash and tailings dam disasters occur. *Science*, 364(6440), 526-528.
- Sardou, M., Maouche, S., Sabeur, B., et Missoum, H. (2018). The November 26 and 27, 1927 devastating flood event (NW Algeria) : Characterization and reconstruction using historical data. *Arabian Journal of Geosciences*, 11(10), 229.
- Sayehvand, S., et Kalantari, B. (2012). Use of grouting method to improve soil stability against liquefaction—A review. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 17, 1559-1566.
- Seed, H., et Duncan, J. (1981). *The Teton dam failure—a retrospective review*. 15-19.
- Sharghi, E., Nourani, V., Behfar, N., et Tayfur, G. (2019). Data pre-post processing methods in AI-based modeling of seepage through earthen dams. *Measurement*, 147, 106820.
- Sherard, J. L. (1987). Lessons from the Teton Dam failure. *Engineering Geology*, 24(1-4), 239-256.
- Singh, K. P., et Snorrason, A. (1982). *Sensitivity of outflow peaks and flood stages to the selection of dam breach parameters and simulation models (Dam Safety Program)*. Illinois State Water Survey.
- Singh, V. P. (1996). Dam breaching. In *Dam breach modeling technology* (p. 27-40). Springer.
- Singh, V. P. (2013). *Dam breach modeling technology* (Vol. 17). Springer Science & Business Media.
- Sissakian, V. K., Adamo, N., et Al-Ansari, N. (2020). The Role of Geological Investigations for Dam Siting : Mosul Dam a Case Study. *Geotechnical and Geological Engineering*, 38(2), 2085-2096.
- Sjödahl, P., Dahlin, T., Johansson, S., et Loke, M. (2008). Resistivity monitoring for leakage and internal erosion detection at Hällby embankment dam. *Journal of Applied Geophysics*, 65(3-4), 155-164.
- Sow, D., Carvajal, C., Breul, P., Peyras, L., Rivard, P., Bacconnet, C., et Ballivy, G. (2017). Modeling the spatial variability of the shear strength of discontinuities of rock masses : Application to a dam rock mass. *Engineering Geology*, 220, 133-143.
- Stastka, J., David, V., et Cernochova, K. (2018). *Preparation for the Final Testing of the Sprayed Bentonite Sealing Layer of a Pond Dam*. 65, 02008.
- Tekkouk, M., Benzaid, R., et Martinez, J. (2019). Auscultation géologique, géophysique et géotechnique du site du barrage de Tabellout, Nord-Est Algérien. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 78(5), 3037-3053.

- Torabi-Kaveh, M., Heidari, M., & Miri, M. (2012). Karstic features in gypsum of Gachsaran Formation (case study; Chamshir Dam reservoir, Iran). *Carbonates and Evaporites*, 27(3-4), 291-297.
- Tsakiris, G., Bellos, V., et Ziogas, C. (2010). Embankment dam failure : A downstream flood hazard assessment. *European Water*, 32, 35-45.
- Uromeihy, A., & Barzegari, G. (2007). Evaluation and treatment of seepage problems at Chapar-Abad Dam, Iran. *Engineering Geology*, 91(2- 4), 219- 228.
- Vaunat, J., et Olivella, S. (2002). *Code-BRIGHT/GID: a 3D program for thermo-hydro-mechanical analysis in geological media*. 2002, 91-94.
- Villar, H., Antonino, A. C. D., de Andrade Lima, R., Menezes, M. O., de Oliveira Lira, C. A. B., Bandeira, J. V., ... García-Agudo, E. (2000). THE DETECTION OF LEAKS FROM TAPACURÁ DAM, BRAZIL. *Águas Subterrâneas*.
- Wang, T., Chen, J., Wang, T., et Wang, S. (2015). Entropy weight-set pair analysis based on tracer techniques for dam leakage investigation. *Natural Hazards*, 76(2), 747-767.
- Yilmaz, S., et Koksoy, M. (2017). Electrical resistivity imaging and dye tracer test for the estimation of water leakage paths from reservoir of Akdeğirmen Dam in Afyonkarahisar, Turkey. *Environmental Earth Sciences*, 76(24), 829. <https://doi.org/10.1007/s12665-017-7174-8>
- Zhang, L., Xu, Y., et Jia, J. (2009). Analysis of earth dam failures: A database approach. *Georisk*, 3(3), 184-189.
- Zohra, M. T. F. (2014). *Modélisation de la régularisation des barrages modélisation de la régularisation des barrages dans la r dans la région des Aurès*.

Annexe 1-Données des moyennes journalières de précipitation (2001-2011) (source : Anbt)

Mois	Jan	Fév.	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec
Pluviométrie moyenne (mm)	17,24	7,49	15,19	21,31	16,03	3,76	0,77	4,46	26,19	14,99	14,53	20,58

Annexe 2- Données des températures moyennes mensuelles (en C°) (2001-2011)

Mois	J	F	M	A	M	J	JUI	AO	S	O	N	D	Moy
Température Max (C°)	16.9	19.4	23.4	26.7	31.5	37	41	39.6	33.8	29	21.8	17.4	28,1
Température Min(C°)	6.84	8	11.3	14.8	20.1	24.8	27.8	27.7	23.2	18	11.85	7.9	16,8
Température Moy (C°)	11.87	13.7	17.35	20.75	25.8	30.9	34.4	33.6	28.5	23.5	16.8	12.6	22,4

Annexe .3.vitesse de vents (2001-2011) (source : Anbt)

Mois	J	F	M	A	M	J	JUI	AO	S	OCT	N	D	MOY
vitesse max (m/s)	7	6,1	6,6	7,7	7,4	6,1	5,8	5,1	5,7	5,4	5,4	5,4	6,14
vitesse min (m/s)	5,6	3,4	2,9	4,8	3,7	2,9	2,8	3	3,3	2	3,4	3	3,4
vitesse moyen (m/s)	4,2	4,18	4,3	5,52	5,27	4,19	4,06	3,72	4,04	3,46	3,79	3,5	4,77

Annexe .4 L'humidité relative moyenne de l'air (2001-2011) (source : Anbt)

Mois	J	F	M	A	M	J	JUI	AO	S	O	N	D	Moy
Humidité Relative Moyenne de l'air(%)	57.6	48.6	41.6	37.5	32.3	28.1	26.1	29	40.5	48.2	53.7	60.6	42

Annexe 5. Débit des fuites au niveau barrage fontaine des gazelles (Anbt, 2012)

