

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Mémoire de Master

Présenté à l'Université 8 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : Voies et Ouvrages d'Art

Présenté par : **BOURENANE HADDA**

**Thème : Sécurité des barrages en terre de la conception
des dispositifs de drainage a l'analyse
des risques d'infiltration**

Sous la direction de : **Mme Bouragbi Née Lekouaghet Nassima**

Juin 2025



REMERCIEMENTS



Je remercie tout d'abord « ALLAH » le tout puissant de m'avoir donné la force et le courage pour réaliser ce mémoire.

J'exprime mes sincères remerciements et ma profonde sympathie à mon encadreur : Mme Bouragbi Née Lekouaghet Nassima d'avoir accepté dirigé ce travail et de m'avoir permis de le mener à bien.

Mon profond dévouement pour m'avoir consacré son temps et ses précieux conseils.

Je tiens également à remercier le président ainsi que les membres de jury qui nous ont honorés d'examiner mon travail.

Je remercie infiniment :

Mr. Douakha Mohamed le responsable de l'Agence Nationale des Barrages et Transfert (ANBT) pour son accueil, disponibilité et sa contribution par les Données et les documents nécessaires ainsi que la réalisation des mesures d'auscultation sur le barrage de HAMMAM DEBAGH,

Toute ma gratitude à tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.

Finalement je tiens à remercier tous les étudiants et mes collègues de la promotion 2025 de Master 2 Travaux Public, ainsi que tous les autres camarades du Département de Génie Civil.

Sans oublier de remercier tous ceux qui ont participé de près ou de loin, et aidé à réaliser ce modeste travail.





œ DÉDICACE œ



je tenons à remercier notre dieu ALLAH

le tout Puissant

de nous avoir donné la force et le courage.

C'est avec un grand plaisir que je dédie ce travail :

A Ma chère mère zoubida

A mes tantes akila et zahra

Pour l'âme pure de mon père

Amon seul frère , sa femme et ses filles

Mes chers sœurs et à leurs fils

A tous mes amis sans exception.

A toute ma famille



BOURENANE HADDA



Résumé

Les barrages en terre jouent un rôle clé dans la gestion durable des ressources hydriques. Toutefois, leur sécurité reste un enjeu critique, notamment face aux infiltrations, pouvant engendrer des phénomènes d'érosion interne, de tassements ou de ruptures.

Ce travail porte sur l'étude du barrage en terre de Hammam Debagh (wilaya de Guelma) et vise à évaluer sa stabilité sous trois situations critiques : en fin de construction, en conditions normales d'exploitation (niveau d'eau maximal), et lors d'une vidange rapide. L'analyse a été menée à l'aide du logiciel PLAXIS, basé sur la méthode des éléments finis.

Parallèlement, la conception des dispositifs de drainage a été examinée, ainsi que l'interprétation des données recueillies par les piézomètres installés sur site. Cette confrontation entre modélisation et mesures réelles permet de mieux cerner le comportement du barrage face aux infiltrations.

Les résultats soulignent l'importance d'une conception soignée du drainage et d'un suivi instrumenté continu pour garantir la sécurité et la durabilité des barrages en terre.

Mots-clés : Barrage en terre, Infiltration, Drainage, Stabilité, PLAXIS, Auscultation, Sécurité.

ملخص

تلعب السدود الترابية دورًا محوريًا في الإدارة المستدامة للموارد المائية. ومع ذلك، تبقى سلامتها مسألة بالغة الأهمية، لا سيما في مواجهة التسرب، الذي قد يؤدي إلى تآكل داخلي أو هبوط أو انهيار. يركز هذا العمل على دراسة سد حمام دباغ الترابي (ولاية قالمة)، ويهدف إلى تقييم استقراره في ثلاث حالات حرجية: عند نهاية البناء، وفي ظل ظروف التشغيل العادية (أقصى منسوب للمياه)، وأثناء التصريف السريع. أُجري التحليل باستخدام برنامج PLAXIS، استنادًا إلى طريقة العناصر المحدودة. وفي الوقت نفسه، دُرست تصميم أنظمة الصرف، بالإضافة إلى تفسير البيانات التي جُمعت بواسطة أجهزة قياس الضغط المثبتة في الموقع. توفر هذه المقارنة بين النمذجة والقياسات الفعلية فهمًا أفضل لسلوك السد في مواجهة التسرب. وتُبرز النتائج أهمية التصميم الدقيق للتصريف والمراقبة المستمرة بالأجهزة لضمان سلامة ومتانة السدود الترابية. الكلمات المفتاحية: سد ترابي، التسلسل، الصرف، الاستقرار، PLAXIS، المراقبة، السلامة.

Abstract

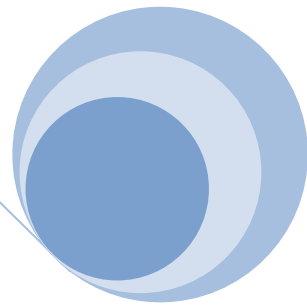
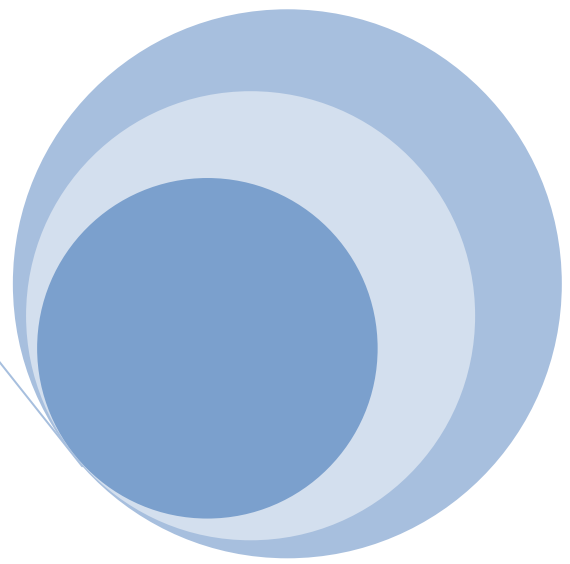
Earth dams play a key role in the sustainable management of water resources. However, their safety remains a critical issue, particularly regarding seepage, which can lead to internal erosion, differential settlements, or even structural failure.

This study focuses on the earth dam of Hammam Debagh (Guelma province, Algeria) and aims to assess its stability under three critical scenarios: at the end of construction, under normal operating conditions (maximum reservoir level), and during a rapid drawdown. The analysis was carried out using the PLAXIS software based on the finite element method.

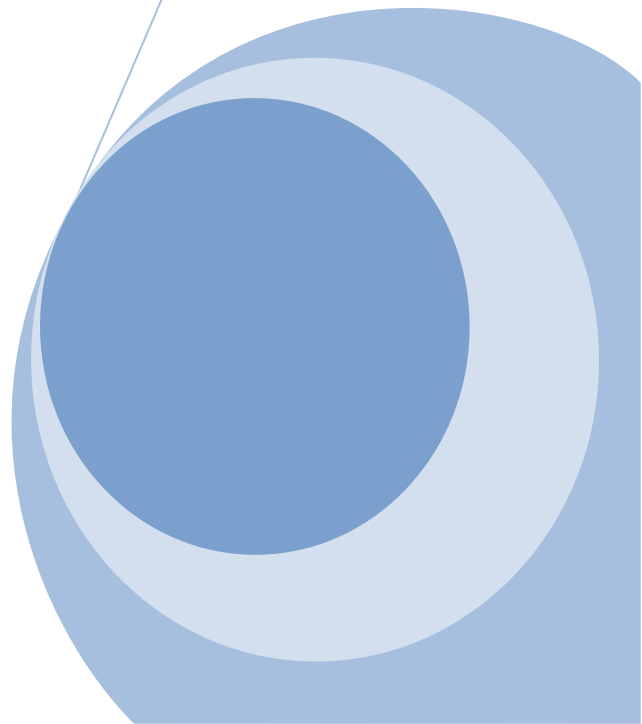
In parallel, the design of internal drainage systems was examined, and data collected from the dam's piezometers were analyzed. This comparison between numerical simulations and field measurements provides a better understanding of the dam's behavior in response to seepage.

The findings highlight the importance of well-designed drainage systems and continuous monitoring to ensure the long-term safety and durability of earth dams.

Keywords: Earth dam, Seepage, Drainage, Stability, PLAXIS, Monitoring, Safety.



Sommaire



Sommaire

Remerciements	
Dédicace	
Résumé	i
Abstract	ii
ملخص	iii
Sommaire	iv
Liste des figures et des courbes	viii
Liste des tableaux	xiii
Liste des abréviations	xiv
Liste des notations	xvi
Introduction Générale	1
Chapitre 1: Classification et notions de sécurité des barrages en terre	
1.1. Introduction :	3
1.2. Eléments constructifs d'un barrage	4
1.3. Fonctions d'un barrage	5
1.3.1. L'étanchéité	5
1.3.2. La Stabilité	5
1.4. Classification des barrages	6
1.4.1. Classification réglementaire des barrages et des digues	6
1.4.2. Classification des barrages selon la résistance à la poussée hydraulique	6
1.4.3. Classification des barrages en fonction de la nature des matériaux de construction	8
1.4.4. Classification des barrages selon le mode d'exploitation	9
1.5. Classification des barrages en terre	10
1.5.1. Barrage en terre homogène	10
1.5.2. Barrage en terre hétérogène ou zoné	10
1.5.3. Barrage en terre mixte (à masque et à diaphragme)	11
1.6. Facteurs influençant la conception et la réalisation des barrages en Terre	12
1.6.1. La disponibilité des matériaux	12
1.6.2. Caractéristiques de la fondation	12
1.6.3. Action des vagues	14
1.6.4. Séismicité	14
1.7. Avantages et particularités des barrages en terre	14
1.7. 1. Avantages	15
1.7. 2. Particularités	15
1.8. Condition du choix du site d'un barrage	15
1.8.1. Etudes Topographiques	16
1.8.2. Etudes Hydrologiques	16
1.8.3. Etudes Géologiques et Géotechniques	17
1.8.4. Données sismologiques	18
1.8.5. Critères économiques	18
1.8.6. Impact de l'ouvrage sur l'environnement	19

1.9.	Notion de stabilité et de sécurité des barrages en terre	20
1.9.1.	Méthodes analytique d'analyse de la stabilité	20
1.9.2.	Cas de charges	20
1.9.3.	Coefficients de sécurité	21
1.9.4.	Pentes des talus	21
1.9.5.	Sécurité en cas de séisme	22
1.10.	Causes de rupture d'un barrage	22
1.10.1.	Des causes techniques	22
1.10.2.	Des causes naturelles	22
1.10.3.	Des causes humaines	23
1.11.	Statistiques des ruptures	24
1.12.1	Pathologie des barrages en terre	25
Chapitre 2 : Analyse et auscultation des risques d'infiltrations D'un barrage en terre		
2.1.	Introduction	33
2.2.	Détermination de la ligne de saturation par la méthode de Kozeny	33
2.2.2.	2.2.1. Cas d'un barrage homogène sans drain sur sol imperméable	34
2.2.3.	2.2.2. Cas d'un barrage homogène avec drain	35
2.2.4.	2.2.3. Cas d'un barrage à noyau sur fondation imperméable	35
2.2.4.	Cas d'un barrage fondé sur sol perméable	35
2.3.	Notion d'hydraulique du sol	36
2.3.1	Charge hydraulique	37
2.3.2.	Gradient hydraulique	38
2.3.3.	Loi de Darcy	39
2.3.4.	Forces d'écoulement	40
2.3.5.	Pression de l'eau dans le corps du barrage	40
2.3.6 .	Débit de fuite	41
2.4.	Description de l'infiltration	40
2.4. 1.	Description de l'infiltration a l'amont	40
2.4.2.	Description de l'infiltration dans la digue	41
2.4. 3.	Description de l'infiltration a l'aval	41
2.5.	Mécanismes de rupture rencontrés sur les barrages en remblai (causes et symptômes)	42
2.5.1.	Érosion externe initiée par une surverse	42
2.5.2.	Erosion interne	42
2.5.3.	Glissement de parement	43
2.5.4.	Modes de défaillance des organes hydromécaniques	45
2.6.	Désordres dus aux séismes	46
2.7.	Méthodes de détection des infiltrations dans les barrages :	48
2.7.1.	Pression interstitielle	46
2.7. 2 .	Mesures piézométriques	46
2.7.3.	Méthodes géophysiques	48
2.7. 4	Méthodes sismiques	49
2.8.	Dispositifs de protection contre les effets de l'eau	49
2.8.1.	Les filtres	50

2.8.2.	Les drains	52
2.9.	Utilisation des géotextiles comme filtre ou drain dans un barrage	61
2.9.1	Différences entre les filtres de géotextiles et les filtres granulaires	63
2.9.2.	Transitions intermédiaires :	64
2.9.3.	Drainage de la fondation	64
2.10.	Protection du talus amont : [a	64
2.10.1.	RipRap déversé	65
2.10.2.	Dalles en béton	65
2.10.3.	Revêtement en gabions	66
2.10.4.	Pavés autobloquants	67
2.11.	Conclusion	68
Chapitre 3 : Présentation du barrage d'étude Barrage HAMMAM DEBAGH		
3.1.	Généralité	65
3.2.	Affectation des eaux du barrage Hammam Debagh	71
3.2.1.	Alimentation en eau potable:	71
3.2.2.	Alimentation en eau d'irrigation	71
3.3.	Historique du barrage HAMMAM DEBAGH	72
3.3.1.	L'études	72
3.3.2.	Les travaux de génie civil	72
3.3.3.	L'équipement hydro –mécanique et électrique	73
3.4.	Situation géographique (localisation)	73
3.4.1.	Principales caractéristiques du barrage de hammam debagh	75
3.4.2.	Principales quantité de réalisation	79
3.4.3.	L'aménagement	79
3.4.4.	Les matériaux de construction	82
3.5.	Etude d'avant projet	83
3.5.1.	Apport des reconnaissances complémentaires	84
3.5.2.	Eléments acquis pendant les travaux	86
3.5. 3.	Aperçu d'ensemble	86
3. 5.4.	Litho stratigraphie	87
3.5.5.	Dépôts de grés psammitiques rouges et verts	87
3.6.	Etude préliminaire du barrage de hammam debagh	87
3. 6.1.	Etude topographique	88
3.6.2.	Etude géologique	89
3.6.3.	L'étude géotechnique	89
3.6.4.	L'étude hydrologique	89
3.7.	Contrôle et essais des ouvrages hydrauliques	94
3.8.	Auscultation	95
3.8.1 .	Mesure des fuites	96
3.8.2 .	Mesure du niveau d'eau dans le corps de digue (piézomètre)	96
3.8.3.	Mesure de déplacements et déformations :	96
3.8.3.	Auscultation sismiques	96
3.9.	Fréquence de mesure	96

3.10.	Conclusion	97
Chapitre 4 : Présentation du logiciel PLAXIS		
4.1.	Présentation du code éléments finis PLAXIS	99
4.2.	Fonction et domaine d'application	99
4.3.	Les modèles des matériaux	100
4.2.1.	Modèle élastique linéaire	100
4.3.2	Modèle de Mohr-Coulomb	100
4.3.3	Type de comportement des matériaux	107
4.4.	Etape de modélisation	107
4.1.1.	Input	108
4.5.2.	Calculs	108
Chapitre 05 Vérification de la stabilité et analyse des données d'auscultation des infiltrations du barrage étudié		
5.1.	Introduction :	99
5.2.	Propriétés mécaniques et hydrauliques du barrage :	112
5.2.1.	Géométrie de l'ouvrage	112
5.2.2.	Caractéristiques des matériaux du barrage	112
5.3 .	Partie Input (Les entrées)	114
5.4.	Partie Calculs :	113
5.4.1.	Phase 01 (en fin de construction)	114
5.4.2.	Phase 02(En exploitation Retenue pleine) :	114
5.4.3.	Phase 03 (Lors d'une vidange rapide)	115
5.5.	Partie Résultats de la modélisation	115
5.5.1.	Phase 01 (en fin de construction	118
5.5.2.	Phase 02 (retenue pleine) :	118
5.5.3.	Phase 03 (Lors d'une vidange rapide) :	121
5.6.	Analyse des mesures piézométriques du barrage étudié	125
5.6.1.	Variations de niveau d'eau dans les piézomètres	125
5.6.2.	Les coordonnées des Piézomètres	127
5.6.3.	Positions des piézomètre :	127
5.7.	Conclusion :	141
	Conclusion générale	156
	Annexe 1 :	159
	Annexe 2 :	160
	Annexe 3 :	169
	Références bibliographique	179

Liste des figures

N°	Titre	Page
Chapitre 1		
Figure 1.1	Coupe schématique de la structure du barrage Saad El Karafa sur le wadi Garawi	(03)
Figure 1.2	Coupe schématique d'un barrage en remblai.]	(05)
Figure 1.3	Classification des barrages selon la résistance à la poussée	(07)
Figure 1.4	Types des barrages en béton.	(08)
Figure 1.5	Types des barrages en remblai .	(10)
Figure 1.6	Barrage en terre homogène avec drain	(10)
Figure 1.7	Barrage en terre hétérogène	(11)
Figure 1.8	Barrage zoné .	(11)
Figure 1.9	Barrages en terre mixte : (a1) : à masque - (a2) : à diaphragme	(12)
Figure 1.10	type de fondation des barrages en remblai sur matériaux meubles (a) noyau ; (b, c, d) d'appui de qualité différente .	(13)
Figure 1.11	type de fondation des barrages en remblai sur rocher (a) noyau ; (b, c, d) corps d'appui de qualité différente .	(13)
Figure 1.12	Fondation des barrages en remblai sur sol meuble et perméable	(15)
Figure 1.13	Critères du choix du type de barrage .	(16)
Figure 1.14	Géométrie simplifiée d'un site de barrage .	(17)
Figure 1.15	Le bassin versant.	(17)
Figure 1.16	le glissement circulaire sur un talus	(25)
Figure 1.17	le mécanisme de glissement coté aval en situation de crue	(26)
Figure 1.18	Mécanisme de glissement coté fleuve lors de la décrue	(27)
Figure 1.19	Scénario de vidange accidentelle suite à un glissement étendu du talus aval.	(28)
Figure 1.20	réduction de la largeur consecutive à un glissement aval	(28)
Figure 1.21	glissements successifs par perte de butée de pied.	(29)
Figure 1.22	cercle de glissement dans le cas d'une fondation de faible	(29)
Figure 1.23	Phénomène de Renard - (a) : dans le corps de l'ouvrage ; (b) dans la fondation .	(32)
Chapitre 2		
Figure 2.1	Ligne de saturation en cas d'un barrage homogène sans drain reposant sur une fondation imperméable .	(34)

Figure 2.2	Ligne de saturation d'un barrage à drain horizontale .	(35)
Figure 2.3	Ligne de saturation d'un barrage à noyau .	(35)
Figure 2.4	Bilan des forces exercées sur un volume élémentaire de sol	(37)
Figure 2.5	Réseau d'écoulement	(38)
Figure 2.6	Détermination de la pression interstitielle	(39)
Figure 2.7	Tracé du réseau d'écoulement dans le cas de barrage homogène	(39)
Figure 2.8	Une maille du réseau d'écoulement	(40)
Figure 2.9	Ravine .	(42)
Figure 2.10	Schémas des différents mécanismes d'érosion interne .	(43)
Figure 2.11	Fontis.	(44)
Figure 2.12	Fuite.	(44)
Figure 2.13	Glissement de parement amont .	(45)
Figure 2.14	Schéma approximatif de la sonde utilisée	(47)
Figure 2.15	Granulométrie d'un filter.	(52)
Figure 2.16	Drain tapis interne.	(53)
Figure 2.17	Drain tapis filtrant.	(54)
Figure 2.18	Tapis drainant aval-rabattement de la ligne de saturation.	(54)
Figure 2.19	Drain vertical.	(55)
Figure 2.20	Dispositif drainant d'un remblai argileux homogène.	(55)
Figure 2.21	Drain vertical.	(55)
Figure 2.22	Drain vertical recreusé dans le remblai et remplissage par du sable Drainant et auto filtrant	(56)
Figure 2.23	Dispositifs des filtres et du drain verticaux	(56)
Figure 2.24	Différents types d'exutoire du drain cheminée.	(57)
Figure 2.25	Prisme de drainage	(58)
Figure 2.26	Drainage de surface	(59)
Figure 2.27	Prisme de drainage avec drainage de surface	(60)
Figure 2.28	Prisme de drainage avec drain tapis interne sur fondations Imperméables	(60)
Figure 2.29	Drainage à bande	(61)
Figure 2.30	Puits filtrants	(62)
Figure 2.31	Drain granulaire incliné en Tourné par un géotextile	(62)
Figure 2.32	Drainage vertical assuré par un géotextile composite	(63)
Figure 2.33	Exemple de talus amont protégé par riprap (Photo INRAE).	(65)
Figure 2.34	Vue du talus amont pendant la vidange Dégradations du talus amont	(66)

Figure 2.35	Barrages de Carces (83) Vue de la protection du talus amont par dalles	(66)
Figure 2.36	Talus amont avec protection par matelas Reno (Photo INRAE - G2DR)	(67)
Figure 2.37	Talus amont avec protection par pavés autobloquants (Photo INRAE - G2DR)	(67)
Chapitre 3		
Figure 3.1	Situation géographique du barrage Hammam Debagh	(69)
Figure 3.2	Localisation du site d'étude .	(70)
Figure 3.3	Localisation et délimitation du bassin versant de l'oued Bouhamdane .	(70)
Figure 3.4	Schéma d'aménagement et organisation du périmètre Guelma-	(71)
Figure 3.5	Vue par satellite de la situation du barrage hammam debagh	(74)
Figure 3.6	Vue par satellite de la situation du barrage hammam debagh	(74)
Figure 3.7	Coupe en travers du barrage Hammam Debagh .	(76)
Figure 3.8	vue de l'évacuateur n°01	(77)
Figure 3.9	vue de l'évacuateur n°02	(77)
Figure 3.10	barrage Hammam Debagh : évacuateur de crues	(77)
Figure 3.11	vidange de fond .	(78)
Figure 3.12	vue de prise d'eau	(78)
Figure 3.13	Dispositions générales des ouvrages annexes du barrage.	(80)
Figure 3.14	Vue aval barrage hammam debagh.	(81)
Figure 3.15	Vue générale d'amont du barrage hammam debagh .	(81)
Figure 3.16	barrage hammam debagh .	(82)
Chapitre 4		
Figure 4.1	Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb	(100)
Figure 4.2	Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$	(100)
Figure 4.3	Surface de rupture dans l'espace des contraintes principales	(101)
Figure 4.4	Organigramme de la structure du PLAXIS	(102)
Figure 4.5	créer et ouvrir un projet	(103)
Figure 4.6	fenêtre des paramètres généraux	(103)
Figure 4.7	modèle géométrique	(104)
Figure 4.8	condition aux limites	(104)
Figure 4.9	Propriétés des matériaux	(105)
Figure 4.10	fenêtre des paramètres d'interface	(106)
Figure 4.11	génération de maillage	(107)



Figure 4.12	Fenêtre de definition des phases de calcul	(108)
Figure 4.13	Fenêtre de génération des courbes	(109)
Figure 4.14	Evolution du déplacement du point A en fonction du paramètre $\square Mstage$	(109)
Chapitre 5		
Figure 5.1	Géométrie du barrage	(111)
Figure 5.2	Géométrie et conditions aux limites du barrage	(112)
Figure 5.3	génération de maillage	(113)
Figure 5.4	étapes de calcul.	(113)
Figure 5.5	barrage en fin de construction	(114)
Figure 5.6	barrage en exploitation retenue pleine	(114)
Figure 5.7	Lors d'une vidange rapide	(114)
Figure 5.8	génération de maillage	(115)
Figure 5.9	contraintes effectives maximales = - 1,16.103 KN/m ²	(115)
Figure 5.10	pressions interstitielles maximales = 927.60 KN/m ²	(115)
Figure 5.11	déplacements total sous l'effet de la charge hydrostatiques maximales = 29.41 cm	(116)
Figure 5.12	déplacements horizontaux sous l'effet de la charge Hydrostatiques maximales = -28.50cm	(116)
Figure 5.13	déplacements verticaux sous l'effet de la charge hydrostatiques maximales = - 7.85 cm	(116)
Figure 5.14	facteur de sécurité	(117)
Figure 5.15	courbe de facteur de sécurité	(117)
Figure 5.16	génération de maillage	(118)
Figure 5.17	contraintes effectives sous l'effet de la charge Hydrostatique maximales = - 669.57KN/m ²	(118)
Figure 5.18	pressions interstitielles sous l'effet de la charge Hydrostatique maximales = - 905.00 KN/m ²	(119)
Figure 5.19	déplacements total sous l'effet de la charge hydrostatiques maximales = 8.45cm	(119)
Figure 5.20	déplacements horizontaux sous l'effet de la charge hydrostatiques maximales = 7.75 cm	(119)
Figure 5.21	déplacements verticaux sous l'effet de la charge Hydrostatiques maximales = - 7.85 cm	(120)
Figure 5.22	facteur de sécurité $f_s = 1,73$	(120)
Figure 5.23	courbe de facteur de sécurité	(121)
Figure 5.24	génération de maillage	(121)

Figure 5.25	contraintes effectives maximales = -968.50 KN/m ²	(121)
Figure 5.26	pressions interstitielles maximales = 614.56 KN/m ²	(122)
Figure 5.27	déplacements totale maximales = 53.17 cm	(122)
Figure 5.28	déplacements horizontaux maximales = - 51.35 cm	(122)
Figure 5.29	déplacements verticaux maximales = -16.57cm	(123)
Figure 5.30	facteur de sécurité $f_s = 2,21$	(123)
Figure 5.31	courbe de facteur de sécurité	(124)
Figure 5.32	Schéma de la disposition des piézomètres dans les deux rive (gauche et droite)	(128)

Liste des photo

N°	Titre	Page
Chapitre 02		
photo 2.1	Photo de la sonde utilisée	(47)
photo 2.2	Photo du piézomètre	(48)

Liste des tableaux

N°	Titre	Page
Tableau 1.1	Classes des barrages	(06)
Tableau 1.2	Classes des Dignes	(06)
Tableau 1.3	récapitulatif des déferents cas de charges des barrages en remblai	(21)
Tableau 1.4	Coefficient de sécurité	(21)
Tableau 1.5	valeur indicatives de pentes de talus des digues	(21)
Tableau 1.6	les causes de rupture et les Conséquences	(23)
Tableau 1.7	Origine et causes des désordres sur les barrages en terre	(24)
Tableau 2.1	ordre de grandeur du coefficient de perméabilité.	(37)
Tableau 2.2	Dimension de la protection amont en enrochements	(65)
Tableau 3.1	caractéristiques mécaniques des matériaux de la digue et de fondation	(89)
Tableau 3.2	altitudes et surfaces du bassin versant	(91)
Tableau 3.3	précipitation mensuelle	(92)
Tableau 3.4	Evaporation mensuelle	(93)
Tableau 3.5	la distribution mensuelle des apports liquides	(93)
Tableau 3.6	modulation mensuelle des besoins	(93)
Tableau 3.7	Distribution mensuelle des pertes par évaporation	(93)
Tableau 5.1	Caractéristiques géotechniques choisies pour la modélisation	(112)
Tableau 5.2	Récapitulations des résultats de la simulation	(125)
Tableau 5.3	Mesure de la nappe piézomètre lecture directe en rive droite	(126)
Tableau 5.4	Mesure de la nappe piézomètre lecture directe en rive gauche	(126)
Tableau 5.5	Les coordonnées des piézomètres du barrage	(127)

Liste des courbes

N°	Titre	Page
Courbe 3.1	courbe Hypsométrique du B.V de Bouhemdane	(91)
Courbe 5.1	Variation de la côte piézométrique en fonction de la cote de retenue du barrage année 2017 rive gauche	(129)
Courbe 5.2	Variation de la côte piézométrique en fonction de la cote de retenue du barrage année 2017 rive droite	(135)
Courbe 5.3	Variation de la côte piézométrique en fonction de la cote de retenue du barrage année 2018 rive gauche	(130)
Courbe 5.4	Variation de la côte piézométrique en fonction de la cote de retenue du barrage année 2018 rive droite	(131)
Courbe 5.5	Variation de la côte piézométrique en fonction de la cote de retenue du barrage année 2019 rive gauche	(132)
Courbe 5.6	Variation de la côte piézométrique en fonction de la cote de retenue du barrage année 2019 rive droite	(132)
Courbe 5.7	Variation de la côte piézométrique en fonction de la cote de retenue du barrage année 2020 rive gauche	(133)
Courbe 5.8	Variation de la côte piézométrique en fonction de la cote de retenue du barrage année 2020 rive droite	(134)
Courbe 5.9	Variation de la côte piézométrique en fonction de la cote de retenue du barrage année 2021 rive gauche	(135)
Courbe 5.10	Variation de la côte piézométrique en fonction de la cote de retenue du barrage année 2021 rive droite	(135)
Courbe 5.11	Variation de la côte piézométrique en fonction de la cote de retenue du barrage année 2022 rive gauche	(136)
Courbe 5.12	Variation de la côte piézométrique en fonction de la cote de retenue du barrage année 2022 rive droite	(137)
Courbe 5.13	Variation de la côte piézométrique en fonction de la cote de retenue du barrage année 2023 rive gauche	(138)
Courbe 5.14	Variation de la côte piézométrique en fonction de la cote de retenue du barrage année 2023 rive droite	(138)
Courbe 5.15	Variation de la côte piézométrique en fonction de la cote de retenue du barrage année 2024 rive gauche	(139)
Courbe 5.16	Variation de la côte piézométrique en fonction de la cote de retenue du barrage année 2024 rive droite	(140)

Liste des abréviations

Abréviation	:	Signification
a	:	Accélération horizontale produite par le séisme
B	:	Largeur à la base du barrage (Emprise de la digue) en (m)
bcr	:	La largeur de la crête
b	:	Largeur de la tranche
CE	:	Code de l'Environnement
C	:	Coefficient de classe
c	:	Coefficient de LANE
c'	:	Coefficient de la couche de protection
D15	:	Diamètres correspondant à 15 % de pourcentage de tamisat cumulé
D₅₀	:	Diamètres correspondant à 50% de pourcentage de tamisat cumulé
D85	:	Diamètres correspondant à 85% de pourcentage de tamisat cumulé
E_f	:	L'efficacité du drain
E	:	Empattement du massif imperméable
e	:	Epaisseur de la couche de protection en (m).
f	:	Longueur rectiligne maximum du plan d'eau mesurée à partir du barrage en km ; on l'appelle « fetch »
F_s	:	Poussée des sédiments
g	:	Accélération de la pesanteur ($= 9.81 \text{ m/s}^2$)
h	:	Hauteur d'eau à l'amont du barrage (m)
H_B	:	Hauteur du remblai en (m)
H_e	:	La hauteur d'eau
H_i	:	Composantes horizontale des forces inter tranches
H_L	:	Surélévation de Laminage de crue (m)
hm	:	Hauteur maximale du barrage (m)
H_{M2}	:	La charge totale de l'eau du point M ₂ par rapport à un plan arbitraire fixé.
H_n	:	Hauteur du noyau
H_R	:	hauteur de la Revanche (m)
hRN	:	Hauteur de retenue normale (m)
h_t	:	Hauteur tirant d'eau en (m).
h_v	:	Hauteur des vagues (m)
i_{cr}	:	le gradient hydraulique critique
K	:	Coefficient de perméabilité

Kg/m³	:	Kilogramme par mètre cube
kN/m³	:	Kilo newton par mètre cube
L_B	:	Largeur de la base du remblai
L_H	:	Longueurs des cheminements des courants d'infiltrations horizontaux
L_{bn}	:	Largeur de la base du noyau
ℓ_{cn}	:	Largeur de la crête du noyau
L_d	:	Longueur déversante en (m),
L_m	:	Longueur moyennes des lignes de courant
L_v	:	Longueurs des cheminements des courants d'infiltrations verticaux
dl	:	Longueur du plan de glissement de la tranche
FS	:	Facteurs de Sécurité
m³	:	Mètre cube
m'	:	Pente du talus
m	:	Coefficient de la forme de l'orifice
NCR	:	Niveau de la CR ête (m).
NF	:	Niveau du F ond du lit de l'oued (m)
Nc	:	Nombre de tubes de courant (de canaux)
Nh	:	Nombre d'intervalles entre les lignes équipotentiels
Nmin	:	Niveau minimal d'exploitation (m)
NNR	:	Niveau Normal de la R etenue (m)
NPHE	:	Niveau des Plus H autes E aux (m)
Ni	:	La composante normale
N'i	:	Effort normal effectif
NS	:	Niveau des dépôts Solide (m)
Q	:	Le débit total en (m ³ /s),
q	:	Le débit unitaire en (m ³ /s/ml)
P	:	P rofondeur de la fondation perméable
PN	:	Proctor Normal
S	:	section de l'orifice en (m ²)
R	:	rayon du cercle de rupture de centre O
R_v	:	hauteur de montée de la vague (Revanche) en m
R_s	:	hauteur de montée de la vague en tenant compte du séisme (m)
Ri	:	La réaction du milieu sur l'arc de la tranche
Ti	:	La composante tangentielle.
Wi	:	Le poids propre de la tranche
Ui	:	La composante interstitielle due à l'eau.

U_{M2}	:	La pression piézométrique au point M_2 .
V	:	Volume (ou capacité) totale de retenue (m^3)
V_e	:	Volume d'eau de la retenue en (m^3) ;
V_i	:	Composantes verticale des forces inter tranches
VL	:	Volume de Laminage (m^3)
VS	:	Volume de la tranche morte (Sédiment) (m^3)
V_t	:	Volume de terre de la digue (m^3)
VU	:	Volume Utile de la retenue (m^3)
V'_v	:	Vitesse du vent (Km/h).
Vv	:	Vitesse de propagation de la vague en (m /s)
Z_{M2}	:	La côte du point M_2 par rapport à un plan arbitraire fixé.

Liste des Notations

Lettres grecques :

α	:	Angle que fait la base de la tranche avec l'horizontale
σ	:	Contrainte normale
δm	:	Largeur moyenne du noyau
ϕ	:	Angle de frottement interne du sol
C	:	Cohésion du sol en (t/m ²)
μ	:	Coefficient de débit de seuil
u	:	Pression interstitielle
φ	:	Angle de frottement interne
γ_{sat}	:	Poids volumique du terrain saturé
γ_w	:	Poids volumique de l'eau
γ'	:	Poids volumique déjaugé du terrain
γ	:	Poids volumique du rip rap
λ	:	Pente du talus aval
λ_1	:	Pente du talus amont
η	:	Rendement de la digue

Introduction générale

Les barrages en terre constituent une composante fondamentale des infrastructures hydrauliques, en raison de leur rôle stratégique dans la gestion durable des ressources en eau : irrigation, alimentation en eau potable, production d'énergie hydroélectrique et régulation des crues. Leur conception, bien que fondée sur des principes géotechniques éprouvés, demeure particulièrement sensible aux phénomènes d'infiltration. En effet, du fait de la nature même des matériaux utilisés, ces ouvrages restent perméables, et une partie de l'eau stockée dans la retenue tend naturellement à s'infiltrer à travers le corps du barrage et ses fondations.

La maîtrise de ces écoulements internes est cruciale, car une infiltration mal contrôlée peut avoir des conséquences graves sur la stabilité de l'ouvrage. Elle peut générer une élévation des pressions interstitielles, une diminution de la contrainte effective et de la résistance au cisaillement, et conduire à des ruptures par glissement. Plus insidieusement encore, elle peut entraîner une érosion interne progressive — communément appelée phénomène de renard — susceptible de compromettre la sécurité structurelle du barrage si elle n'est pas détectée et arrêtée à temps. Les conséquences potentielles d'une telle défaillance sont lourdes, tant sur les plans humain et économique qu'environnemental.