Date	Débit des fuites l/s	Date	Débit des fuites l/s	Date	Débit des fuites l/s
15/01/2001	2.01	14/11/2002		30/09/2004	6.82
31/01/2001	2.2	30/11/2002		15/10/2004	6.89
15/02/2001	2.15	15/12/2002		30/10/2004	7
28/02/2001	2.15	31/12/2002		15/11/2004	6.9
15/03/2001	2.2	15/01/2003	5	30/11/2004	6.93
29/03/2001	2.19	30/01/2003	5.02	15/12/2004	6.66
15/04/2001	2.16	15/02/2003	5.15	30/12/2004	6.72
30/04/2001	2.16	27/02/2003	5.28	15/01/2005	6.7
15/05/2001	2.23	16/03/2003	5.21	30/01/2005	6.8
31/05/2001	2.39	31/03/2003	6	15/02/2005	6.9
15/06/2001	2.29	15/04/2003	6.12	28/02/2005	6.75
30/06/2001	2.44	30/04/2003	6.21	15/03/2005	6.82
15/07/2001	2.42	15/05/2003	6.14	30/03/2005	5.58
31/07/2001	2.56	29/05/2003	6.4	15/04/2005	5.48
15/08/2001	2.62	15/06/2003	6.43	30/04/2005	5.64
30/08/2001	2.54	30/06/2003	6.51	15/05/2005	5.91
16/09/2001	2.7	15/07/2003	6.49	30/05/2005	5.68
30/09/2001	3.2	31/07/2003	6.48	15/06/2005	5.5
15/10/2001	3.52	14/08/2003	6.62	30/06/2005	5.58
31/10/2001	3.68	31/08/2003	6.82	15/07/2005	5.6
15/11/2001	3.64	15/09/2003	6.93	30/07/2005	5.6
29/11/2001	3.89	30/09/2003	7	15/08/2005	5.41
16/12/2001	3.95	15/10/2003	7.13	28/08/2005	5.62
31/12/2001	3.99	30/10/2003	7.15	15/09/2005	5.52
15/01/2002	4.13	15/11/2003	7.2	30/09/2005	5.85
31/01/2002	4.24	30/11/2003	7.17	15/10/2005	5.83
14/02/2002	3.32	15/12/2003	7.3	30/10/2005	5.46
28/02/2002	2.37	02/12/2003	7.29	15/11/2005	5.38
14/03/2002	2.36	15/01/2004	9.66	30/11/2005	5.31
31/03/2002	2.39	30/01/2004	9.14	15/12/2005	4.12
15/04/2002	2.38	15/02/2004	8.79	30/12/2005	4.45
30/04/2002	2.39	28/02/2004	8.83		
15/05/2002	2.38	15/03/2004	7.59		
30/05/2002	2.57	30/03/2004	7.48		
15/06/2002	2.44	15/04/2004	7.69		
30/06/2002	2.36	30/04/2004	7.71		
15/07/2002	2.4	15/05/2004	7.21		
31/07/2002	2.4	30/05/2004	6.92		
15/08/2002	3.7	15/06/2004	7.04		
31/08/2002	3.97	30/06/2004	6.82		
15/09/2002	4.13	15/07/2004	6.89		
30/09/2002	3.83	30/07/2004	6.94		
15/10/2002		15/08/2004	6.99		
31/10/2002		30/08/2004	6.96		

14/11/2002		15/09/2004	6.89
------------	--	------------	------

Annexe 6. Barrage fontaine des gazelles, Piézomètres sans manomètre (ouverts) (Anbt, 2014)

Date	CPE	P1		P2		P3		P4		P5			
		lectures	P1	lectures	P2	lectures	P3	lectures	P4	lectures	P5		
		Z tête		378.247		365.755		354.954		353.382		353.515	
		Z tête		378.609		366.134		355.222		354.268		353.81	
		377.6		366.72		355.21		354.21		353.75			
15/05/2000	357.00	32.87	345.38	21.04	344.72	9.09	345.86						
30/05/2000	362.3	32.75	345.50	20.95	344.81	9.04	345.91						
15/06/2000	362.3	32.76	345.49	21.25	344.51	8.99	345.96						
30/06/2000	362.3	32.72	345.53	21.01	344.75	8.95	346.00						
15/07/2000	362.3	32.88	345.37	21.09	344.67	8.92	346.03						
30/07/2000	362.3	32.95	345.30	21.19	344.57	9.00	345.95						
15/08/2000	362.3	32.78	345.47	21.10	344.66	8.94	346.01						
30/08/2000	362.3	32.69	345.56	20.98	344.78	8.92	346.03						
15/09/2000	362.3	32.62	345.63	20.89	344.87	8.91	346.04	8.78	344.60	8.96	344.56		
30/09/2000	362.3	32.49	345.76	20.85	344.91	9.00	345.95	8.71	344.67	8.90	344.62		
15/10/2000	365.4	32.40	345.85	20.74	345.02	8.82	346.13	8.88	344.50	9.02	344.50		
30/10/2000	365.39	32.37	345.88	20.72	345.04	8.81	346.14	8.81	344.57	9.04	344.48		
15/11/2000	365.4	32.37	345.88	20.72	345.04	8.78	346.17	8.88	344.50	9.13	344.39		
30/11/2000	365.39	32.25	346.00	20.66	345.10	8.83	346.12	8.81	344.57	9.17	344.35		
15/12/2000	365.4	32.26	345.99	20.66	345.10			8.93	344.45	9.22	344.30		
30/12/2000	364.54	32.26	345.99	20.64	345.12	10.15	344.80	8.84	344.54	9.10	344.42		
15/01/2001	365.95	32.21	346.04	20.56	345.20	10.06	344.89	8.73	344.65	9.09	344.43		
30/01/2001	366.2	32.21	346.04	20.54	345.22	10.06	344.89	8.74	344.64	9.04	344.48		
15/02/2001	366.19	32.21	346.04	20.54	345.22	10.06	344.89	8.64	344.74	8.95	344.57		
28/02/2001	366.18	32.21	346.04	20.54	345.22	10.06	344.89	8.61	344.77	8.92	344.60		
15/03/2001	366.17	32.22	346.03	20.56	345.20	10.09	344.86	8.60	344.78	8.90	344.62		
30/03/2001	366.14	32.23	346.02	20.57	345.19	10.10	344.85	8.55	344.83	8.87	344.65		
15/04/2001	366.06	32.19	346.06	20.53	345.23	10.09	344.86	8.54	344.84	8.85	344.67		
30/04/2001	366.05	32.20	346.05	20.53	345.23	10.09	344.86	8.53	344.85	8.83	344.69		
15/05/2001	366.45	32.16	346.09	20.54	345.22	10.10	344.85	8.43	344.95	8.75	344.77		
30/05/2001	366.39	32.19	346.06	20.56	345.20	10.11	344.84	8.43	344.95	8.74	344.78		
15/06/2001	366.32	32.18	346.07	20.55	345.21	10.11	344.84	8.42	344.96	8.74	344.78		
30/06/2001	366.28	32.20	346.05	20.59	345.17	10.13	344.82	8.42	344.96	8.74	344.78		
15/07/2001	366.18	32.22	346.03	20.63	345.13	10.14	344.81	8.45	344.93	8.77	344.75		
30/07/2001	365.96	32.26	345.99	20.64	345.12	10.15	344.80	8.46	344.92	8.78	344.74		
15/08/2001	365.9	32.30	345.95	20.66	345.10	10.19	344.76	8.45	344.93	8.79	344.73		
30/08/2001	365.94	32.27	345.98	20.66	345.10	10.19	344.76	8.45	344.93	8.78	344.74		
15/09/2001	367.67	32.22	346.03	20.51	345.25	10.07	344.88	8.46	344.92	8.79	344.73		
30/09/2001	370.41	32.05	346.20	20.24	345.52	9.83	345.12	8.48	344.90	8.80	344.72		