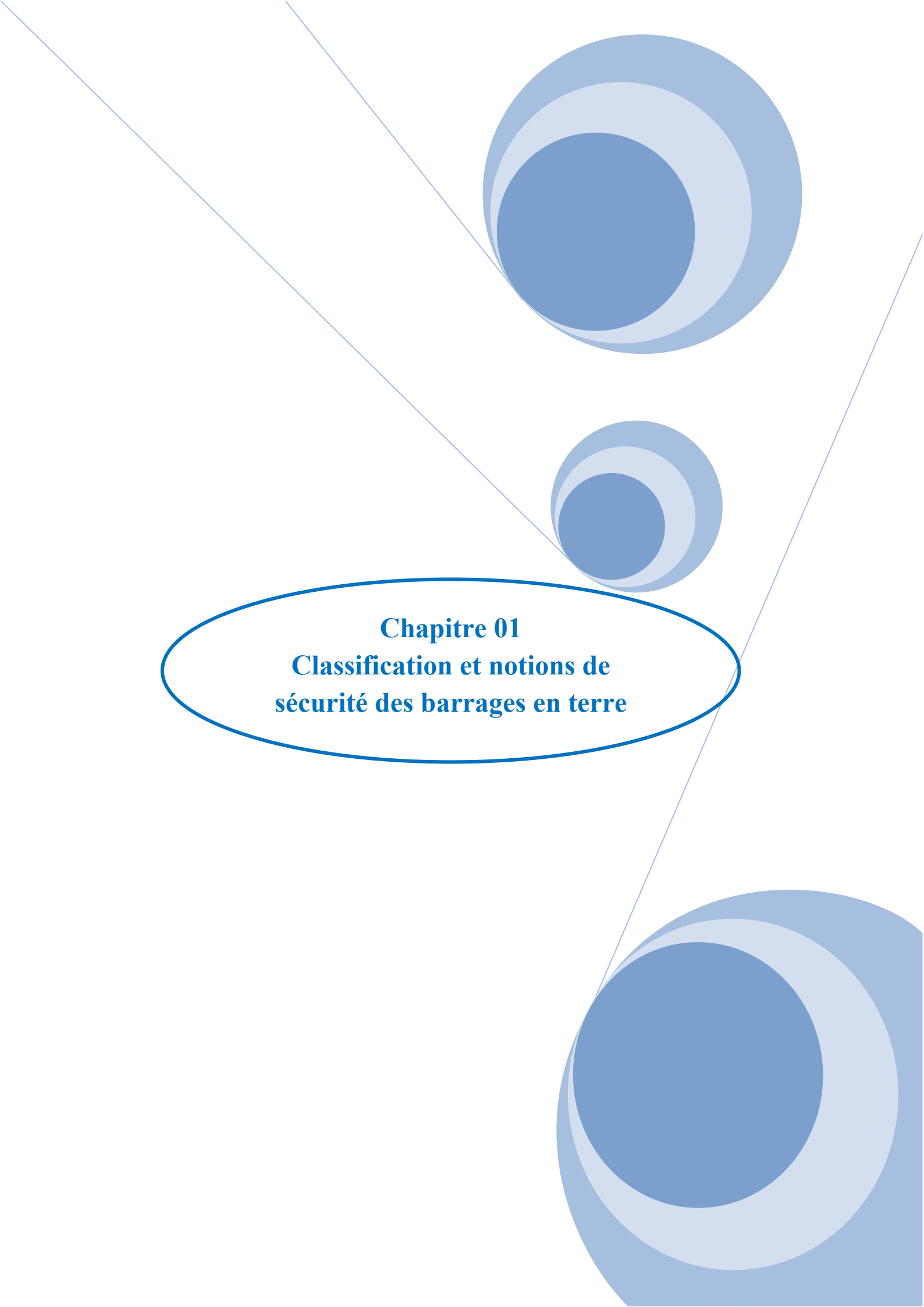
Dans ce contexte, la conception de dispositifs de drainage internes efficaces et la mise en œuvre d'un système rigoureux d'auscultation des infiltrations, notamment par piézométrie, s'imposent comme des éléments incontournables pour garantir la sécurité des barrages en terre. Ces dispositifs permettent non seulement de limiter les surpressions et de canaliser les fuites dans des zones maîtrisées, mais aussi de détecter toute anomalie dans le régime d'écoulement. L'analyse de ces données d'auscultation constitue un outil essentiel pour la surveillance continue du comportement de l'ouvrage et pour la prévention des risques.

L'analyse des risques d'infiltration ne se limite donc pas à la compréhension théorique des mécanismes de percolation ; elle nécessite également l'évaluation de la stabilité de l'ouvrage dans diverses conditions de sollicitation hydrique, ainsi que l'exploitation rigoureuse des données collectées en service. C'est dans ce cadre que s'inscrit le présent mémoire, qui porte sur l'étude de la sécurité du barrage en terre de Hammam Debagh, situé dans la wilaya de Guelma (Algérie). L'objectif principal est d'analyser les risques d'infiltration à travers une approche globale, allant de la conception des dispositifs de drainage jusqu'à l'interprétation des mesures piézométriques relevées sur le site.

Ce travail est structuré en cinq chapitres complémentaires :

- Le **premier chapitre** présente les différentes classifications des barrages en terre et les notions fondamentales liées à leur sécurité.
- Le **deuxième chapitre** aborde les méthodes d'analyse et d'auscultation des infiltrations, en mettant l'accent sur les techniques de surveillance adaptées à ce type d'ouvrage.
- Le **troisième chapitre** est consacré à une présentation détaillée du barrage étudié, incluant ses caractéristiques géométriques, géologiques, hydrologiques et les données disponibles.
- Le **quatrième chapitre** introduit le logiciel **PLAXIS**, un outil de modélisation par éléments finis largement utilisé en géotechnique pour simuler les écoulements et les conditions de stabilité.
- Le **cinquième chapitre** analyse la stabilité du barrage à différents stades de sa vie (fin de construction, conditions normales d'exploitation, vidange rapide) et exploite les mesures piézométriques pour affiner l'interprétation des risques d'infiltration.

À travers cette démarche, ce mémoire vise à fournir une évaluation complète et rigoureuse de la sécurité du barrage de Hammam Debagh face aux infiltrations, en s'appuyant sur une combinaison d'approches théoriques, numériques et instrumentales, dans l'objectif de contribuer à une meilleure gestion et pérennité des ouvrages hydrauliques en terre.

The background features a decorative graphic consisting of three concentric blue circles of varying sizes, positioned in the top right and bottom right corners. A thin blue line runs diagonally from the top left towards the center, passing behind the circles. Another thin blue line runs diagonally from the top right towards the center, also passing behind the circles. These elements create a modern, abstract design.

Chapitre 01

Classification et notions de sécurité des barrages en terre

Chapitre 01

Classification et notions de sécurité des barrages en terre

1.1. Introduction :

Les barrages sont par définition des ouvrages hydrauliques construits en travers d'un cours d'eau et destinés à réguler le débit du cours d'eau et à en stocker pour différents usages. La plupart des références historiques cite le barrage de Saad El Kafara Figure (1.1) construit en Egypte en 2600 av.JC, comme étant le premier "vrai barrage" de 14m de hauteur, 113m de longueur et créant une retenue d'environ 500000m³. Sa structure était constituée d'une partie centrale en tout venant imperméable avec deux épaulements en enrochement. Il fût détruit au cours de sa construction par submersion à cause de l'absence d'un évacuateur de crue. [1] , [2]

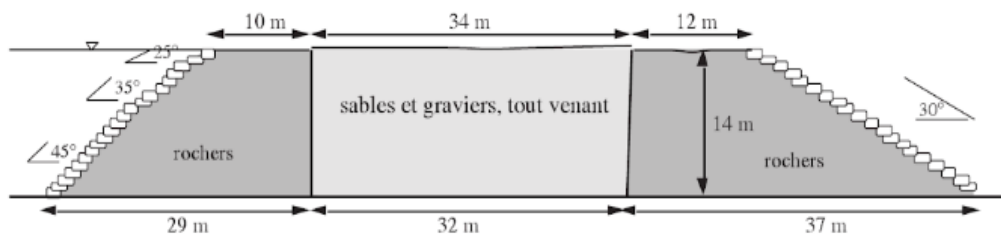


Figure1.1 : Coupe schématique de la structure du barrage Saad El Karafa sur le wadi Garawi [1]

D'autres barrages grecques, romains, du moyen orient ou de l'extrême orient ont été construits depuis des millénaires, mais l'essor de construction des grands barrages n'a réellement commencé qu'avec le développement démographique et l'industrialisation à la fin du XIXème siècle. Aujourd'hui on estime à plus de 50000 le nombre des grands barrages en service dont près de 50% se trouvent en chine.

En Algérie, la construction de barrages a débuté au cours du 19ème siècle. À l'issue de l'époque coloniale, l'Algérie comptait seulement 15 barrages répartis sur l'ensemble du territoire.

Aujourd'hui après des investissements considérables dans le secteur de l'hydraulique, 79 barrages sont exploités et répartis entre les différentes régions du pays:

- 14 en région Ouest ;
- 17 en région Chélif ;
- 18 en région Centre ;
- 30 en région Est .

Sachant que plus un projet du barrage est ambitieux, plus ses conséquences sont lourdes : ennoyant des vallées entières, la construction d'un barrage peut provoquer à la fois des bouleversements humains en forçant des populations entières à se déplacer, et avoir un impact écologique non négligeable en changeant fondamentalement l'écosystème local.

1.2. Eléments constructifs d'un barrage:[2],[3],[4]

Un barrage est généralement composé par :

- la digue
- L'évacuateur de crues
- la prise d'eau
- la vidange du fond

La figure (1.2) donne une coupe schématique d'un barrage en remblai et mentionne les principaux termes utilisés pour caractériser les composantes de ce type de barrage. On notera surtout :

- **Crête:** Elle facilite la circulation sur le barrage une fois terminée. Le niveau de la crête définit la hauteur maximale qu'atteint le barrage.
- **Berme(Risberme) :** Elle permet la réalisation et la réparation des revêtements de talus, contribue à la stabilité des digues, réduit la vitesse des eaux de ruissellement sur les surfaces des talus avals.
- **Ecran d'injection:** C'est généralement un coulis de ciment ou de résine injecté dans la base du barrage pour diminuer les fuites à travers le sol de fondation en colmatant les pores et les fissures.
- **Drains:** Ce sont des organes de barrage réalisés en matériaux pulvérulent et drainants. Ils servent à contrôler et à orienter les infiltrations dans le corps du barrage. Ils peuvent être horizontaux, verticaux ou de pied
- **Filtres :** Ce sont des dispositifs incorporés avec les drains. Ils sont réalisés en matériaux drainant et permettent d'éviter le colmatage des drains et l'érosion interne du massif.
- **Noyau:** C'est un organe réalisé souvent en matériau fin imperméable, il permet l'étanchéité des barrages zonés.
- **Recharge:** Elle est réalisée en matériau grossier et placée de part et d'autre du noyau. elle est indispensable pour la fonction de stabilité du barrage.
- **Parement de protection :** C'est une couche mince placée sur les parements pour lutter contre l'action des vagues et de la pluie.
- **Revanche :** La revanche R est la différence de côte entre les Plus Hautes Eaux (PHE) correspondant à la crue de projet et la crête pour éviter la submersion du remblai par les vagues.
- **Tapis étanche:** Quand le fond du réservoir n'est pas très étanche, il est recommandé de le tapisser par un matériau imperméable permettant la diminution des fuites.

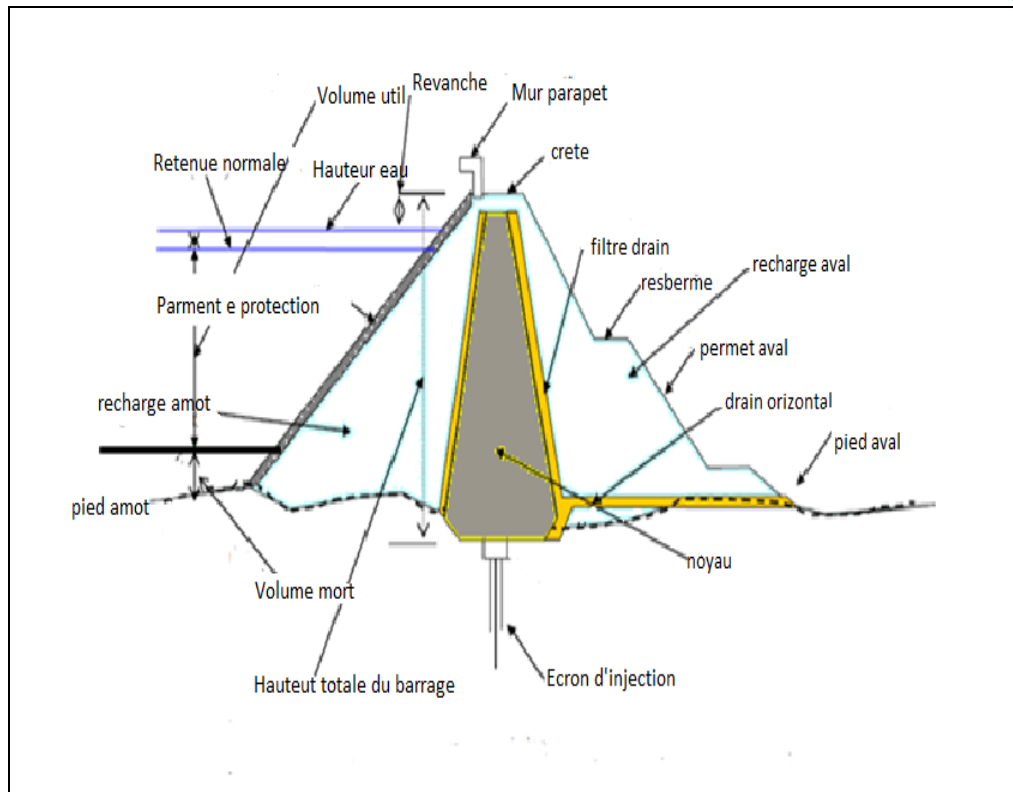


Figure 1.2: Coupe schématique d'un barrage en remblai. [4]

1.3. Fonctions d'un barrage:[1],[4]

1.3.1. L'étanchéité :

L'étanchéité des barrages de retenues est évidemment l'objectif prépondérant, on doit distinguer :

- **L'étanchéité propre du barrage :** qui est liée à sa constitution,
- **L'étanchéité du bassin de retenue :** qui dépend de la géologie du site (nature des terrains), elle est établie lors du choix du site et peut éventuellement être traitée sur des zones de faible étendue
- **L'étanchéité de la liaison barrage - sol de fondation :** la zone de pied de barrage est celle des plus fortes pressions et le terrain peut être en partie remanié lors de la construction de l'ouvrage, cette zone doit être contrôlée et traitée soigneusement.

1.3.2. La Stabilité:

Les barrages sont soumis aux efforts liés à l'action de l'eau :

- La pression hydrostatique sur les parois en contact avec la retenue ;
- La pression dynamique exercée par les courants d'eau ;
- La pression interstitielle des eaux d'infiltration dans le sol de fondation (sous pression) qui non seulement réduisent les actions de contact du sol sur son support mais réduisent aussi la résistance de ces terrains.

On doit prendre en compte le poids propre du barrage et les actions de liaison du sol de fondation et on doit vérifier :

- La stabilité d'ensemble de l'aménagement (barrage et massif de fondation) qui dépend des qualités du massif de fondation ;
- La stabilité propre du barrage sous l'ensemble des actions extérieures ;
- La stabilité interne du barrage sous les sollicitations.

1.4. Classification des barrages:

Les barrages peuvent être classés en différentes catégories selon les 3 classifications suivantes :

1.4.1. Classification réglementaire des barrages et des digues:[1],[3],[4]

Les barrages et les digues sont classés selon les Articles R214-112 à R214-136 du code de l'environnement (CE) fonction des caractéristiques géométriques du barrage comme suit :

Tableau 1.1 : Classes des barrages

Classe de l'ouvrage	Caractéristiques géométriques
A	$H \geq 20$ m et $C \geq 1500$ (classe la plus importante)
B	Ouvrage non classé en A et pour lequel : $H \geq 10$ m et $C \geq 200$.
C	Ouvrage non classé en A ou en B et pour lequel : $H \geq 5$ m et $C \geq 20$.
D	Ouvrage non classé en A, B ou C et pour lequel : $H \geq 2$ m et $V \geq 50\,000$ m ³ et présence d'au moins une habitation située à moins de 400 m à l'aval.

H : plus grande hauteur de l'ouvrage mesurée verticalement en mètres du côté de la zone exposée entre le sommet et le terrain naturel.

V : volume de la retenue à sa cote normale en millions de m³.

C : coefficient de classe $C = H^2 * V^{0.5}$

Tableau 1.2 : Classes des Digues

Classe de la digue	Caractéristiques de l'ouvrage et population protégées
A	Ouvrage pour lequel $H \geq 1$ m et $P \geq 50\,000$
B	Ouvrage non classé en A et pour lequel : $H \geq 1$ et $1000 \leq P \leq 50\,000$.
C	Ouvrage non classé en A ou B et pour lequel : $H \geq 1$ et $10 \leq P \leq 1000$
D	Ouvrage pour lequel soit $H < 1$; soit $P < 10$

En prenant comme critère la taille du barrage (hauteur sur fondation et capacité de la retenue), on distingue trois types de barrages :

- 1) grands barrages : $H > 15$ m.
- 2) barrages collinaires : $H < 15$ m et $100\,000 < V < 1\text{Mm}^3$
- 3) lacs collinaires : $5\text{m} < H < 8\text{m}$

1.4.2. Classification des barrages selon la résistance à la poussée hydraulique:[1],[2],[4]

Les barrages se réduisent à trois grandes familles selon leur façon de résister à la poussée hydraulique ; La résistance à cette poussée est obtenue par :

- Le poids de l'ouvrage (effet de gravité) : **barrage poids** ;
- Un système de contre forts : **barrages poids à contreforts**.
- Effet d'arc crée par une voûte qui s'arc-boute aux rives : **barrage voûte**

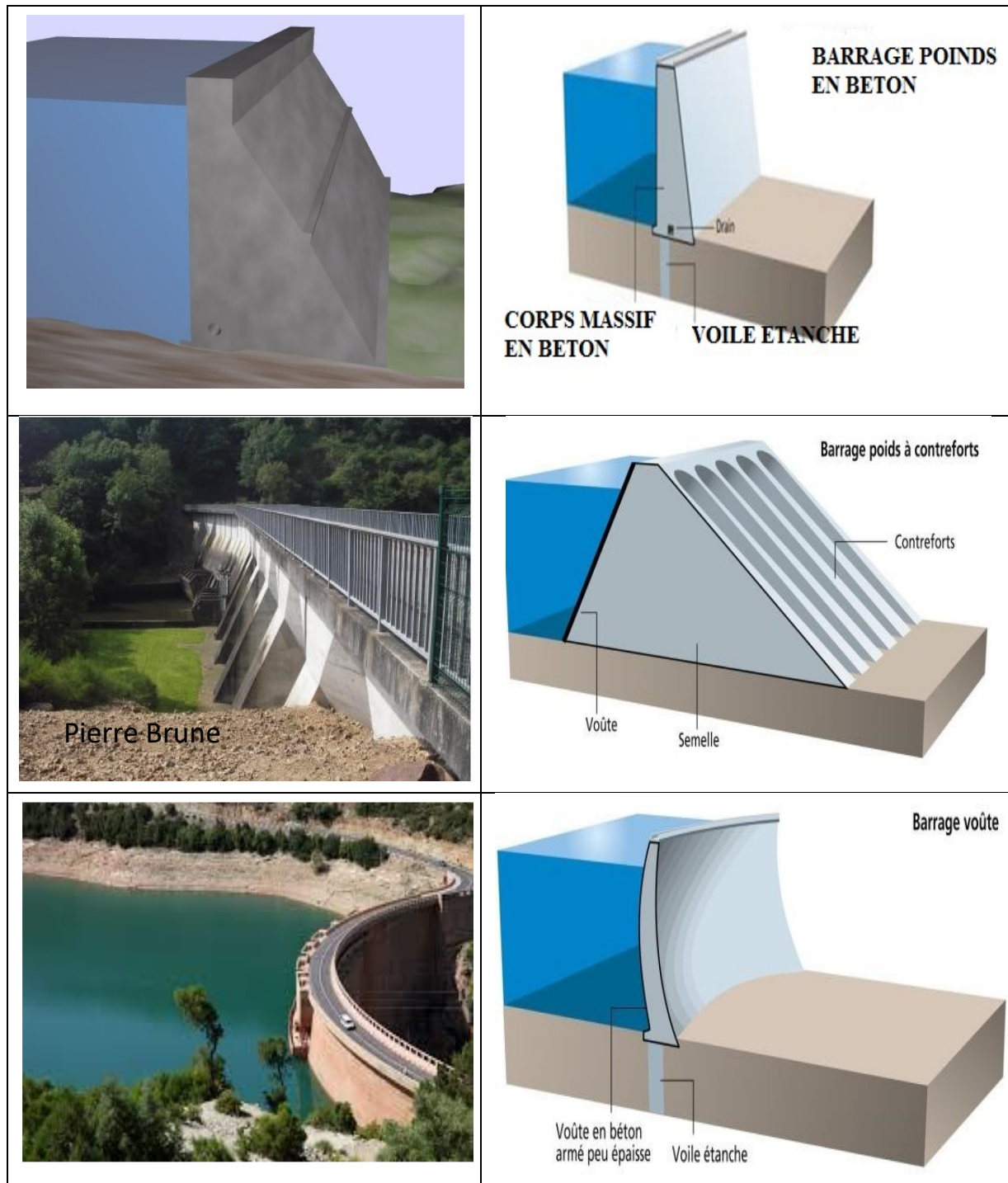


Figure1.3:Classification des barrages selon la résistance à la poussée hydraulique.[4]

1.4.3. Classification des barrages en fonction de la nature des matériaux de construction:[1],[3],[4]

On peut distinguer deux grandes classes de barrages en fonction de la nature des matériaux :

- 1) **Les barrages rigides** : ouvrages en maçonnerie ou en béton.
- 2) **Les barrages souples** : ouvrages réalisés en matériaux meubles, terre et enrochements.

Les barrages **rigides en béton** peuvent appartenir à plusieurs catégories (figure 1.4) :

- Le barrage-poids ;
- Les barrages-voûtes ;
- Barrages à contre forts.

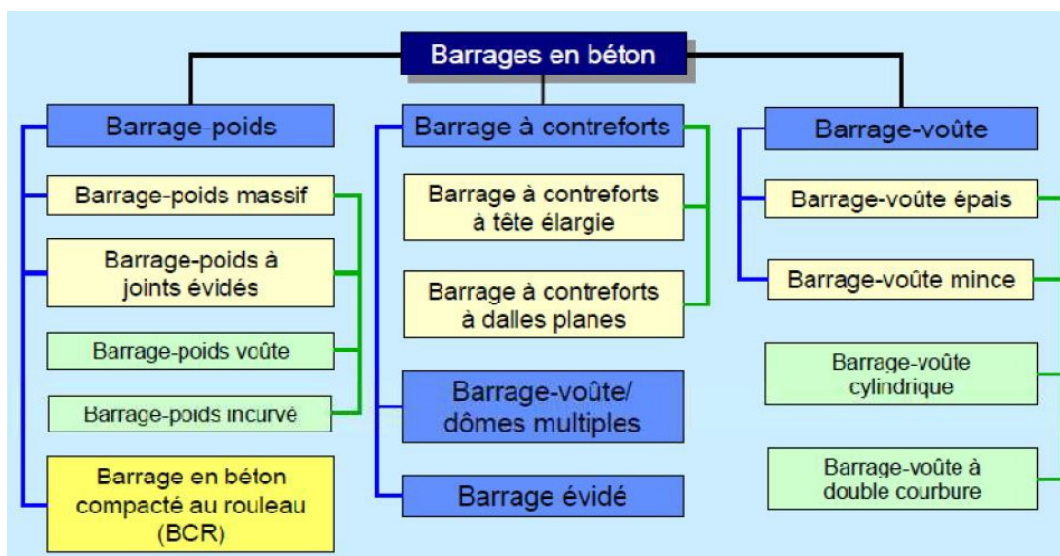


Figure 1.4 : Types des barrages en béton. [2]

Les barrages souples en remblai :

Peuvent appartenir à plusieurs catégories figure (1.5). Il s'agit des barrages à faible hauteur en terre ou enrochement, avec un noyau central qui assure l'étanchéité il est particulièrement adapté dans des sites ayant une vallée trop large.

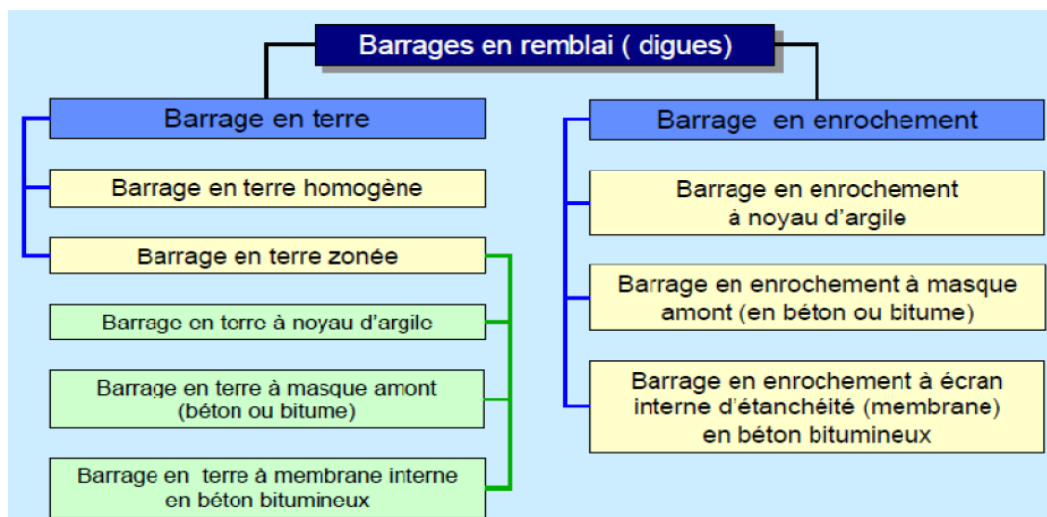


Figure 1.5 : Types des barrages en remblai [2]

1.4.4. Classification des barrages selon le mode d'exploitation:[3],[4]

On construit des barrages pour un objectif ou plusieurs à la fois, parmi ces objectifs on peut citer les principaux :

- Alimentation en eau potable (A.E.P) ;
- Irrigation ; Production d'électricité ;
- Protection contre les crues ;
- Alimentation en eau industrielle (A.E.I.) ;
- Lutte contre les incendies ;
- Tourisme ; Pêche ;
- Alimentation des nappes.

1.5. Classification des barrages en terre :[4],[5]

Les barrages en remblai sont des barrages constitués de matériaux meubles de caractéristiques très diverses, allant de l'argile fine (**la terre**) à des éléments très grossiers (**enrochements**) dont les matériaux constitutifs restent contenus dans des fourchettes beaucoup plus étroites.

Le terme « terre » couvre donc toute une gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers. Dans certains cas même, on utilise des roches altérées facilement compactables, tels que des latérites, des schistes et grès tendres etc. Les volumes à mettre en œuvre pour la construction d'un barrage en terre sont en général importants : 5 à 15 fois plus que pour un barrage en béton du type poids susceptible d'être réalisé sur le même site. Le transport et la mise en œuvre des matériaux sont des éléments essentiels du prix de revient.

Le transport sur de longues distances devient vite très onéreux. Sauf pour des matériaux particuliers, comme la terre destinée à la construction du noyau ou les enrochements de qualité, des distances de 2000 à 3000 m doivent être considérées comme le maximum envisageable.

En Algérie plusieurs barrages sont construits en matériaux meubles , c'est le cas des barrages :**Hammam Debagh , Telesdit , El Agrem , Keddara , Boukourdane , Bougous , Oued Cherf , Beni Zid , Zit El Emba , Fontaine des Gazelles ,Babar Cheffia, aksebet,Coudiat Medouar , Mexa , Guenitra , Ain Dalia et Ain Zada .**[5]

Ce type de barrage très ancien est le plus communément utilisé, il représente près de 70% du parc mondial des barrages. Il regroupe plusieurs catégories en fonction du système employée pour assurer l'étanchéité qui peuvent être classifiés comme suit :

- Barrage en terre homogène.
- Barrage en terre hétérogène ou zoné.
- Barrage en terre mixte (à masque et à diaphragme).

1.5.1. Barrage en terre homogène :

Lorsqu'on dispose sur place et en quantité suffisante de matériaux terreux, permettant d'obtenir avec compactage des conditions d'étanchéité et de stabilité satisfaisantes, le type de barrage le plus simple à réaliser est le barrage en terre homogène figure(1.6) constitué par un massif en terre compactée. Ce massif est muni, pour les ouvrages de hauteur notable, d'un dispositif de drainage interne et du contact avec la fondation dans la partie aval. Il comporte aussi une protection du talus amont contre les vagues et les mouvements de la retenue.

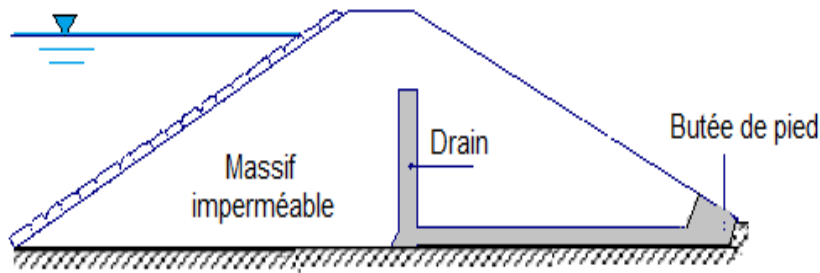


Figure 1.6 : Barrage en terre homogène avec drain.

1.5.2. Barrage en terre hétérogène ou zoné :

Souvent, l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place, ou leurs caractéristiques géotechniques, ne permettent pas d'envisager un barrage homogène. Dans ce cas, on adopte un profil zoné figure (1.7), chaque zone étant constituée d'un matériau différent choisi en fonction du rôle qu'il doit jouer : terre imperméable pour la partie centrale ou noyau (vertical ou incliné vers l'amont), terre semi-imperméable pour la zone amont et terre perméable pour la partie aval.

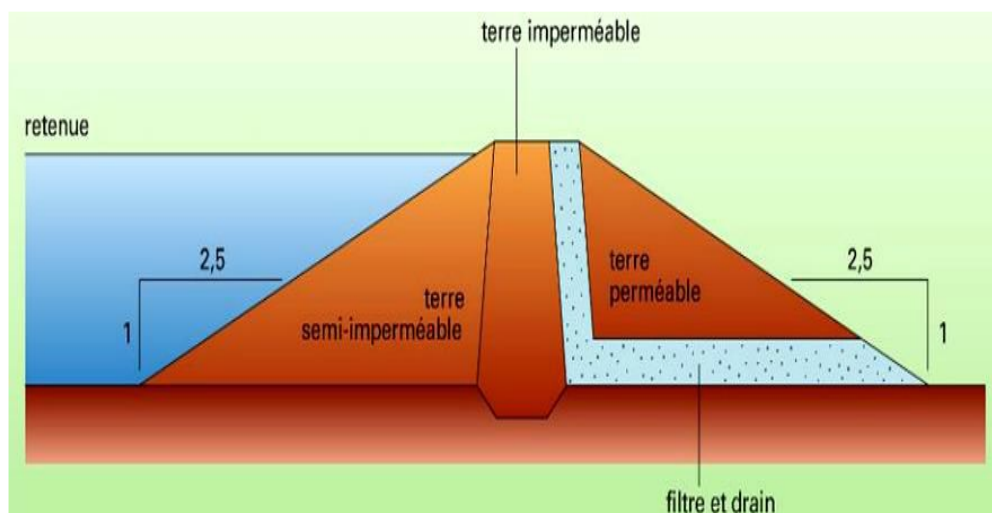


Figure 1.7 : Barrage en terre hétérogène.

Et selon la position de la terre imperméable de la partie centrale (noyau) on trouve des barrages à noyau vertical mince ou large ou incliné vers l'amont figure (1.8),

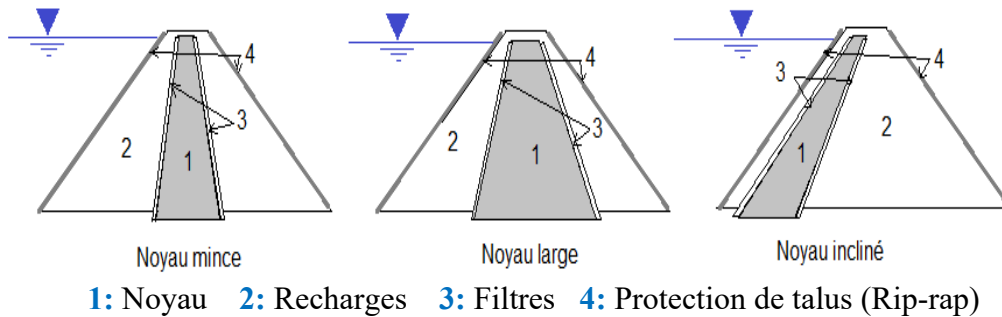


Figure 1.8 : Barrage zoné [5]

1.5.3. Barrage en terre mixte (à masque et à diaphragme):

la réalisation d'un noyau étanche peut se heurter à des difficultés telles que le manque de matériau convenable ou la difficulté de mise en œuvre etc...

On peut alors avoir recours à un **masque amont** étanche posé sur une digue homogène figure (1.9.a1) ou à une paroi d'étanchéité réalisée à l'intérieur de la digue (**diaphragme**) figure (1.9.a2). Il existe de nombreuses natures de masque étanche telles que le béton de ciment ou bitumineux, les chapes préfabriquées, les membranes souples... Ces dispositifs présentent l'avantage de pouvoir être exécutés après l'édification du remblai et de pouvoir être réparés. Ils sont, par contre, plus exposés aux agressions extérieures et de ce fait sont plus fragiles que le noyau interne.

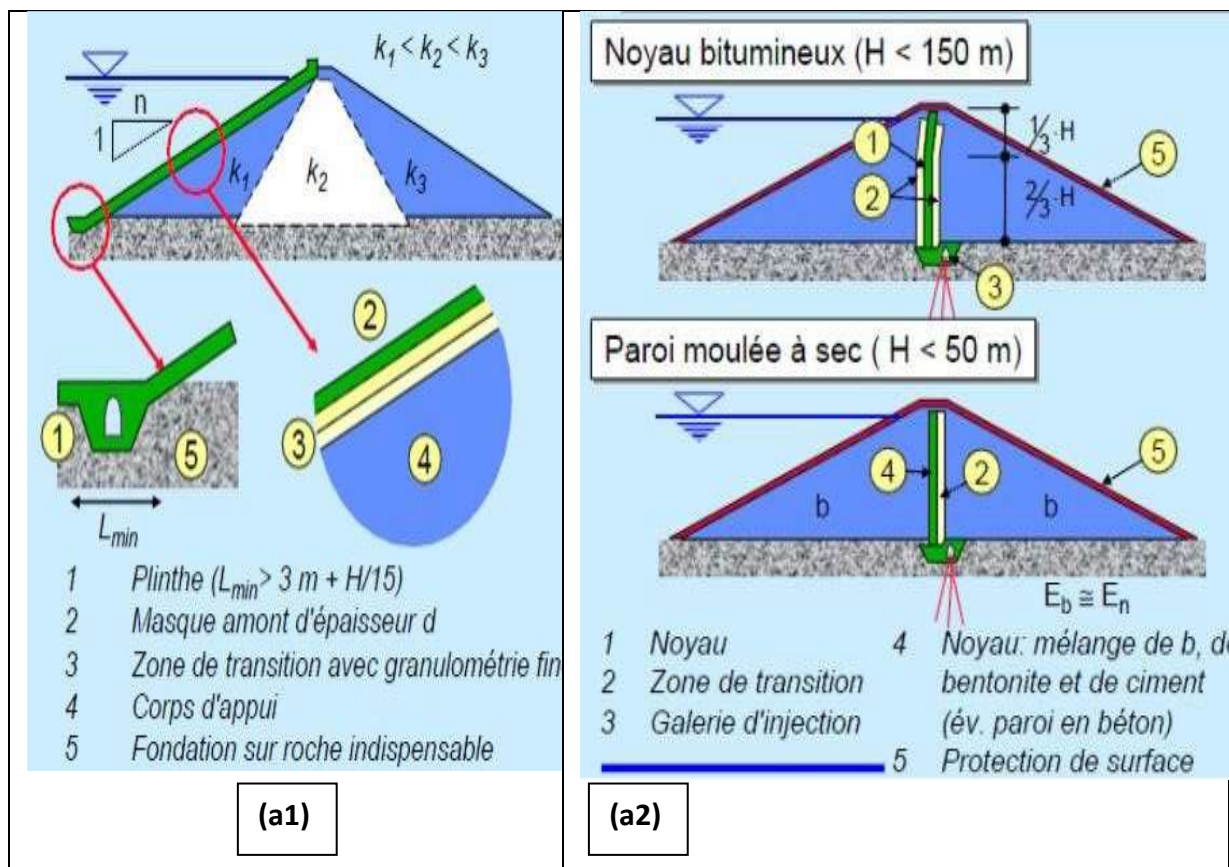


Figure 1.9 : Barrages en terre mixte : (a1) : à masque - (a2) : à diaphragme [4]

1.6. Facteurs influençant la conception et la réalisation des barrages en

Terre : [1],[2],[4]

La conception et la réalisation des barrages en remblai doivent tenir compte de plusieurs aspects tels que

1.6.1. La disponibilité des matériaux :

La construction d'un barrage en remblai nécessite la mise en place de grandes quantités de matériaux. Les zones d'emprunt devront donc se trouver le plus près possibles du lieu d'exécution pour optimiser les coûts de réalisation. La quantité et la qualité des matériaux localisés au niveau du site de l'ouvrage influencent fortement le type de barrage et le mode de construction.