15/10/2001	370.44	31.92	346.33	20.18	345.58	9.80	345.15	8.47	344.91	8.80	344.72
30/10/2001	370.32	31.91	346.34	20.17	345.59	9.80	345.15	8.49	344.89	8.82	344.70
15/11/2001	370.3	31.92	346.33	20.17	345.59	9.79	345.16	8.52	344.86	8.83	344.69
30/11/2001	370.39	31.92	346.33	20.16	345.60	9.79	345.16	8.53	344.85	8.86	344.66
15/12/2001	370.33	31.92	346.33	20.17	345.59	9.81	345.14	8.55	344.83	8.87	344.65
30/12/2001	370.33	31.92	346.33	20.18	345.58	9.82	345.13	8.55	344.83	8.85	344.67
15/01/2002	370.31							8.39	344.99	8.76	344.76
30/01/2002	370.31	31.94	346.31	20.21	345.55	9.86	345.09	8.14	345.24	8.52	345.00
15/02/2002	370.3	31.94	346.31	20.23	345.53	9.89	345.06	8.10	345.28	8.49	345.03
28/02/2002	370.25	31.95	346.30	20.25	345.51	9.90	345.05	8.09	345.29	8.47	345.05
15/03/2002	370.16					354.95		8.08	345.30	8.47	345.05
30/03/2002	370.06	31.98	346.27	20.31	345.45	10.06	344.89	8.07	345.31	8.46	345.06
15/04/2002	370.12	378.25						8.08	345.30	8.47	345.05
30/04/2002	370.06	32.00	346.25	20.33	345.43	9.99	344.96	8.09	345.29	8.47	345.05
15/05/2002	370.00	32.00	346.25	20.34	345.42	10.00	344.95				
30/05/2002	369.89	31.99	346.26	20.38	345.38	10.04	344.91	8.12	345.26	8.49	345.03
15/06/2002	369.76							8.15	345.23	8.51	345.01
30/06/2002	369.77	32.04	346.21	20.39	345.37	10.06	344.89	8.16	345.22	8.52	345.00
15/07/2002	369.67	32.04	346.21	20.44	345.32	10.11	344.84				
30/07/2002	369.55	32.06	346.19	20.47	345.29	10.14	344.81	8.22	345.16	8.58	344.94
15/08/2002	369.44	32.10	346.15	20.53	345.23	10.18	344.77				
30/08/2002	371.954	32.04	346.21	20.44	345.32	10.09	344.86	8.25	345.13	8.60	344.92
15/09/2002	372.25	31.88	346.37	20.30	345.46	9.99	344.96	8.26	345.12	8.62	344.90
30/09/2002	372.16	31.92	346.33	20.30	345.46	10.00	344.95	8.29	345.09	8.66	344.86
15/10/2002	375.99	31.74	346.51	19.87	345.89	9.57	345.38				
30/10/2002	375.95	31.70	346.55	20.63	345.13	10.06	344.89	8.31	345.07	8.68	344.84
15/11/2002	375.87	31.34	346.91	19.51	346.25	9.44	345.51	8.36	345.02	8.73	344.79
30/11/2002	376.46	31.23	347.02	19.31	346.45	9.29	345.66	8.39	344.99	8.77	344.75
15/12/2002	376.48	31.20	347.05	19.24	346.52	9.25	345.70	8.44	344.94	8.80	344.72
30/12/2002	376.48	31.22	347.03	19.15	346.61	9.19	345.76	8.34	345.04	8.74	344.78
15/01/2003	376.92	31.17	347.08	19.13	346.63	9.08	345.87	8.21	345.17	8.62	344.90
30/01/2003	378.19	30.81	347.44	18.65	347.11	8.79	346.16	8.21	345.17	8.63	344.89
15/02/2003	377.7	30.98	347.27	18.81	346.95	8.90	346.05	7.83	345.55	8.21	345.31
28/02/2003	377.71	30.98	347.27	18.82	346.94	8.88	346.07	8.33	345.05	8.56	344.96
15/03/2003	377.47	31.73	346.52	19.26	346.50	9.34	345.61	7.70	345.68	7.21	346.31
30/03/2003	376.99	31.36	346.89	19.33	346.43	9.25	345.70	7.53	345.85	7.08	346.44
15/04/2003	377.76	31.37	346.88	19.41	346.35	9.00	345.95	7.48	345.90	8.00	345.52
30/04/2003	378.56	31.14	347.11	19.06	346.70	9.17	345.78	7.45	345.93	7.95	345.57
15/05/2003	378.51	30.99	347.26	18.89	346.87	9.09	345.86	7.30	346.08	7.86	345.66
30/05/2003	378.4	30.89	347.36	18.84	346.92	9.04	345.91	6.91	346.47	7.52	346.00
15/06/2003	378.35	30.98	347.27	18.80	346.96	8.99	345.96	7.01	346.37	7.56	345.96
30/06/2003	378.25	30.89	347.36	18.72	347.04	8.95	346.00	7.03	346.35	7.56	345.96