Le transport sur de longues distances devient vite très onéreux. Sauf pour des matériaux particuliers, comme la terre destinée à la construction du noyau ou les enrochements de qualité, des distances de 2000 à 3000 m doivent être considérées comme le maximum envisageable.

1.6.2. Caractéristiques de la fondation :

Par rapport aux types de fondation on peut arriver à divers problèmes. **Un sol mou** implique des talus plus tendus et une revanche supérieure en tenant compte les tassements ; **un sol ou sous-sol perméable** implique l'utilisation d'un tapis d'étanchéité ou d'une clé d'ancrage, total ou partiel, pour élargir le flux de filtration et réduire les débits ; **une fondation rocheuse** perméable implique la nécessité d'injections pour remédier aux problèmes de perméabilité, de fissuration et de faille.

➤ **Sous-sol meuble** : on trouve deux cas comme il est présenté sur la figure (1.10) :

- un sous-sol peu compressible et injectable ;
- un sous-sol compressible avec difficulté de traitement (para-fouille)

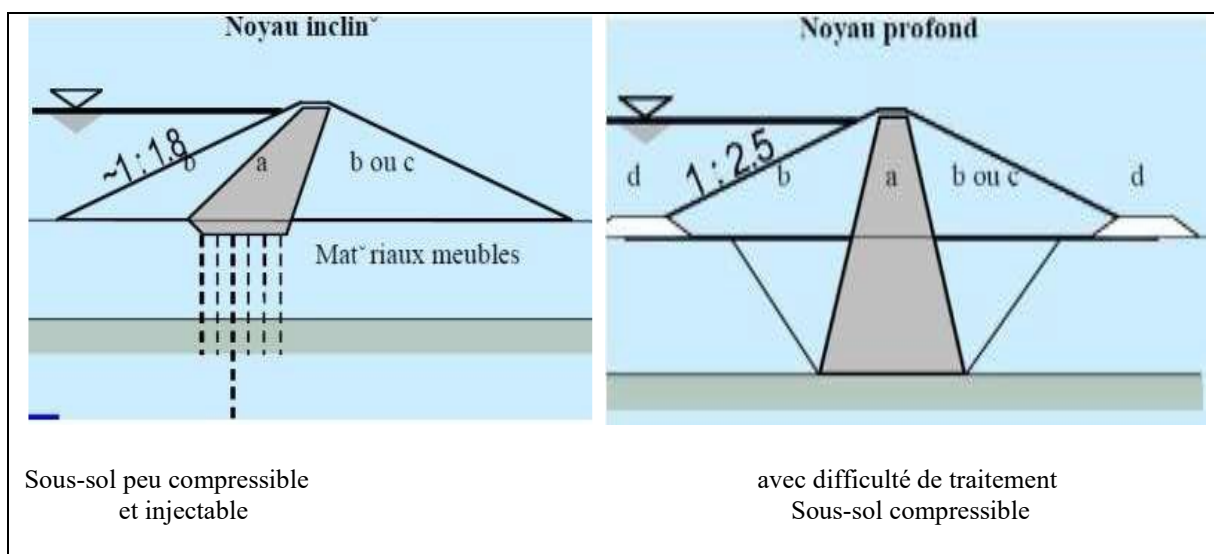


Figure 1.10 : type de fondation des barrages en remblai sur matériaux meubles

(a) noyau ; (b, c, d) d'appui de qualité différente [5]

➤ **Sous-sol rocheux** : dans ce cas on trouve les dispositifs présentés sur la (figure 1.11) qui sont :

- Un écran d'étanchéité dans le cas d'une bonne roche de faible perméabilité ;
- Un écran d'étanchéité avec injections dans le cas d'une roche médiocre.

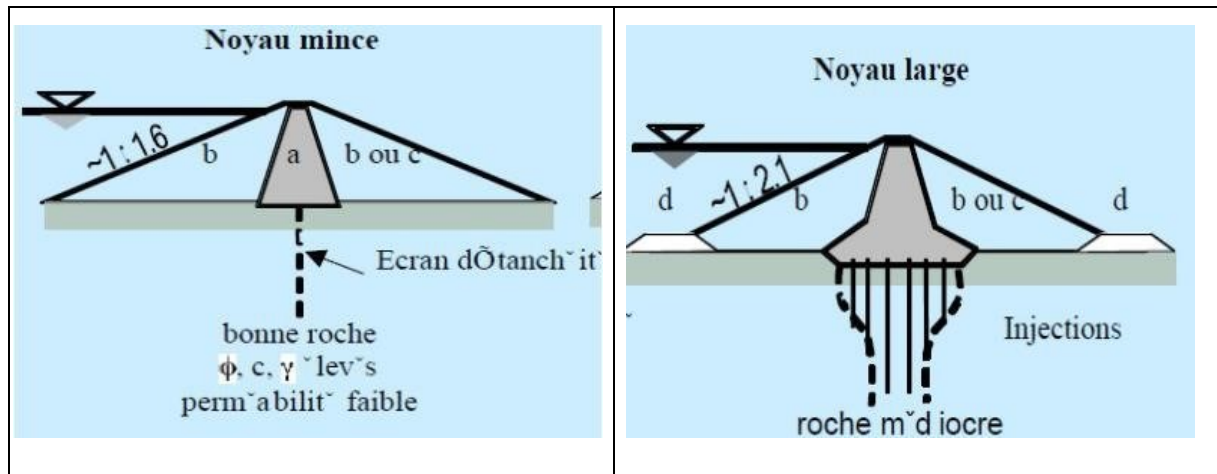


Figure 1.11 : type de fondation des barrages en remblai sur rocher
(a) noyau ; (b, c, d) corps d'appui de qualité différente [4]

➤ **Sous-sol meuble et perméable** : ce cas l'étanchéité est réalisée par un tapis amont combiné avec le noyau et fait de matériaux argileux dans le but d'augmenter le chemin de percolation et de réduire les sous pressions sous le barrage figure (1.12).

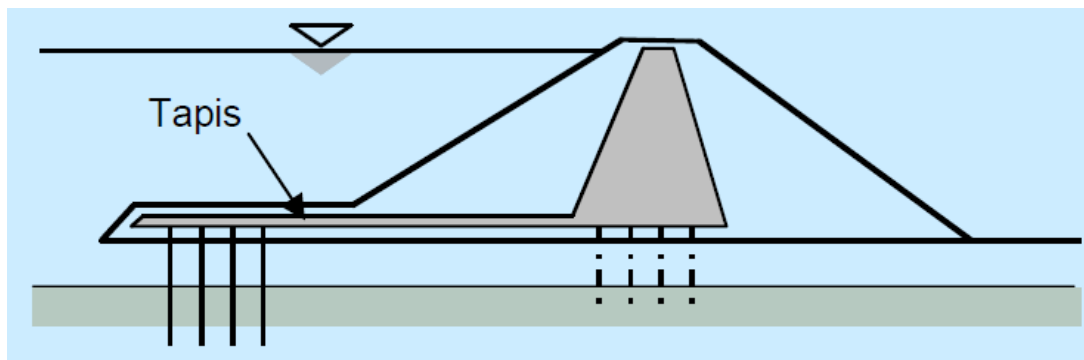


Figure 1.12 : Fondation des barrages en remblai sur sol meuble et perméable

1.6.3. Action des vagues :

Pour pallier à l'action des vagues, on doit dimensionner le recouvrement du talus de la digue. L'enrochement mécanique ou manuel consiste à faire le meilleur recouvrement. On emploie aussi parfois des dalles en béton, d'asphalte, de matériaux artificiels, etc. Si le mouvement des vagues s'avère plus grand, il sera nécessaire de dimensionner une épaisseur de recouvrement plus importante et un niveau de crête plus important aussi. On doit choisir le site de la digue de sorte qu'il soit protégé du vent et économiser son coût.

Les conditions climatiques ont une forte influence sur le délai d'exécution des ouvrages en terre. La teneur en eau étant le critère le plus important dans le compactage optimal des matériaux, les travaux sont souvent interrompus dans les zones où les précipitations sont élevées. Dans ces zones, la conception de digue avec un noyau incliné ou un écran et avec un volume minimal de matériaux argileux est préférable.

1.6.4. Séismicité :

De part leurs capacités à supporter les grandes déformations, les barrages en remblai sont les plus résistants aux sollicitations dynamiques. Néanmoins les barrages situés dans des zones sismiques doivent être conçus avec des talus moins abrupts, des crêtes plus larges, des filtres et des drains plus importants.

1.7. Avantages et particularités des barrages en terre : [1],[2], [4]

Par rapport aux barrages en béton, les barrages en remblai présentent les avantages suivants

- La grande majorité, voire la totalité, des matériaux constituant le corps du barrage proviennent des zones d'emprunts situées à proximité immédiate du site ;
- La mise en œuvre des matériaux peut être très fortement mécanisée et les cadences très importantes, même si le volume à mettre en place est sensiblement plus important ;
- La sollicitation de la fondation (contraintes) est beaucoup plus faible ;
- Les tassements de fondation ne posent pas de difficultés majeures, les matériaux étant suffisamment plastiques pour s'adapter.

En guise de résumé, les avantages et les particularités essentielles des barrages poids en remblai comme suit :

1.7. 1. Avantages :

- Les barrages en terre peuvent être construits, pratiquement sans limitation de hauteurs n'est de la largeur de la vallée et sur des fondations pas suffisamment solides comme pour des barrages en béton ;
- Ils sont pratiquement les seuls qui peuvent être employés lorsque le sol de fondation est constitué par des matériaux non rocheux, tels que les couches d'alluvions des fonds de vallées ;
- Le corps de l'ouvrage et le masque d'étanchéité peuvent s'adapter aux mouvements du sol de fondation dans les zones sismique (barrages souples) ;
- Pas de matériaux argileux à mettre en place (barrage à masque) ;
- Contraintes très faible sur le sol de fondation.

1.7. 2. Particularités :

- Nécessite la mise en œuvre d'un grand volume de matériaux de construction (compactage) ;
- Très vulnérable en cas de submersion par le déversement qui provoque l'entraînement des matériaux du parement aval et conduit à la ruine de l'ouvrage donc il faut bien dimensionner l'évacuateur de crue ;
- Disponibilité de matériaux argileux en grande quantité à proximité du site (barrage à noyau) ;
- Mise en place de noyau argileux impossible lors de conditions météorologiques défavorables ;
- Gradient hydraulique important sous la fondation de la plinthe (barrage à masque) ;
- Structure sensible aux tassements différentiels du masque rigide et du remblai (barrage à masque).

1.8. Condition du choix du site d'un barrage : [4],[5]

Le choix du site et des caractéristiques géométriques (hauteur et forme) d'un Barrage ainsi que la recherche d'une **cuvette naturelle** qui peut se transformer en Réservoir après l'édification d'un barrage doivent être effectués en fonction des Conditions suivantes :

- Conditions topographiques ;
- Conditions géotechniques et géologiques ;
- Conditions hydrologiques ;
- Données sismologiques ;
- Conditions générales d'environnement.

Le choix de type d'ouvrage dépend également de ces différents facteurs figure (1.13) ainsi que des **conditions économiques** relatives à l'exécution des travaux [1] ;[2] ;[4].

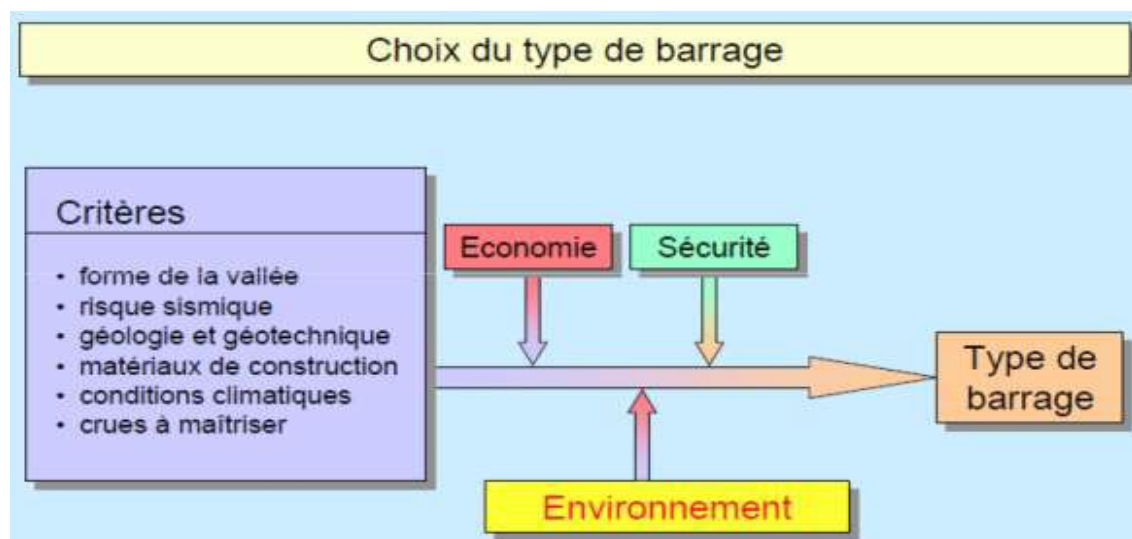


Figure 1.13 : Critères du choix du type de barrage [4]

1.8.1. Etudes Topographiques :

Il faut que la topographie au niveau du site et à sa partie amont permettent l'emmagasinement de l'eau tout en permettant aux appuis du barrage d'être solides et Résistants vis à vis des glissements ou des éboulements de terrains figure (1.14).

Les objectifs de ces études sont la recherche de **verrous** (ou gorges) et de **cuvette** sur carte topographique qui, pour un barrage fixe, doivent remplir les conditions suivantes :

- L'existence d'une grande cuvette d'emmagasinement (forme de la vallée);
- L'existence d'un lieu facilite l'établissement économique d'un barrage. Pour réduire le volume de la digue par mètre de dénivellation ;
- Une bonne altitude pour produire de l'énergie (Station hydro-électrique).

Le choix de la position du barrage se fait essentiellement en fonction des données topographiques. On recherche un verrou (gorge), c'est à dire un rétrécissement de vallée qui permettra de minimiser le volume de l'ouvrage.

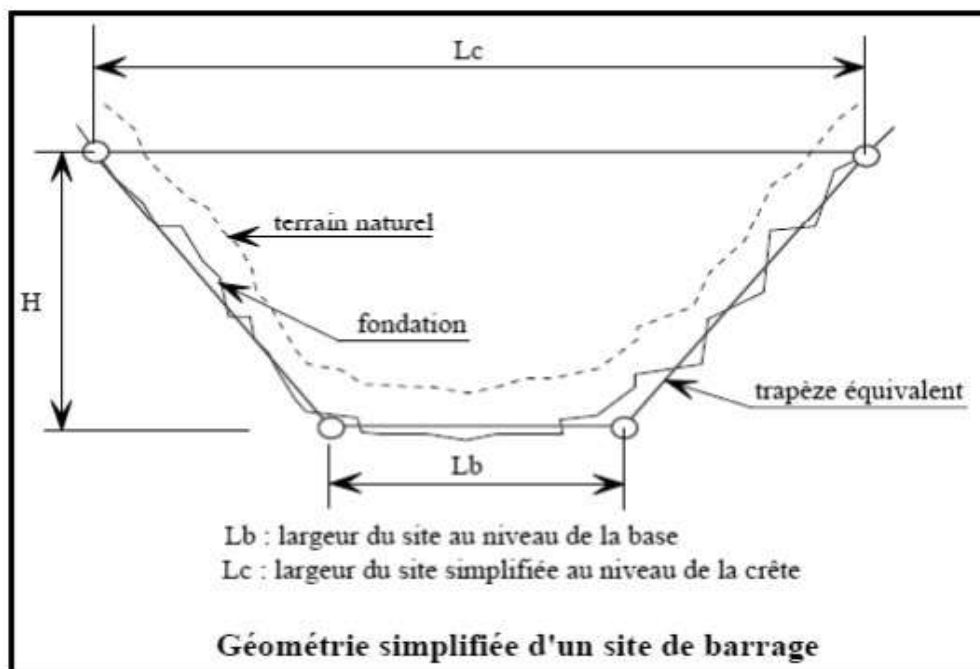


Figure 1.14 : Géométrie simplifiée d'un site de barrage [4]

1.8.2. Etudes Hydrologiques :

Ces études se font en utilisant la surface du **bassin versant** de la retenue, la pluviométrie, les débits d'apport des cours d'eau et leurs objectifs sont :

- Assuré le remplissage annuelle de la cuvette par l'estimation du **volume liquide** ;
- Assuré que le volume du **transport solide** soit le minimum possible (estimation du volume des sédiments qui constitue le volume mort) important pour fixer la capacité utile de la retenue et la cote de la prise d'eau et de vidange ;
- L'ouvrage n'est pas un obstacle au passage des crues qui risqueraient de le submerger.

✚ Notion du bassin versant :

Le bassin versant est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par un cours d'eau et ses affluents. L'ensemble des eaux qui tombent dans cet espace convergent vers un même point de sortie appelé **exutoire**. Le bassin versant est limité par une ligne de partage des eaux qui correspond souvent aux lignes de crête. Sur la (figure 1.15), le bassin versant est tout ce qui se trouve à l'intérieur des pointillés.

Le site d'implantation d'un barrage définit l'exutoire de son bassin versant. Le rôle du bassin versant dans l'hydrologie est très important, car qu'à partir de ses apports en eau on détermine le volume de remplissage du réservoir et l'importance des déversements (crues).

La classification des bassins versants selon leur taille est la suivante :

- ✓ Très petit bassin $0 < S < 10 \text{ km}^2$
- ✓ Petit bassin versant $10 < S < 200 \text{ km}^2$
- ✓ grand bassin versant $200 < S < 2000 \text{ km}^2$
- ✓ Très grand bassin versant $S > 2000 \text{ km}^2$

✚ La cuvette

C'est le domaine topographique proche au barrage vers l'amont. La cuvette a pour rôle de stocker le volume d'eau dont on a besoin. La réserve en eau constituée dans la cuvette s'appelle la retenue.

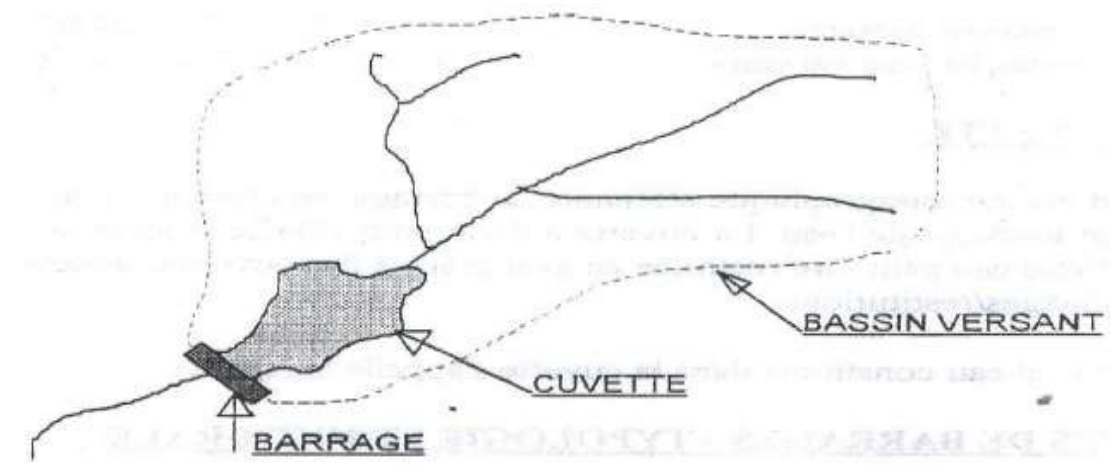


Figure 1.15 : Le bassin versant. [4]

1.8.3. Etudes Géologiques et Géotechniques :

Ces études ont pour objectifs :

- Étanchéité certaine de la cuvette (étude des caractéristiques mécaniques du sol, la perméabilité, la porosité, la granulométrie etc.) ;
- Bon sol de fondation et d'appui pour recevoir le barrage ;
- Absence des failles et des couches médiocres en profondeur ;
- La recherche des zones d'emprunts des matériaux de construction (cas des barrages en terre).

Les roches et les sols de la zone de fondation de l'ouvrage et de la cuvette doivent présenter des caractéristiques satisfaisantes en ce qui concerne **la stabilité** du barrage et **l'étanchéité** de la retenue. Pour **la stabilité de l'ouvrage**, le terrain de fondation doit présenter les qualités essentielles suivantes :

- faible degré de broyage et d'altération ;
- faible compressibilité ;
- grande résistance à l'écrasement.

Pour **l'étanchéité de la retenue** elle dépend de la perméabilité des terrains constituant le sol de fondation du barrage et de la cuvette : ces terrains sont en effet soumis à la pression correspondant à la hauteur d'eau dans la retenue du barrage et peuvent être traversés par des débits importants.

La recherche de ces caractéristiques est réalisée grâce **aux travaux de reconnaissance** qui peuvent être résumés comme suit :

- Géophysique ;
- Stratigraphie ; Failles ;
- Profils géologiques ;
- Couverture par rocher altéré.

Travaux de reconnaissances géotechniques

✚ Pour la fondation :

- Tassements (sol) ;
- Déformation (roche) ;
- Perméabilité ;
- Sécurité à la rupture.

✚ Pour les matériaux de construction

- Granulométrie ;
- Teneur en eau naturelle ;
- Comportement au compactage ;
- Perméabilité ;
- Résistance à la compression , traction , au cisaillement (échantillon en laboratoire) ;
- Tassement , consolidation.

1.8.4. Données sismologiques :

L'étude, sur une base historique ou déterministe (sismo-tectonique), de la sismicité du site est entreprise et aboutit à la définition de deux séismes de référence :

- ✓ **Le séisme de projet**, que l'ouvrage doit être en mesure de supporter sans aucun dommage ;
- ✓ **Le séisme maximal probable**, auquel le barrage doit pouvoir résister sans ruine ni mise hors service de ses organes de sécurité.

Les barrages les plus résistants aux sollicitations dynamiques sont :

- Les barrages voutes et les barrages poids-voutes par leur hyper-staticité ;

- Les barrages en enrochement à noyau central argileux de part leur capacité à supporter de grandes déformations ;
- Les barrages rigides résistent mal au séisme.

1.8.5. Critères économiques : [4]

Une fois que la ou les conceptions techniques du barrage sont arrêtées, il faut procéder à une évaluation économique afin de comparer les coûts aux besoins et buts Recherchés à travers la construction de l'ouvrage.

1.8.6. Impact de l'ouvrage sur l'environnement :

De telles études sont de plus en plus nécessaires et afin de permettre au barrage de s'intégrer dans son environnement aussi bien naturel que social.

1.9. Notion de stabilité et de sécurité des barrages en terre : [1],[2],[3]

Les barrages ont une grande importance économique et le capital investi dans leur construction est souvent très élevé et la rupture d'un barrage même pour les plus petits engendre souvent des dégâts très graves avec parfois des pertes humaines. Malheureusement, dans ce type d'ouvrages le risque zéro est inexistant et la solution adéquate est toujours difficile à mettre en œuvre, ce qui nous contraint à faire un choix entre le facteur sécurité et le facteur économique et il est essentiel d'apprécier correctement la marge de sécurité disponible. Il est également indispensable de surveiller attentivement les ouvrages en service et faire des comparaisons avec d'autres ouvrages tout en tentant toujours d'améliorer la technologie et les méthodes de calcul et de réalisation de divers barrages.

Il est à signaler que pour un facteur de sécurité donné, les grandeurs calculées peuvent être différentes des grandeurs réelles et l'écart peut atteindre des fois 100% mais dans les cas les plus complexes on ne doit pas hésiter à passer aux essais sur modèles réduits.

Enfin la notion de sécurité n'est pas simple à circonscrire et les coefficients destinés à l'évaluer ne font pas l'unanimité chez les spécialistes, car ces coefficients dépendent eux-mêmes de nombreux éléments qui eux même sont très variables d'une pratique à une autre.

La sécurité au glissement est calculée pour diverses surfaces de rupture qui peuvent traverser plusieurs zones du barrage en remblai et éventuellement le sous-sol. On cherche la surface de rupture qui donne la plus petite sécurité. On fait généralement l'hypothèse d'une surface circulaire. Toutefois, selon la configuration de l'ouvrages, le calcul peut aussi s'effectuer en considérant une surface de glissement quelconque. On contrôle plusieurs surfaces de rupture orientées soit vers l'amont, soit vers l'aval qui recoupent

- La protection de surface (riprap) ;
- Le corps d'appui amont ou aval ;
- Le noyau;
- Les zones de transition (filtre).

1.9.1. Méthodes analytique d'analyse de la stabilité :

Pour les massifs hétérogènes comme les digues zonées, on utilise les méthodes analytiques bien connues de la mécanique des sols. La masse instable est habituellement découpée en tranches verticales. On examine ensuite l'équilibre de l'ensemble des tranches. La surfaces de glissement dépend fortement du profile de la digue zonée. Les méthodes analytiques suivantes sont le plus souvent utilisées :

- Surfaces de glissement circulaires : Fellenius (1948)
Bichop (1955)
- Surfaces de glissement quelconque : Janbu (1954)
Morgenstern-Price (1965)

A l'aide de logiciels, les surfaces de glissement critiques peuvent être trouvées assez facilement.

1.9.2. Cas de charges :

Pour vérifier la sécurité des barrages en remblai, Il existe différents types de charges, on distingue les cas de charges suivantes :

- **Types 1** : cas de charges normales.
- **Types 2** : cas de charges exceptionnel.
- **Types 3** : cas de charges extrême.

Pour les barrages en remblai, il faut relever que la vérification portent aussi sur de étapes de travaux. c'est-à-dire au cours et en fin de construction. Le tableau (1.3) résume les différents cas qui peuvent entrer en ligne de compte. Il appartient toute fois a l'ingénieur de fixer, en tenant compte du type d'ouvrages, les cas de charges les plus défavorables qui doivent être contrôlés.

Tableau 1.3 : récapitulatif des différents cas de charges des barrages en remblai

Types de charges	Phases considérées	Description du cas de charges
Types 1 (normal)	Exploitation	Niveau normal du plan d'eau Abaissement normal du niveau du plan d'eau (selon l'utilisation de la retenue) Niveau du plan d'eau atteint lors d'une crue de projet
Types 2 (exceptionnel)	Pendant la construction	Mise en charges du barrage en remblai pendant les crues (la hauteur finale de la digue n'est pas encore atteinte)
	Fin de construction	Lac vide Lac vide +séisme (les pressions interstitielles dans le noyau sont maximales au moment ou les remblais viennent d'être achèvés)
	Exploitation	Abaissement rapide du niveau du plan d'eau Niveau du plan d'eau atteint lors d'une crue de sécurité avalanche, lave torrentielle
Types 3 (extrême)	Exploitation	Lac a niveau normale + séisme de vérification (optionnel)

1.9.3. Coefficients de sécurité :

Le facteur de sécurité est défini dans la plupart des méthodes utilisant le découpage en tranches par le rapport :

$$F_s = \frac{\text{forces stabilisantes}}{\text{forces motrices}} \quad \text{Eq. (1.1)}$$

Les valeurs des matériaux à la fin de construction doivent être utilisées en confédérant la variation des essais ($\pm$ écart type).

Dans les normes ou la littérature, on trouve différentes valeurs de coefficients de sécurité. à titre d'exemple, les valeurs des coefficients de sécurité proposées par les DIN 4084 sont les suivantes :

- Cas de charges normal : $F_s \geq 1,40$
- Cas de charges exceptionnel : $F_s \geq 1,30$
- Cas de charges extrême : $F_s \geq 1,20$

Dans le cas d'ouvrages de petite hauteur, les coefficients du tableau (1.4) sont proposés.

Tableau 1.4 : Coefficient de sécurité

Cas de charge	Coefficient de sécurité
Fin de construction bassin vide	1,3
bassin vide avec séisme	1,1
Exploitation bassin plein	1,5
Vidange rapide	1,3
Bassin plein avec séisme	1,1
bassin vide avec séisme	1,1

1.9.4. Pentés des talus :

Le calcul de stabilité détermine les angles des talus nécessaires .Ils sont avant tout une fonction du matériau utilisée et du système d'étanchéité choisi le tableau 1.5 donne quelques indications valables pour le pré dimensionnement des digues.

Tableau 1.5 : valeur indicatives de pentes de talus des digues

Matériaux de remblai (corps d'appui)	Elément étanche	Pente amont	Pente aval
Enrochement	Noyau central	1 : 1,80	1 : 1,80
	Noyau incliné	1 : 2,10	1 : 1,80
	Masque amont	1 : 1,50	1 : 1,40
Alluvions perméables	Noyau central	1 : 2,00	1 : 2,00
	Noyau incliné	1 : 2,30	1 : 2,00
Alluvions fines	Noyau central	1 : 3,00	1 : 2,50
	Noyau incliné	1 : 3,30	1 : 2,50
Digue homogène		1 : 3,00	1 : 3,00

1.9.5. Sécurité en cas de séisme :

L'effet de séisme est considéré en introduisant des forces horizontales sur les tranches. La force horizontale dépend de l'accélération de la masse considérée c'est-à-dire de la réponse en direction horizontale ou tremblement de terre. On parle donc de la méthode pseudo statique. Avec cette méthode, on n'arrive souvent pas à garantir une sécurité suffisante ($F_s=1,20$) au glissement des surfaces de rupture critique. En pratique, on accepte des déformations et tassements limites dues aux instabilités pendant des tremblements de terre. L'analyse se fait selon la démarche proposée par Makdisi et Seed (1989) et est basée sur les théories de Newark (1965) :

- définition de l'accélérogramme pour les sites du barrage en remblai ;
- calcul de l'accélération critique pour la quelle la surface de rupture critique est encore stable ($F_s = 1,0$) ;
- pour toutes les accélérations qui sont supérieures à l'accélération critique, la masse instable glisse un peu pendant un temps limite (déformations plastiques). L'addition de tous ces glissements partiels donne ainsi une déformation plastique totale, dont la grandeur doit rester tolérable en regard de la revanche, cette dernière doit rester suffisante pour éviter un débordement du barrage en remblai.

1.10. Causes de rupture d'un barrage : [2],[4],[5]

On décrit une rupture de barrage en terre comme la destruction ou le mouvement d'une partie de l'ouvrage, de ses appuis ou de ses fondations le rendant inapte à retenir l'eau. Les causes de rupture d'ouvrage peuvent être de différents ordres.

1.10.1. Des causes techniques :

Il peut s'agir d'un défaut de fonctionnement des vannes permettant l'évacuation des crues ou bien d'un vice de conception, de construction ou de matériaux. Le type de barrage, les matériaux utilisés, la nature des fondations ainsi que l'âge de l'ouvrage vont avoir une influence sur l'apparition de ces problèmes. Cependant, l'évolution des techniques de construction rend les barrages modernes beaucoup plus sûrs.

1.10.2. Des causes naturelles:

Peuvent être dues par :

- des crues exceptionnelles, d'intensité supérieure à celle retenue pour le dimensionnement des ouvrages évacuateurs, appelée crue de projet. Le niveau de sécurité retenu est généralement compris entre la crue millénaire et la crue décennale. Les barrages en terre ne supportent pas la submersion et sont donc plus vulnérables aux débordements.
- Les glissements de terrains, soit de l'ouvrage lui-même, soit des terrains entourant la retenue sont également une cause de rupture.

- Enfin, les séismes peuvent engendrer des dommages mineurs qu'il ne faut pas les négliger, tels que des déformations, des tassements ou l'apparition de fissures. Le risque sismique est généralement pris en compte lors de la conception des barrages, même lorsqu'il est faible. Il est important de noter que les cas de rupture de barrage directement liés à un séisme restent extrêmement rares.

1.10.3. Des causes humaines :

Peuvent s'agir des études préalables pas assez approfondies, contrôle d'exécution insuffisant, erreurs d'exploitation, défaut de surveillance et d'entretien ou encore actes de malveillance, sabotage, attentat, guerre.

Tableau 1.6 : les causes de rupture et les Conséquences

Causes	Dégradations	Conséquences
Défaut d'exécution	- Instabilité du remblai - Fissuration - Lessivage de couche de pose - Renard le long de conduite de prise	- Affaissement - Fuite - Chute de perré - Rupture de digue possible
Défaut de conception	- Griffes d'érosion sur talus aval - Erosion régressive du chenal - érosion talus aval par submersion - fuite par des défauts de filtre	- rupture à long terme - Basculement du déversoir - Rupture digue
Arbres	- craquage de la maçonnerie (bajoyers, perrés maçonnés) - infiltration par racines pourries	- érosion talus - fissures bajoyers - Rupture possible
Vagues	- lessivage de couche de pose entraînant effondrement - chute du perré	érosion corps de digue
Homme	- passage préférentiel - dérangement perré par les pêcheurs - déplacement du perré par autres usagers	érosion talus
Animaux	- usure du parement aval par sabots d'animaux - trou de crocodile	- érosion talus - Rupture digue
Crue exceptionnelle en retour	- rupture de digue - rupture des déversoirs - submersion des digues	perte totale des ouvrages
Envasement	comblement du fond de la cuvette	Diminution de la réserve
Divers	- Fissures sur déversoirs en béton - Défaillance des joints - Basculement des amortisseurs de chute	- Fuite d'eau - Déchaussement de la fondation

1.11. Statistiques des ruptures : [3],[4]

Foster et al. (1998, 2000) Ont publié les statistiques de rupture des grands barrages jusqu'au 1986 (tableau 1.7). Plus de 50% des ruptures sont dues au phénomène de renard, 42% sont produites au moment de la première mise en eau, et 08 % après les cinq premières années après la première mise en eau.

Tableau 1.7 : Origine et causes des désordres sur les barrages en terre [4]

Origines	Désordres	Causes
Effets des Sous pressions	✚ Renards dans le massif ; ✚ Soulèvement d'ensemble par sous pression ; ✚ Renards dans les appuis ; ✚ Renards le long d'une conduite.	✚ Absence ou défaut de drainage à l'aval de l'ouvrage par faute de conception ou d'exécution (cas de perméabilité horizontale du massif excessive) ; ✚ défaut d'ancrage du massif dans la fondation ; ✚ fondation perméable insuffisamment traitées ; ✚ absence d'écran par défaut de compactage le long de la conduite posée sur le lit du sable.
Instabilité des talus	✚ Glissement circulaire des talus ; ✚ Cisaillement plan des fondations ; ✚ Tassement excessif des remblais	✚ Absence de protection contre le battillage ; ✚ Absence de protection du talus en attendant l'installation de la végétation – mauvaise prise de végétation ; ✚ Revanche insuffisante – mauvais dimensionnement de l'évacuateur – tassement excessif du remblai.
Erosion directe de l'ouvrage	✚ Erosion du talus amont par le battillage ; ✚ Erosion du talus aval par les eaux de ruissellement ; ✚ Submersion de la crête.	✚ Absence de protection contre le battillage ; ✚ Absence de protection du talus en attendant l'installation de la végétation – mauvaise prise de végétation ; ✚ Revanche insuffisante – mauvais dimensionnement De l'évacuateur – tassement excessif du remblai.
Divers	✚ Défaut d'étanchéité de la cuvette de retenue etc....;	✚ Reconnaissance insuffisante – traitement des fondations perméables insuffisant

1.12. Pathologie des barrages en terre : [3],[4]

Les pathologies des barrages en terre peuvent être classées en trois types principaux à savoir :

- Pathologie liées à l'instabilité d'ensemble ;
- Pathologie liées aux tassements ;
- Pathologie liées aux étanchéités.

1.12.1. Pathologie liée a l'instabilité d'ensemble et ses conséquences :

La stabilité ou son contraire, l'instabilité est entendue ici au sens mécanique du terme. Un ouvrage instable mécaniquement se caractérise par l'apparition de désordres dans sa masse qui se traduisent, en surface, par des déformations géo mécaniques décelables, au stade primaire, par l'auscultation topographique. Schématiquement, deux formes d'instabilité mécanique peuvent être distinguées dans l'étude de la pathologie des ouvrages en remblai.