15/07/2003	378.2	30.90	347.35	18.72	347.04	8.92	346.03	7.57	345.81	7.90	345.62
30/07/2003	378.09	31.01	347.24	18.81	346.95	9.00	345.95	7.45	345.93	7.88	345.64
15/08/2003	377.95	31.01	347.24	18.78	346.98	8.94	346.01	7.53	345.85	7.98	345.54
30/08/2003	378.27	31.04	347.21	18.72	347.04	8.92	346.03	7.35	346.03	7.86	345.66
15/09/2003	378.52	31.04	347.21	18.73	347.03	8.91	346.04	7.23	346.15	7.80	345.72
30/09/2003	378.38	30.96	347.29	18.73	347.03	9.00	345.95	7.16	346.22	7.71	345.81
15/10/2003	379.98	30.63	347.62	18.36	347.40	8.82	346.13	7.11	346.27	7.66	345.86
30/10/2003	382.68	30.57	347.68	18.27	347.49	8.81	346.14	7.06	346.32	7.63	345.89
15/11/2003	382.38	30.38	347.87	18.13	347.63	8.77	346.18	7.05	346.33	7.61	345.91
30/11/2003	382.59	30.37	347.88	18.15	347.61	8.83	346.12	7.12	346.26	7.66	345.86
15/12/2003	382.6	30.39	347.86	18.16	347.60	8.87	346.08	7.08	346.30	7.60	345.92
30/12/2003	382.56	30.42	347.83	18.17	347.59	8.87	346.08	7.06	346.32	7.58	345.94
15/01/2004	382.53	30.43	347.82	18.18	347.58	8.87	346.08	7.06	346.32	7.59	345.93
30/01/2004	382.58	30.44	347.81	18.18	347.58	8.84	346.11	7.12	346.26	7.66	345.86
15/02/2004	382.59	30.41	347.84	18.16	347.60	8.85	346.10	6.87	346.51	7.48	346.04
28/02/2004	382.55	30.42	347.83	18.16	347.60	8.88	346.07	6.87	346.51	6.55	346.97
15/03/2004	382.49	30.36	347.89	18.13	347.63	8.87	346.08	6.76	346.62	7.52	346.00
30/03/2004	383.35	30.32	347.93	18.08	347.68	8.85	346.10	6.85	346.53	7.55	345.97
15/04/2004	383.47	30.19	348.06	18.01	347.75	8.89	346.06	6.91	346.47	7.59	345.93
30/04/2004	383.97	30.23	348.02	18.06	347.70	9.09	345.86	6.91	346.47	7.59	345.93
15/05/2004	383.92	30.22	348.03	18.04	347.72	9.06	345.89	6.91	346.47	7.59	345.93
30/05/2004	384.00	30.19	348.06	18.00	347.76	9.04	345.91	6.93	346.45	7.61	345.91
15/06/2004	384.00	30.20	348.05	18.03	347.73	9.02	345.93	6.92	346.46	7.60	345.92
30/06/2004	384.00	30.21	348.04	18.04	347.72	9.03	345.92	6.93	346.45	7.61	345.91
15/07/2004	384.00	30.24	348.01	18.06	347.70	9.23	345.72	6.90	346.48	7.60	345.92
30/07/2004	383.88	30.29	347.96	18.08	347.68	9.24	345.71	6.85	346.53	7.51	346.01
15/08/2004	383.68	30.33	347.92	18.11	347.65	9.23	345.72	6.86	346.52	7.58	345.94
30/08/2004	383.77	30.35	347.90	18.13	347.63	9.21	345.74	7.00	346.38	7.69	345.83
15/09/2004	383.88	30.35	347.90	18.12	347.64	9.02	345.93	6.98	346.40	7.75	345.77
30/09/2004	383.78	30.36	347.89	18.14	347.62	9.07	345.88	7.02	346.36	7.44	346.08
15/10/2004	383.72	30.35	347.90	18.15	347.61	9.13	345.82	6.97	346.41	7.65	345.87
30/10/2004	383.63	30.36	347.89	18.15	347.61	9.14	345.81	6.96	346.42	7.61	345.91
15/11/2004	384.00	30.39	347.86	18.18	347.58	9.20	345.75	7.06	346.32	7.82	345.70
30/11/2004	384.00	30.37	347.88	18.15	347.61	7.89	347.06	7.08	346.30	7.85	345.67
15/12/2004	383.95	30.37	347.88	18.16	347.60	7.45	347.50	7.09	346.29	7.86	345.66
30/12/2004	384.00	30.38	347.87	18.15	347.61	6.80	348.15	7.10	346.28	7.86	345.66
15/01/2005	384.00	30.38	347.87	18.16	347.60	7.09	347.86	7.13	346.25	7.84	345.68
30/01/2005	384.00	30.40	347.85	18.17	347.59	6.60	348.35	7.09	346.29	7.84	345.68
15/02/2005	384.00	30.43	347.82	18.19	347.57	6.54	348.41	7.08	346.30	7.86	345.66
28/02/2005	384.00	30.42	347.83	18.19	347.57	9.25	345.70	7.07	346.31	7.85	345.67
15/03/2005	384.00	30.76	347.85	18.55	347.59	9.33	345.89	7.08	346.30	7.86	345.66
30/03/2005	384.00	30.76	347.85	18.58	347.55	9.44	345.78	7.10	346.28	7.86	345.66