1.12.1.1. Le glissement des talus :

Il existe deux mécanismes de glissement figure (1.16) :

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

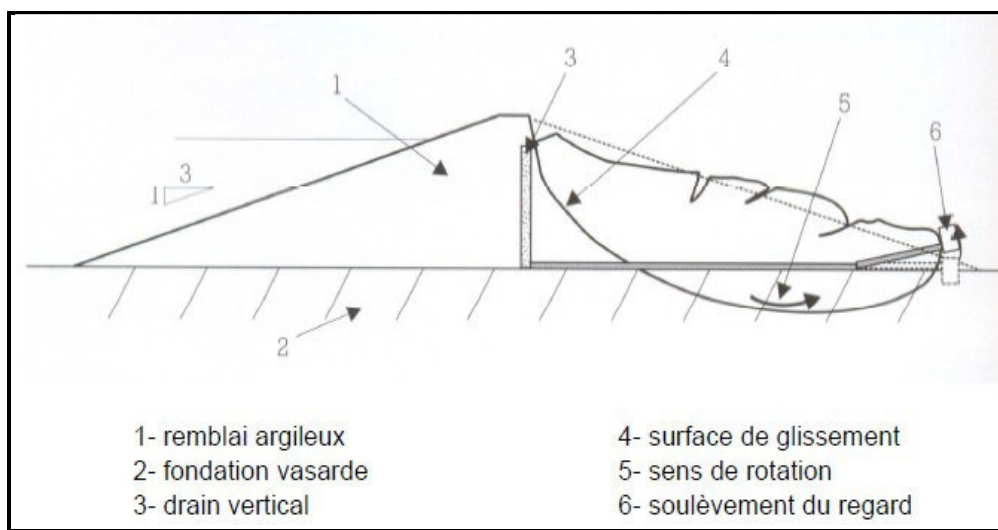


Figure 1.16 : le glissement circulaire sur un talus

➤ Le glissement côté aval en situation de crue:

Ce mécanisme se produit lorsque trois facteurs sont réunis figure (1.17) :

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

Ces trois facteurs sont potentiellement réunis dans les zones d'anciennes brèches dont la réparation n'a pas toujours été menée dans les meilleures conditions. La figure (1.17) illustre ce mécanisme :

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

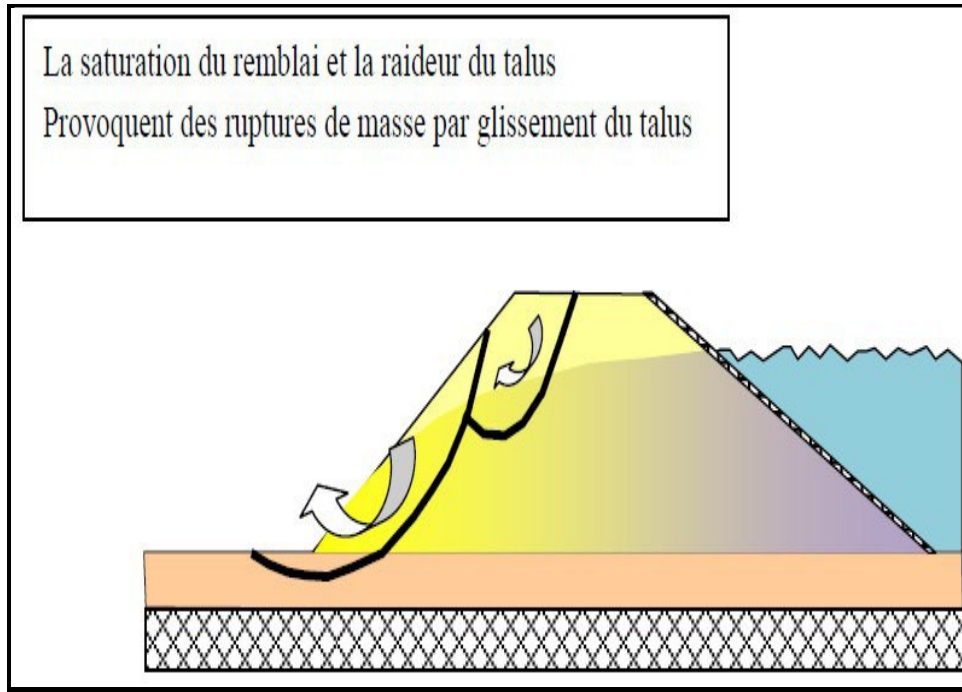


Figure 1.17 : le mécanisme de glissement coté aval en situation de crue.

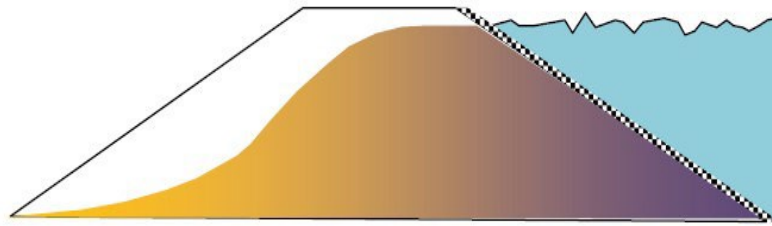
➤ **Le glissement cote fleuve lors de la décrue :**

Le mécanisme de rupture par glissement côté fleuve se produit lors de la décrue rapide du cours d'eau. Ce mécanisme, lié aux sous-pressions qui se développent pendant la période de crue, concerne surtout des talus de digues constitués de matériaux argileux, présentant des pentes raides ou des perrés trop étanches.

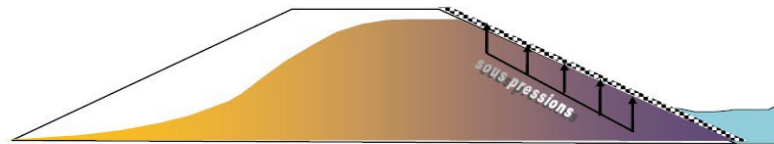
Ce mécanisme concerne particulièrement les digues à proximité de déversoirs équipés de remblais fusibles (remblai destiné à se rompre lorsque la hauteur d'eau l'atteint). En effet, la mise en fonction du déversoir s'accompagne de l'érosion rapide du remblai fusible. Le débit dérivé dans le déversoir croît, ce qui provoque une décrue dans le fleuve pouvant alors provoquer des glissements de talus côté fleuve figure (1.18).

Mécanisme de la rupture

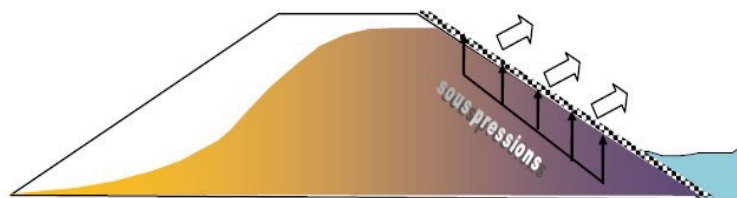
Avec l'augmentation du niveau d'eau amont et son maintien à une cote élevée lors d'une crue longue le remblai se sature progressivement

Au cours de la décrue

L'abaissement du niveau d'eau est relativement rapide.
Le remblai se draine plus ou moins vite selon ses caractéristiques de perméabilité
Le parement n'est plus stabilisé par la pression de l'eau
L'eau qui sature le remblai altère les caractéristiques mécaniques du massif
Et engendre des sous pressions au niveau des parements s'il est mal drainé.

Les sous pressions entraînent

Le décollement et même l'arrachage des pierres de parement
(Cas du talus pierré)

La saturation du remblai

Amoindrit les caractéristiques mécaniques du massif
Et peut provoquer une rupture de masse par glissement circulaire
(Cas du talus amont naturel)

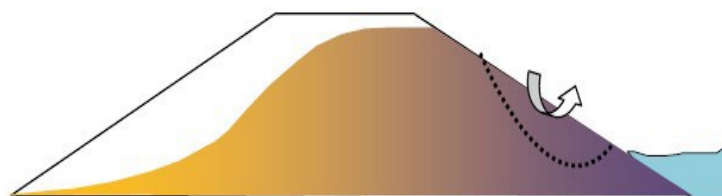


Figure 1.18 : Mécanisme de glissement coté fleuve lors de la décrue.

Les conséquences d'un tel phénomène sont toujours fâcheuses et parfois dramatiques :

➤ **Conséquence directes :**

Dans le scénario le plus grave figure (1.19), le glissement peut entraîner la vidange accidentelle de la retenue si un cercle émanant du talus amont à un niveau inférieur à celui de la cote du plan d'eau ou si un renard se développe après un glissement. Qu'il soit brutal ou progressif, le mouvement peut provoquer des dégâts irréversibles sur des ouvrages attenants au barrage :

- Déformation ou rupture de dispositifs internes de drainage ;
- Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau ;
- Dégâts éventuels à l'évacuateur de crues s'il est posé sur le remblai, Obstruction du fossé aval et /ou destruction de bâtiments annexes par le front du glissement ; ...etc

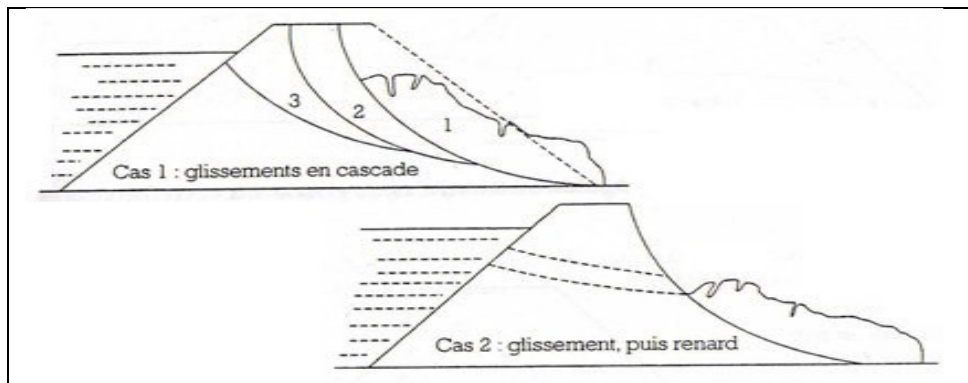


Figure 1.19 : Scénario de vidange accidentelle suite à un glissement étendu du talus aval.

➤ **Conséquences indirectes :**

D'une façon ou d'une autre, l'occurrence du phénomène se traduit par la réduction, à caractère plus ou moins local, de la largeur du remblai – réduction qui est susceptible d'affecter le comportement hydraulique ultérieur de l'ouvrage (interception et remontée de la ligne de saturation, par exemple) figure (1.20).

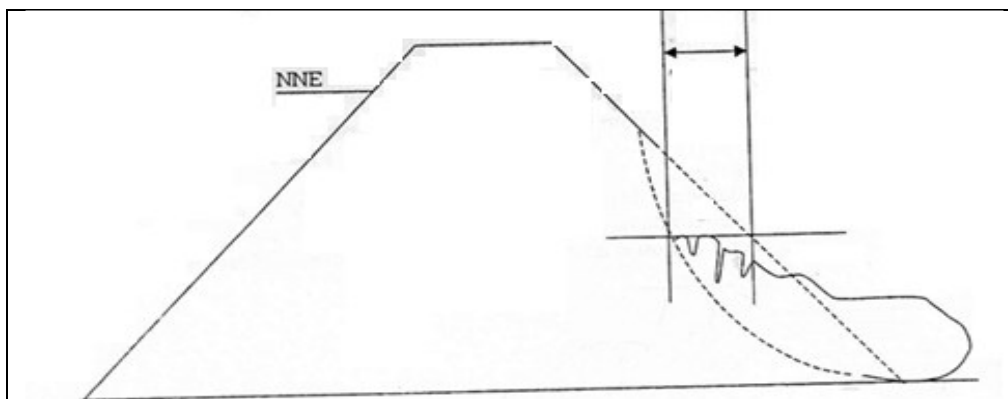


Figure 1.20 : réduction de la largeur consécutive à un glissement aval .

Un glissement mineur peut engendrer, à terme, d'autres glissements aux conséquences plus graves figure (1.21).

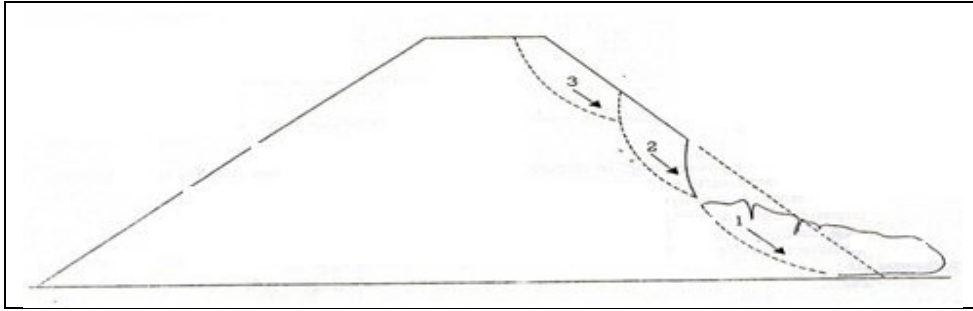


Figure 1.21 : glissements successifs par perte de butée de pied.

Enfin, on imagine facilement de multiples conséquences indirectes engendrées par la ruine ou la rupture d'ouvrages annexes dans ou à proximité du barrage:

- ✓ Défauts de fonctionnement du dispositif de drainage ;
- ✓ Mises en pression du remblai ;
- ✓ Augmentation des débits de fuite.

On comprend qu'en matière de pathologie des barrages en remblai, l'apparition d'indices de glissement doit amener le gestionnaire à envisager la vidange préventive totale ou partielle de la retenue et que la sécurité de l'ouvrage au glissement constitue une préoccupation majeure du concepteur.

1.12.1.2. L'instabilité mécanique en fondation:

Un barrage en remblai, par nature, sollicite moins sa fondation qu'un ouvrage poids : c'est la raison pour laquelle il est considéré comme le barrage des fondations meubles. Rappelons, néanmoins, que la résistance mécanique de la fondation peut conditionner la stabilité : en effet, des lignes de glissement affectant les talus, peuvent également recouper la fondation figure (1.22).

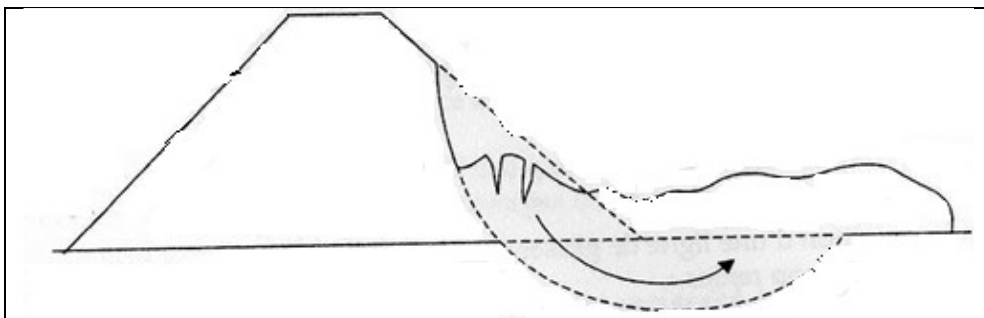


Figure 1.22 : cercle de glissement dans le cas d'une fondation de faible résistance mécanique

En outre, dans certains cas particuliers, la présence en fondation d'une couche mince aux médiocres propriétés mécaniques est susceptible de favoriser, sous la poussée du remblai, l'apparition d'un glissement de type plan le long de cette ligne de faiblesse.

1.12.2. Pathologie liée aux tassements :

1.12.2.1. Le tassement de la fondation :

Un tassement significatif de la fondation, local ou généralisé peut:

- ✓ Réduire la revanche en crête d'ouvrage en se cumulant, par exemple, avec un tassement du remblai ;
- ✓ Détruire ou endommager des conduites et des dispositifs de drainage situés à la base du remblai : cassures ou déboitement des canalisations, apparition de contre- pentes,

Aussi, les couches reconnues comme très compressibles à l'étude préalable (terre végétale, tourbe, alluvions non stabilisées) sont à décaper lors des travaux préparatoires afin de minimiser la valeur des tassements potentiels .si l'enlèvement complet de ces couches n'est pas économiquement possible, des dispositions constructives particulières doivent être prévues dans le projet (larges risbermes amont et aval).

1.12.2.2. Le tassement du remblai :

Le remblai, même après compactage, reste un matériau compressible, surtout s'il s'agit d'une argile. Les couches de base du remblai sont, en effet, soumises au poids des couches supérieures et sont d'autant plus sujettes au tassement que la hauteur de l'ouvrage est importante.

Cependant, pour les petits barrages, construits avec des moyens de compactage appropriés, le tassement après du corps de remblai demeure limité voire négligeable. On considère habituellement que le tassement après construction d'un remblai correctement compacté est de l'ordre de 1% de sa hauteur, ce tassement étant quasiment nul pour les remblais de moins de 10 à 15 m de hauteur.

1.12.3. Pathologie liée aux étanchéités :

L'étanchéité au droit du barrage, qui seule nous intéresse ici, repose en fait sur:

- L'étanchéité du corps du remblai ;
- L'étanchéité de la fondation et des rives, qui permet, en fait de

Raccorder l'étanchéité du remblai avec celle de la cuvette

Les pathologies liées au défaut d'étanchéité du remblai sont malgré tout fréquentes même si les conséquences ne se montrent pas systématiquement graves.

1.12.3.1. Défauts d'étanchéités du remblai et conséquences :

- **Les fuites diffuses:** c'est, bien sûr, le premier cas pathologique qu'il faut citer. par nature, un barrage fuit toujours : le tout est de savoir dans quelles proportions. Lorsque le remblai s'avère trop perméable et, par voie de conséquence, le débit de fuites trop élevé, le volume d'eau utilisable devient inférieur aux prévisions et ne permet plus de satisfaire la totalité des besoins.
- **La surélévation de la ligne de saturation:** là aussi, tout est question d'échelle : un remblai, soumis à une charge hydraulique, se sature toujours partiellement. le

problème se pose lorsque, par erreur sur l'identification hydrodynamique des matériaux constitutifs ou suite à des défauts d'exécution, le remblai affiche un comportement hydraulique interne sensiblement différent de celui escompté, avec une ligne de saturation plus élevée que prévu. Outre le problème des débits de fuite, une telle configuration altère les conditions de stabilité du talus aval (avec les conséquences que l'on sait en cas de glissement...) et, de plus, peut engendrer des sous pressions, non prises en remblai (évacuateur de crues, par exemple). Enfin, et surtout, l'apparition d'un renard est à craindre.