15/04/2005	384.00	30.79	347.82	18.59	347.54	9.56	345.66	7.06	346.32	7.71	345.81
30/04/2005	384.00	30.76	347.85	18.58	347.55	9.56	345.66	7.00	346.38	7.68	345.84
15/05/2005	384.00	30.71	347.90	18.53	347.60	9.54	345.68	7.06	346.32	7.66	345.86
30/05/2005	383.49	30.77	347.84	18.56	347.57	9.55	345.67	7.06	346.32	7.71	345.81
15/06/2005	383.47	30.77	347.84	18.57	347.56	9.55	345.67	7.08	346.30	7.77	345.75
30/06/2005	383.43	30.79	347.82	18.58	347.55	9.56	345.66	7.11	346.27	7.78	345.74
15/07/2005	383.43	30.79	347.82	18.58	347.55	9.56	345.66	7.90	346.37	7.94	345.88
30/07/2005	383.31	30.82	347.79	18.61	347.52	9.57	345.65	8.03	346.24	8.07	345.74
15/08/2005	383.13	30.84	347.77	18.62	347.51	9.58	345.64	8.07	346.20	8.09	345.72
30/08/2005	383.03	30.88	347.73	18.63	347.50	9.58	345.64	8.07	346.20	8.13	345.68
15/09/2005	382.94	30.89	347.72	18.69	347.44	9.59	345.63	8.03	346.24	8.13	345.68
30/09/2005	382.84	30.91	347.70	18.67	347.46	9.60	345.62	8.03	346.24	8.13	345.68
15/10/2005	382.85	30.93	347.68	18.68	347.45	9.60	345.62	8.03	346.24	8.13	345.68
30/10/2005	382.79	30.93	347.68	18.68	347.45	9.61	345.61	8.05	346.22	8.14	345.67
15/11/2005	382.72	30.95	347.66	18.70	347.43	9.61	345.61	8.05	346.22	8.14	345.67
30/11/2005	382.67	30.95	347.66	18.70	347.43	9.61	345.61	8.06	346.21	8.14	345.67
15/12/2005	382.64	30.94	347.67	18.69	347.44	9.63	345.59	8.08	346.19	8.15	345.66
30/12/2005	382.63	30.95	347.66	18.70	347.43	9.62	345.60	8.08	346.19	8.15	345.66
15/01/2006	382.64	31.01	347.60	18.75	347.38	9.63	345.59	8.09	346.18	8.15	345.66
30/01/2006	382.64	31.01	347.60	18.75	347.38	9.63	345.59	8.09	346.18	8.15	345.66
15/02/2006	382.68	31.01	347.60	18.75	347.38	9.63	345.59	8.10	346.17	8.16	345.65
28/02/2006	382.82	31.01	347.60	18.75	347.38	9.63	345.59	8.11	346.16	8.16	345.65
15/03/2006	382.96	30.00	347.60	19.34	347.38	9.62	345.59	8.11	346.16	8.16	345.65
30/03/2006	383.03	29.96	347.64	19.32	347.40	9.62	345.59	8.11	346.16	8.17	345.64
15/04/2006	382.94	29.95	347.65	19.32	347.40	9.63	345.58	8.10	346.17	7.17	346.64
30/04/2006	384.00	29.84	347.76	19.22	347.50	9.53	345.68	8.11	346.16	7.16	346.65
15/05/2006	384.00	29.75	347.85	19.20	347.52	9.59	345.62	8.12	346.15	8.16	345.65
30/05/2006	384.00	30.80	346.80	18.72	348.00	9.77	345.44	8.12	346.15	8.16	345.65
15/06/2006	383.83	30.85	346.75	18.62	348.10	9.78	345.43	8.11	346.16	8.16	345.65
30/06/2006	383.71	30.88	346.72	18.68	348.04	9.82	345.39	8.11	346.16	8.16	345.65
15/07/2006	383.59	30.90	346.70	18.70	348.02	9.83	345.38	8.05	346.16	8.10	345.65
30/07/2006	383.42	30.95	346.65	18.74	347.98	9.84	345.37	8.06	346.15	8.09	345.66
15/08/2006	383.21	30.98	346.62	18.76	347.96	9.84	345.37	8.07	346.14	8.10	345.65
30/08/2006	382.99	31.03	346.57	18.81	347.91	9.84	345.37	7.97	346.24	7.96	345.79
15/09/2006	382.99	31.03	346.57	18.81	347.91	9.84	345.37	7.98	346.23	7.93	345.82
30/09/2006	383.96	30.96	346.64	18.72	348.00	9.77	345.44	8.15	346.06	8.22	345.53
15/10/2006	383.78	30.93	346.67	18.71	348.01	9.82	345.39	8.16	346.05	8.25	345.50
30/10/2006	383.66	30.93	346.67	18.72	348.00	9.81	345.40	8.23	345.98	8.28	345.47
15/11/2006	383.59	30.98	346.62	18.76	347.96	9.82	345.39	8.25	345.96	8.29	345.46
30/11/2006	383.54	31.01	346.59	18.78	347.94	9.83	345.38	8.36	345.85	8.31	345.44
15/12/2006	383.53	31.02	346.58	18.79	347.93	9.83	345.38	8.34	345.87	8.31	345.44
30/12/2006	383.55	31.03	346.57	18.80	347.92	9.83	345.38	8.34	345.87	8.31	345.44

15/01/2007	383.53	31.04	346.56	18.82	347.90	9.84	345.37	8.34	345.87	8.31	345.44
30/01/2007	383.43	31.07	346.53	18.84	347.88	9.85	345.36	8.17	346.04	8.21	345.54
15/02/2007	383.37	31.09	346.51	18.87	347.85	9.85	345.36	8.24	345.97	8.28	345.47
28/02/2007	383.36	31.10	346.50	18.88	347.84	9.86	345.35	8.24	345.97	8.28	345.47
15/03/2007	383.26	31.12	346.48	18.94	347.78	9.86	345.35	8.26	345.95	8.29	345.46
30/03/2007	383.18	31.14	346.46	18.94	347.78	9.86	345.35	8.27	345.94	8.29	345.46
15/04/2007	383.15	31.15	346.45	18.95	347.77	9.86	345.35	8.27	345.94	8.28	345.47
30/04/2007	383.13	31.15	346.45	18.96	347.76	9.86	345.35	8.28	345.93	8.28	345.47
15/05/2007	383.14	31.15	346.45	18.97	347.75	9.86	345.35	8.29	345.92	8.28	345.47
30/05/2007	383.01	31.17	346.43	18.98	347.74	9.87	345.34	8.30	345.91	8.30	345.45
15/06/2007	382.8	31.16	346.44	18.99	347.73	9.87	345.34	8.30	345.91	8.29	345.46
30/06/2007	382.62	31.18	346.42	19.01	347.71	9.88	345.33	8.34	345.87	8.30	345.45
15/07/2007	382.3	31.26	346.34	19.07	347.65	9.88	345.33	8.46	345.75	8.31	345.44
30/07/2007	382.18	31.27	346.33	19.10	347.62	9.89	345.32	8.47	345.74	8.31	345.44
15/08/2007	381.91	31.32	346.28	19.14	347.58	9.89	345.32	8.47	345.74	8.31	345.44
30/08/2007	381.59	31.35	346.25	19.18	347.54	9.89	345.32	8.48	345.73	8.30	345.45
15/09/2007	381.61	31.37	346.23	19.19	347.53	9.87	345.34	8.48	345.73	8.30	345.45
30/09/2007								8.48	345.73	8.32	345.43
15/10/2007	381.72	31.34	346.26	19.19	347.53	9.87	345.34	8.49	345.72	8.32	345.43
30/10/2007	381.58	31.34	346.26	19.19	347.53	9.87	345.34	8.50	345.71	8.35	345.40
15/11/2007	381.59	31.36	346.24	19.19	347.53	9.88	345.33	8.52	345.69	8.35	345.40
30/11/2007	381.47	31.36	346.24	19.19	347.53	9.88	345.33	8.53	345.68	8.35	345.40
15/12/2007	381.42	31.37	346.23	19.24	347.48	9.88	345.33	8.52	345.69	8.35	345.40
30/12/2007	381.29	31.37	346.23	19.24	347.48	9.88	345.33	8.53	345.68	8.35	345.40
15/01/2008	381.26	31.40	346.20	19.26	347.46	9.89	345.32	8.51	345.70	8.34	345.41
30/01/2008	381.19	31.43	346.17	19.29	347.43	9.89	345.32				
15/02/2008	381.1	31.43	346.17	19.29	347.43	9.89	345.32	8.53	345.68	8.35	345.40
28/02/2008	381.00	31.43	346.17	19.34	347.38	9.90	345.31	8.53	345.68	8.35	345.40
15/03/2008	380.89	31.43	346.17	19.36	347.36	9.90	345.31	8.54	345.67	8.36	345.39
30/03/2008	380.74	31.44	346.16	19.40	347.32	9.91	345.30	8.54	345.67	8.36	345.39
15/04/2008	380.58	31.45	346.15	19.43	347.29	9.92	345.29	8.54	345.67	8.36	345.39
30/04/2008	380.45	31.57	346.03	19.46	347.26	9.92	345.29	8.54	345.67	8.36	345.39
15/05/2008	380.46	31.57	346.03	19.46	347.26	9.92	345.29	8.55	345.66	8.37	345.38
30/05/2008	380.45	31.58	346.02	19.47	347.25	9.93	345.28	8.56	345.65	8.37	345.38
15/06/2008	380.47	31.58	346.02	19.47	347.25	9.93	345.28	8.56	345.65	8.37	345.38
30/06/2008	380.22	31.57	346.03	19.48	347.24	9.94	345.27	8.56	345.65	8.37	345.38
15/07/2008	381.44	31.60	346.00	19.52	347.20	9.93	345.28	8.57	345.64	8.37	345.38
30/07/2008	381.25	31.60	346.00	19.52	347.20	9.90	345.31	8.58	345.63	8.37	345.38
15/08/2008	381.16	31.43	346.17	19.32	347.40	9.88	345.33	8.59	345.62	8.38	345.37
30/08/2008	381.06	31.42	346.18	19.31	347.41	9.88	345.33	8.59	345.62	8.38	345.37
15/09/2008	380.87	31.46	346.14	19.32	347.40	9.87	345.34	8.59	345.62	8.38	345.37
30/09/2008	380.95	31.44	346.16	19.32	347.40	9.88	345.33	8.59	345.62	8.39	345.36

15/10/2008	381.15	31.44	346.16	19.32	347.40	9.88	345.33	8.59	345.62	8.39	345.36
30/10/2008	381.71	31.36	346.24	19.22	347.50	9.86	345.35	8.60	345.61	8.40	345.35
15/11/2008	382.37	31.31	346.29	19.16	347.56	9.84	345.37	8.59	345.62	8.40	345.35
30/11/2008	382.19	31.32	346.28	19.17	347.55	9.85	345.36	8.58	345.63	8.40	345.35
15/12/2008	382.58	31.26	346.34	19.11	347.61	9.85	345.36	8.52	345.69	8.36	345.39
30/12/2008	382.57	31.28	346.32	19.12	347.60	9.85	345.36	8.51	345.70	8.36	345.39
15/01/2009	383.22	31.20	346.40	19.03	347.69	9.80	345.41	8.52	345.69	8.35	345.40
30/01/2009	383.38	31.15	346.45	18.97	347.75	9.80	345.41	8.53	345.68	8.35	345.40
15/02/2009	384.00	31.07	346.53	18.87	347.85	9.50	345.71	8.53	345.68	8.35	345.40
28/02/2009	384.00	31.06	346.54	18.87	347.85	9.49	345.72	8.48	345.73	8.30	345.45
15/03/2009	384.00	31.05	346.55	18.84	347.88	9.33	345.88	8.45	345.76	8.28	345.47
30/03/2009	384.1	31.01	346.59	18.75	347.97	8.81	346.40	8.46	345.75	8.29	345.46
15/04/2009	384.08	30.95	346.65	18.69	348.03	8.89	346.32	8.41	345.80	8.24	345.51
30/04/2009	384.05	31.00	346.60	18.75	347.97	9.24	345.97	8.47	345.74	8.28	345.47
15/05/2009	384.01	31.04	346.56	18.84	347.88	9.59	345.62	8.25	345.96	8.26	345.49
30/05/2009	384.04	31.02	346.58	18.82	347.90	9.54	345.67	8.22	345.99	8.22	345.53
15/06/2009	383.99	31.04	346.56	18.87	347.85	9.80	345.41	8.10	346.11	8.05	345.70
30/06/2009	383.84	31.06	346.54	18.89	347.83	9.81	345.40	8.10	346.11	8.08	345.67
15/07/2009	383.69	31.09	346.51	18.93	347.79	9.81	345.40	8.03	346.18	7.98	345.77
30/07/2009	383.39	31.10	346.50	18.96	347.76	9.82	345.39	7.70	346.51	7.91	345.84
15/08/2009	383.16	31.17	346.43	19.05	347.67	9.83	345.38	7.71	346.50	7.58	346.17
30/08/2009	382.96	31.24	346.36	19.08	347.64	9.84	345.37	7.95	346.26	7.88	345.87
14/01/2010	382.76	31.38	346.22	19.24	347.48	9.83	345.38	8.12	346.09	8.12	345.63
31/01/2010	382.75	31.40	346.20	19.26	347.46	9.84	345.37	8.10	346.11	8.08	345.67
15/02/2010	382.73	31.40	346.20	19.26	347.46	9.84	345.37	8.22	345.99	8.23	345.52
28/02/2010	383.02	31.36	346.24	19.24	347.48	9.84	345.37	8.23	345.98	8.25	345.50
14/03/2010	383.44	31.32	346.28	19.19	347.53	9.83	345.38	8.25	345.96	8.26	345.49
31/03/2010	383.18	31.27	346.33	19.13	347.59	9.82	345.39	8.26	345.95	8.26	345.49
15/04/2010	382.79	31.34	346.26	19.21	347.51	9.81	345.40	8.36	345.85	8.28	345.47
28/04/2010	382.42	31.40	346.20	19.28	347.44	9.85	345.36	8.43	345.78	8.28	345.47
16/05/2010	382.33	31.43	346.17	19.32	347.40	9.86	345.35	8.46	345.75	8.28	345.47
30/05/2010	382.17	31.46	346.14	19.34	347.38	9.88	345.33	8.47	345.74	8.28	345.47
13/06/2010	381.97	31.48	346.12	19.38	347.34	9.87	345.34	8.46	345.75	8.27	345.48
20/07/2010	382.21	31.46	346.14	19.36	347.36	9.85	345.36	8.47	345.74	8.28	345.47
28/07/2010	382.08	31.47	346.13	19.37	347.35	9.85	345.36	8.43	345.78	8.26	345.49
15/08/2010	381.82	31.49	346.11	19.39	347.33	9.86	345.35	8.27	345.94	8.24	345.51
27/08/2010	381.65	31.53	346.07	19.42	347.30	9.88	345.33	8.30	345.91	8.26	345.49
16/09/2010	381.64	31.57	346.03	19.47	347.25	9.87	345.34	8.37	345.84	8.28	345.47
28/09/2010	381.51	31.57	346.03	19.49	347.23	9.87	345.34	8.50	345.71	8.29	345.46
19/10/2010	381.36	31.61	345.99	19.51	347.21	9.87	345.34	8.51	345.70	8.31	345.44
31/10/2010	381.27	31.62	345.98	19.53	347.19	9.88	345.33	8.52	345.69	8.31	345.44
14/11/2010	381.21	31.63	345.97	19.55	347.17	9.88	345.33	8.49	345.72	8.30	345.45

28/11/2010	381.19	31.63	345.97	19.55	347.17	9.87	345.34	8.50	345.71	8.30	345.45
15/12/2010	381.05	31.64	345.96	19.58	347.14	9.88	345.33	8.51	345.70	8.31	345.44
30/12/2010	380.9	31.65	345.95	19.59	347.13	9.89	345.32	8.53	345.68	8.32	345.43
13/01/2011	380.75	31.66	345.94	19.60	347.12	9.90	345.31	8.53	345.68	8.31	345.44
31/01/2011	380.64	31.68	345.92	19.64	347.08	9.88	345.33	8.53	345.68	8.31	345.44
15/02/2011	380.45	31.70	345.90	19.68	347.04	9.89	345.32	8.54	345.67	8.32	345.43
28/02/2011	380.35	31.70	345.90	19.68	347.04	9.89	345.32	8.54	345.67	8.32	345.43
15/03/2011	380.6	31.68	345.92	19.64	347.08	9.88	345.33	8.55	345.66	8.32	345.43
20/03/2011	381.52	31.61	345.99	19.55	347.17	9.87	345.34	8.55	345.66	8.31	345.44
30/03/2011	381.51	31.52	346.08	19.42	347.30	9.86	345.35	8.56	345.65	8.31	345.44
17/04/2011	381.25	31.51	346.09	19.42	347.30	9.86	345.35	8.57	345.64	8.32	345.43
28/04/2011	382.15	31.40	346.20	19.28	347.44	9.83	345.38	8.58	345.63	8.33	345.42
17/05/2011	382.12	31.34	346.26	19.25	347.47	9.84	345.37	8.58	345.63	8.32	345.43
31/05/2011	382.87	31.22	346.38	19.13	347.59	9.82	345.39	8.59	345.62	8.33	345.42
19/06/2011	383.00	31.18	346.42	19.09	347.63	9.82	345.39	8.59	345.62	8.33	345.42
30/06/2011	382.95	31.19	346.41	19.10	347.62	9.83	345.38	8.56	345.65	8.30	345.45
14/07/2011	382.74	31.23	346.37	19.14	347.58	9.84	345.37	8.55	345.66	8.30	345.45
30/07/2011	382.51	30.25	347.35	19.16	347.56	9.85	345.36	8.55	345.66	8.28	345.47
17/08/2011	382.24	31.34	346.26	19.24	347.48	9.84	345.37	8.52	345.69	8.28	345.47
27/08/2011	382.14	31.37	346.23	19.26	347.46	9.85	345.36	8.52	345.69	8.23	345.52
19/09/2011	381.93	31.39	346.21	19.21	347.51	9.83	345.38	8.45	345.76	8.26	345.49
30/09/2011	381.9	31.47	346.13		347.51	9.86	345.35	8.46	345.75	8.21	345.54
18/10/2011	381.94	31.48	346.12	19.39	347.33	9.85	345.36	8.30	345.91	8.22	345.53
24/10/2011	381.89	31.49	346.11	19.40	347.32	9.86	345.35	8.30	345.91	8.23	345.52
15/11/2011	383.24	31.30	346.30	19.17	347.55	9.82	345.39	8.31	345.90	8.25	345.50
29/11/2011	383.24	31.27	346.33	19.17	347.55	9.82	345.39	8.44	345.77	8.26	345.49
14/12/2011	383.22	31.26	346.34	19.16	347.56	9.82	345.39	8.46	345.75	8.26	345.49
28/12/2011	383.15	31.26	346.34	19.16	347.56	9.82	345.39	8.47	345.74	8.27	345.48
15/01/2012	382.98	31.29	346.31	19.18	347.54	9.82	345.39	8.48	345.73	8.28	345.47
30/01/2012	382.93	31.29	346.31	19.19	347.53	9.83	345.38	8.47	345.74	8.28	345.47
12/02/2012	382.6	31.27	346.33	19.15	347.57	9.80	345.41	8.51	345.70	8.28	345.47
13/02/2012	382.58	31.28	346.32	19.17	347.55	9.81	345.40	8.52	345.69	8.29	345.46
29/02/2012	382.51	31.33	346.27	19.22	347.50	9.82	345.39	8.53	345.68	8.22	345.53
15/03/2012	382.29	31.34	346.26	19.24	347.48	9.82	345.39	8.28	345.93	8.22	345.53
29/03/2012	382.41	31.36	346.24	19.28	347.44	9.83	345.38	8.29	345.92	8.22	345.53
17/04/2012	382.51	31.35	346.25	19.27	347.45	9.83	345.38	8.29	345.92	8.23	345.52
29/04/2012	382.59	31.34	346.26	19.27	347.45	9.83	345.38	8.33	345.88	8.23	345.52
16/05/2012	382.41	31.36	346.24	19.27	347.45	9.84	345.37	8.35	345.86	8.24	345.51
29/05/2012	382.25	31.38	346.22	19.30	347.42	9.85	345.36	8.35	345.86	8.21	345.54
14/06/2012	382.08	31.41	346.19	19.34	347.38	9.85	345.36	8.23	345.98	8.21	345.54
28/06/2012	381.93	31.45	346.15	19.37	347.35	9.86	345.35	8.28	345.93	8.23	345.52
15/07/2012	381.7	31.47	346.13	19.40	347.32	9.88	345.33	8.32	345.89	8.23	345.52
30/07/2012	381.43	31.49	346.11	19.42	347.30	9.89	345.32	8.44	345.77	8.24	345.51
15/08/2012	381.15	31.52	346.08	19.5	347.22	9.89	345.32	8.45	345.76	8.25	345.50

30/08/2012	380.96	31.56	346.04	19.57	347.15	9.89	345.32	8.46	345.75	8.25	345.50
18/09/2012	380.8	31.59	346.01	19.57	347.15	9.9	345.31	8.48	345.73	8.26	345.49
27/09/2012	380.68	31.61	345.99	19.58	347.14	9.91	345.30	8.49	345.72	8.27	345.48
16/10/2012	380.45	31.65	345.95	19.67	347.05	9.9	345.31	8.5	345.71	8.28	345.47
29/10/2012	380.37	31.7	345.90	19.69	347.03	9.9	345.31	8.52	345.69	8.29	345.46
18/11/2012	380.57	31.68	345.92	19.66	347.06	9.88	345.33	8.54	345.67	8.30	345.45
28/11/2012	380.53	31.68	345.92	19.66	347.06	9.88	345.33	8.55	345.66	8.31	345.44
19/12/2012	380.83	31.61	345.99	19.54	347.18	9.87	345.34	8.56	345.65	8.31	345.44
31/12/2012	380.51	31.64	345.96	19.57	347.15	9.87	345.34	8.57	345.64	8.32	345.43
15/01/2013	380.22	31.69	345.91	19.65	347.07	9.87	345.34	8.61	345.60	8.34	345.41
29/01/2013	380.18	31.72	345.88	19.72	347.00	9.89	345.32	8.63	345.58	8.37	345.38
19/02/2013	379.97	31.74	345.86	19.75	346.97	9.89	345.32	8.62	345.59	8.36	345.39
27/02/2013	379.89	31.75	345.85	19.77	346.95	9.90	345.31	8.62	345.59	8.36	345.39
17/03/2013	380.06	31.74	345.86	19.76	346.96	9.88	345.33	8.59	345.62	8.32	345.43
28/03/2013	380.08	31.74	345.86	19.76	346.96	9.88	345.33	8.59	345.62	8.32	345.43
21/04/2013	379.82	31.77	345.83	19.80	346.92	9.90	345.31	8.56	345.65	8.29	345.46
29/04/2013	379.85	31.74	345.86	19.77	346.95	9.88	345.33	8.56	345.65	8.29	345.46
15/05/2013	379.76	31.75	345.85	19.78	346.94	9.89	345.32	8.57	345.64	8.29	345.46
30/05/2013	379.6	31.78	345.82	19.82	346.90	9.90	345.31	8.60	345.61	8.30	345.45
17/06/2013	379.35	31.78	345.82	19.82	346.90	9.90	345.31	8.61	345.60	8.31	345.44
27/06/2013	379.23	31.79	345.81	19.84	346.88	9.91	345.30	8.62	345.59	8.32	345.43
15/07/2013	379.04	31.82	345.78	19.86	346.86	9.91	345.30	8.60	345.61	8.30	345.45
30/07/2013	378.86	31.82	345.78	19.88	346.84	9.91	345.30	8.60	345.61	8.30	345.45
15/08/2013	378.68	31.85	345.75	19.89	346.83	9.91	345.30	8.63	345.58	8.33	345.42
27/08/2013	378.53	31.86	345.74	19.90	346.82	9.92	345.29	8.60	345.61	8.30	345.45
18/09/2013	378.8	31.80	345.80	19.86	346.86	9.89	345.32	8.61	345.60	8.32	345.43
26/09/2013	378.79	31.80	345.80	19.85	346.87	9.89	345.32	8.63	345.58	8.33	345.42
20/10/2013	378.79	31.81	345.79	19.86	346.86	9.90	345.31	8.63	345.58	8.33	345.42
30/10/2013	378.79	31.81	345.79	19.86	346.86	9.89	345.32	8.64	345.57	8.34	345.41
01/11/2013	378.68	31.81	345.79	19.85	346.87	9.89	345.32	8.65	345.56	8.35	345.40
02/11/2013	378.68	31.81	345.79	19.85	346.87	9.89	345.32	8.65	345.56	8.35	345.40
02/11/2013	378.67	31.81	345.79	19.86	346.86	9.89	345.32	8.66	345.55	8.35	345.40
03/11/2013	378.67	31.81	345.79	19.86	346.86	9.89	345.32	8.67	345.54	8.35	345.40
05/11/2013	378.62	31.81	345.79	19.85	346.87	9.88	345.33	8.63	345.58	8.33	345.42
07/11/2013	378.61	31.81	345.79	19.85	346.87	9.88	345.33	8.63	345.58	8.33	345.42
10/11/2013	378.57	31.81	345.79	19.85	346.87	9.88	345.33	8.64	345.57	8.33	345.42
12/11/2013	378.55	31.81	345.79	19.86	346.86	9.88	345.33	8.62	345.59	8.32	345.43
16/11/2013	378.5	31.81	345.79	19.86	346.86	9.88	345.33	8.62	345.59	8.31	345.44
20/11/2013	378.48	31.81	345.79	19.86	346.86	9.88	345.33	8.62	345.59	8.31	345.44
16/12/2013	378.28	31.83	345.77	19.88	346.84	9.88	345.33	8.62	345.59	8.31	345.44
30/12/2013	378.16	31.83	345.77	19.88	346.84	9.88	345.33	8.62	345.59	8.31	345.44
15/01/2014	378.08	32.83	344.77	19.88	346.84	9.88	345.33	8.62	345.59	8.30	345.45
30/01/2014	377.98	32.84	344.76	19.89	346.83	9.89	345.32	8.62	345.59	8.30	345.45
13/02/2014	377.93	31.85	345.75	19.90	346.82	9.90	345.31	8.62	345.59	8.30	345.45
24/02/2014	377.88	31.85	345.75	19.90	346.82	9.90	345.31	8.62	345.59	8.30	345.45
16/03/2014	377.83	31.86	345.74	19.90	346.82	9.90	345.31	8.62	345.59	8.30	345.45

26/03/2014	377.9	31.86	345.74	19.90	346.82	9.90	345.31	8.62	345.59	8.30	345.45
------------	-------	-------	--------	-------	--------	------	--------	------	--------	------	--------

Annexe 7. Relation entre le niveau d'eau du réservoir et le niveau d'eau de Pn3 (Anbt,2012)

Cote de plan d'eau (m)	Piezometer Pn3 (m)		
382.53	346.08	384.00	345.78
382.58	346.11	384.00	345.66
382.59	346.10	384.00	345.66
382.55	346.07	384.00	345.68
382.49	346.08	383.49	345.67
383.35	346.10	383.47	345.67
383.47	346.06	383.43	345.66
383.97	345.86	383.43	345.66
383.92	345.89	383.31	345.65
384.00	345.91	383.13	345.64
384.00	345.93	383.03	345.64
384.00	345.92	382.94	345.63
384.00	345.72	382.84	345.62
383.88	345.71	382.85	345.62
383.68	345.72	382.79	345.61
383.77	345.74	382.72	345.61
383.88	345.93	382.67	345.61
383.78	345.88	382.64	345.59
383.72	345.82	382.63	345.60
383.63	345.81		
384.00	345.75		
384.00	347.06		
383.95	347.50		
384.00	348.15		
384.00	347.86		
384.00	348.35		
384.00	348.41		
384.00	345.70		
384.00	345.89		