- **Le phénomène de renard hydraulique :** Plus la perméabilité croît, plus la vitesse de percolation, à l'instar du débit de fuite, augmente: il s'agit là de l'une des premières conséquences de la loi de Darcy. Si les vitesses deviennent trop importantes, les particules solides du remblai sont susceptibles d'être entraînées, notamment au débouché des lignes de courant sur le talus aval.

On peut alors assister à la naissance d'un « renard » sous la forme d'un petit tunnel où l'eau circule de plus en plus facilement, avec l'amplification du gradient hydraulique, et qui progresse vers l'amont jusqu'à déboucher dans la retenue : on parle aussi d'érosion interne. La trop grande perméabilité d'un remblai n'est cependant pas une condition nécessairement suffisante à la formation de renards. d'autres facteurs très importants interviennent dans l'explication du phénomène : le gradient hydraulique (qui, lui aussi, conditionne la vitesse d'écoulement des eaux d'infiltration) et l'hétérogénéité du remblai (défauts d'exécution : compactage insuffisant par places, mauvaise provenance des matériaux, lignes d'écoulement privilégiées le long des conduites prises dans le remblai ...).

L'évolution des phénomènes conduisant à la formation des renards peut être très lente (plusieurs années), mais tend à s'accélérer rapidement dès qu'apparaissent les premières manifestations visibles. Dans ce cas, une vidange partielle ou totale du plan d'eau s'impose dans les plus brefs délais.

1.12.3.2. Défauts d'étanchéités en fondation et conséquences :

On retrouve ici, en fait, les deux formes de désordre liées aux infiltrations que nous avons déjà mises en évidence pour le remblai : fuites et le recadrage.

- **Les fuites en fondation et ou sur les rives :** Les terrains de fondation du barrage forment la délicate charnière du « raccordement » de l'étanchéité de la cuvette avec celle du remblai. Imaginant, en effet, un remblai parfaitement étanche « posé » sur une cuvette elle aussi étanche, mais dont la partie superficielle comporte une couche perméable de quelques mètres d'épaisseur. dans un tel cas-courant s'il en est dans les vallées alluviales l'étanchéité du barrage reposera en totalité sur celle des terrains superficiels de fondation.

Les débits de fuite qui résultent de telles pathologies sont souvent considérables et conduisent, parfois, purement et simplement, au non-remplissage de la retenue.

En outre, une perméabilité excessive de la fondation peut engendrer un certain nombre d'effets secondaires préjudiciables tels que l'apparition de sous –pression dans la zone de talus aval du remblai –sous –pressions susceptibles d'en remettre en cause la stabilité.

➤ **La formation des renards :** L'apparition de renards dans un remblai de barrage découle a priori d'un défaut d'exécution.

Le même phénomène observé en fondation, s'il n'est pas lié à la présence d'ouvrages linéaires posés en déblai dans les terrains d'assise et mal protégés, relève fréquemment d'une nature particulière de sol, non reconnue ou insuffisamment prise en compte lors des études préalables figure (1.23).

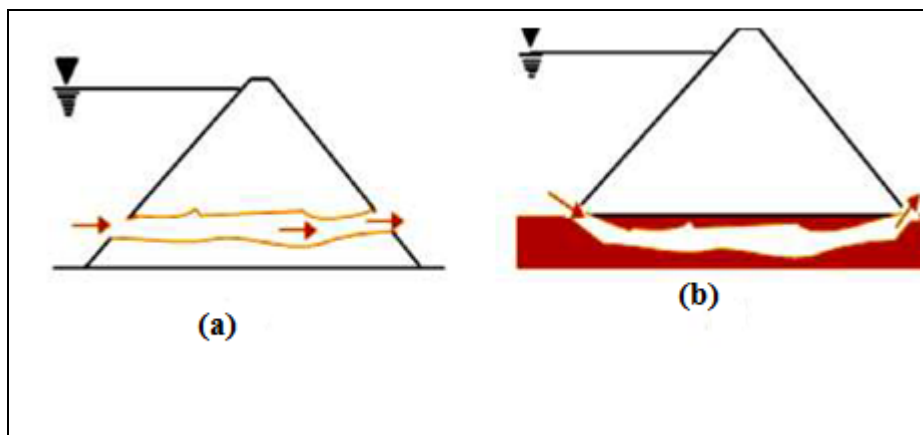
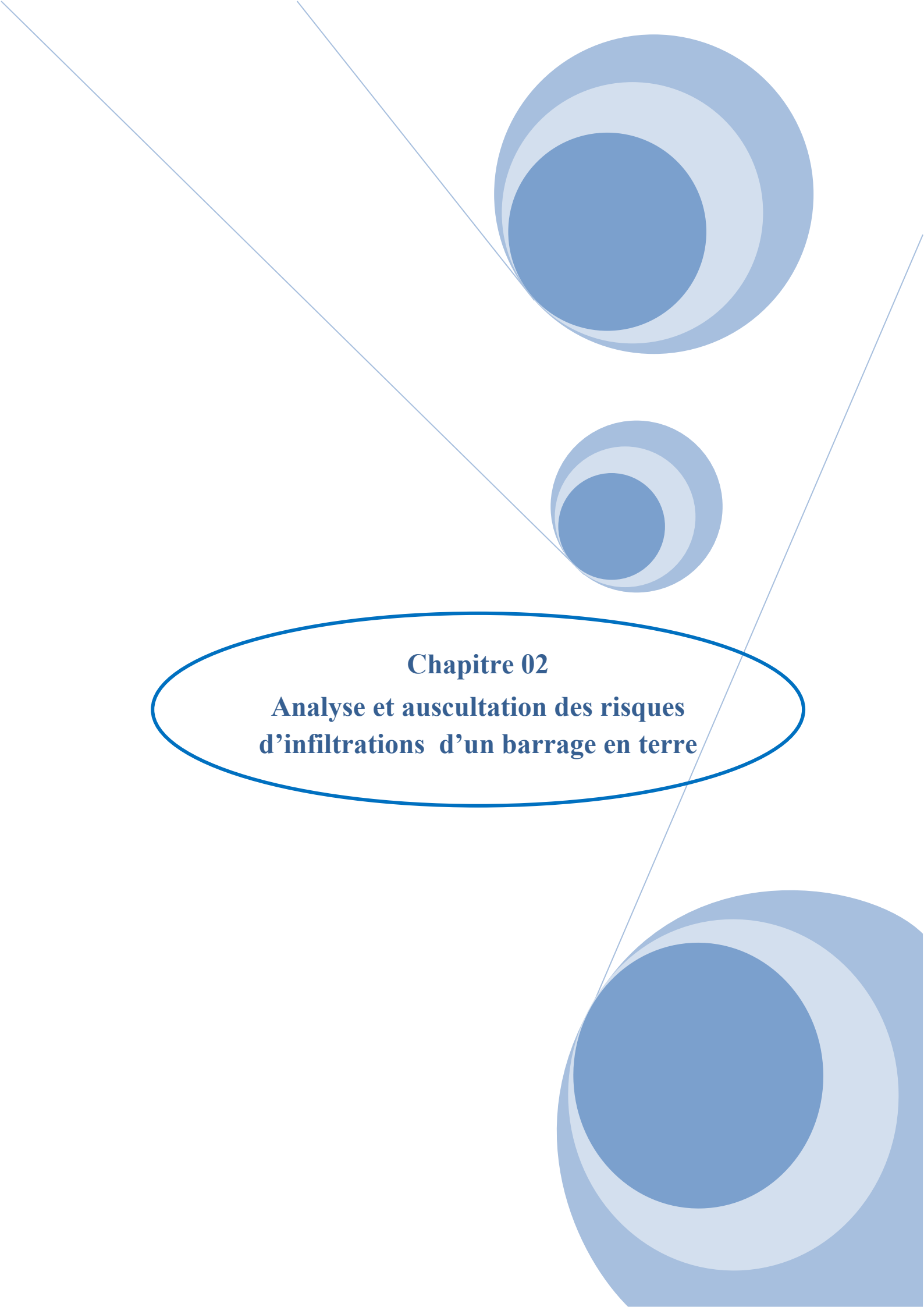


Figure 1.23 : Phénomène de Renard - (a) : dans le corps de l'ouvrage ;
(b) dans la fondation [4]

The background features a light blue gradient with several overlapping circles in various shades of blue. Two thin, light blue lines intersect diagonally, forming an 'X' shape that divides the page. The text is centered within a blue-outlined oval.

Chapitre 02

Analyse et auscultation des risques d'infiltrations d'un barrage en terre

Chapitre 02

Analyse et auscultation des risques d'infiltrations d'un barrage en terre

2.1. Introduction : [5],[6]

Les infiltrations d'eau sont inévitables quelque soit l'emplacement ou la nature de l'ouvrage. Ses phénomènes menacent les quantités d'eau accumulées dans les barrages lorsque les pertes sont considérables, L'ANBT suit depuis 1992 les fuites dans 22 barrages, mais, jusqu'à ce jour, aucune analyse détaillée n'a été réalisée. Dans certains cas, les fuites sont tellement importantes qu'un réseau de collecte récupère à l'aval les eaux perdues et les réorientent vers les terres agricoles. Le problème est beaucoup plus grave qu'on imagine, il ne s'agit plus de perte de la capacité de l'eau, mais plutôt la déstabilisation de l'ouvrage.

Ces infiltrations dues à la charge hydraulique créer par le réservoir, ont une influence primordiale sur la stabilité de l'ouvrage.

L'étude d'infiltration permet de déterminer les éléments suivants:

- **Ligne de saturation :** C'est une ligne suivant laquelle la pression à l'intérieur du massif est égale à la pression atmosphérique, elle sépare la zone humide de la zone sèche.
- **Les pressions interstitielles :** Elles peuvent être déterminées à partir du tracé d'un réseau de lignes équipotentiels (les lignes équipotentiels sont des lignes fictives d'égale pression).
- **Débit de fuite :** Ce débit de percolation est un indice de fonctionnement de l'ouvrage, il doit être calculé et contrôlé en continue.

2.2. Détermination de la ligne de saturation par la méthode de Kozeny :

2.2.1. Cas d'un barrage homogène sans drain sur sol imperméable : [5],[6]

Kozeny a montré que, dans un barrage en terre homogène non drainé, la ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontal dont le foyer O est situé au pied du parement aval du barrage (Figure 2.1). [5]

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0 \quad \text{Eq. (2.1)}$$

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2 - d} \quad \text{Eq. (2.2)}$$

Avec : **d** la distance horizontale entre le point de O' et O ;

h le niveau d'eau en amont ;

b la distance qui correspond à la projection horizontale de O'B.

Cette ligne de saturation doit être corrigée au droit du parement amont et aval du barrage.

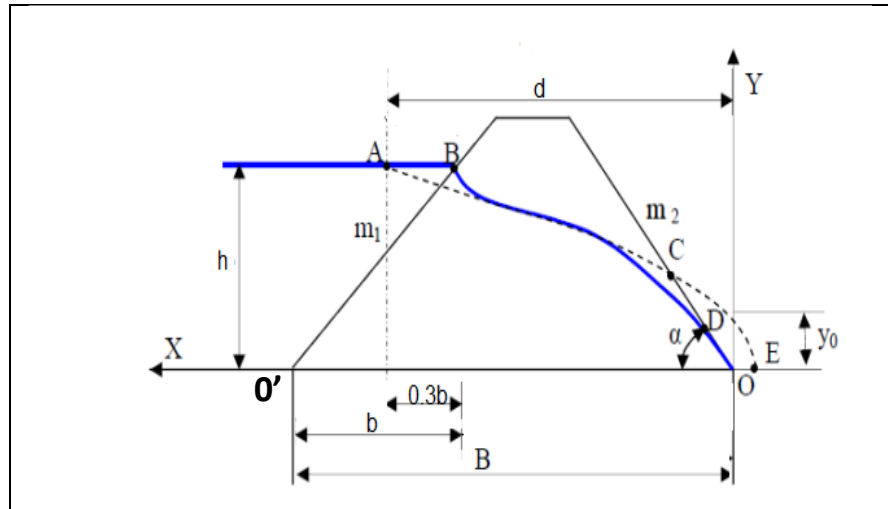


Figure 2.1 : Ligne de saturation en cas d'un barrage homogène sans drain reposant sur une fondation imperméable [5]

Les étapes suivantes permettent la détermination graphique de la ligne de saturation pour un barrage homogène reposant sur une fondation imperméable sans drain :

- Dessinez la section du barrage en terre et le niveau d'eau en amont (h). Le point B est le point sur le talus amont qui coïncide avec le niveau d'eau Figure (2.1) ; Repérez le point A à une distance de $0,3b$ du point B sur la surface de l'eau
- Le foyer de la parabole de Kozeny se situe au pied aval du barrage, au point O. choisissez O comme origine des axes X Y ;
- A l'aide de l'équation (2.3) tracer la courbe de Kozeny en fixant les valeurs des ordonnées y (par exemple $0,2H$, $0,4H$... H) et en calculant les abscisses x ;

Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de Kozeny, on procède à une correction au droit du parement amont et du pied aval ;

- Correction en amont : on raccorde la ligne de saturation au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en B et tangente à la parabole ;
- Correction en aval : on fait aboutir la ligne de saturation en un point D tel que

$$OD = \frac{2}{3} OC \quad \text{Eq. (2. 3)}$$

On peut aussi trouver le point D avec la relation suivante :

$$OD = \sqrt{h^2 + d^2} - \sqrt{d^2 + h^2 \cos^2 \alpha} \quad \text{Eq. (2. 4)}$$

2.2.2. Cas d'un barrage homogène avec drain : [5],[6]

En général, les barrages en terre sont munis de drain pour rabattre la ligne de saturation à l'intérieur du barrage. Dans ce cas, la ligne de saturation est déterminée de la manière suivante Figure (2.2) :

- Le foyer de la parabole de Kozeny se situe au pied amont du drain au point F (l'abscisse du point A est d). Choisissez F comme origine des axes X Y.

Localiser le point G situé à y_0 de F

- A l'aide de l'équation (2.1), tracer la courbe de Kozeny en fixant les valeurs des ordonnées y (par exemple $0,2H$, $0,4H$... H) et en calculant les abscisses x ;
- Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de Kozeny qui commencer du point A jusqu'au point qui se trouve à mi distance de FG, on procède à une correction au droit du parement amont seulement.
- on corrige la ligne de saturation au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en B et tangente à la parabole.

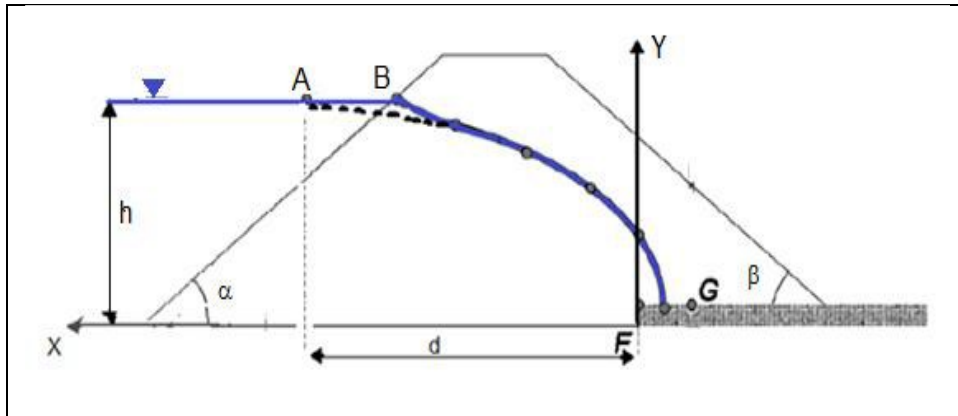


Figure 2.2 : Ligne de saturation d'un barrage à drain horizontale [5]

2.2.3. Cas d'un barrage à noyau sur fondation imperméable :

Dans le cas d'une digue à noyau imperméable épaulée par des zones de recharges perméables (Figure 2.3), on construit la ligne de saturation en ne considérant que le noyau imperméable. [5]

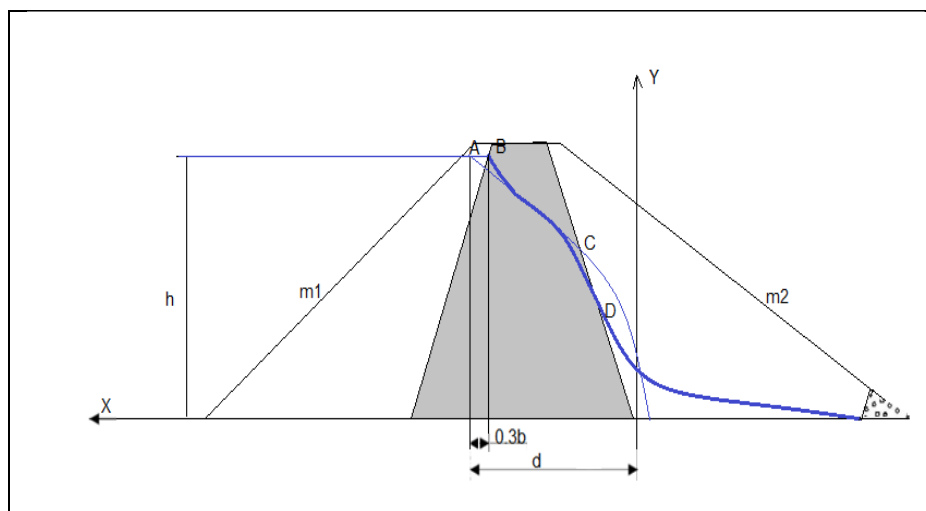


Figure 2.3 : Ligne de saturation d'un barrage à noyau [5]

2.2.4. Cas d'un barrage fondé sur sol perméable:

Dans le cas où le sol de fondation est perméable, de perméabilité égale à celle du massif les méthodes de détermination de la ligne de saturation restent applicables, mais les formules donnant le débit ne sont plus valables.

2.3. Notion d'hydraulique du sol : [6],[7],[8]

2.3.1. Charge hydraulique :

Soit un point situé dans un massif saturé siège d'un écoulement permanent, u la pression de l'eau en ce point et z sa cote par rapport à un repère quelconque. La charge hydraulique h en ce point, exprimée en mètre (m), représente l'énergie d'une particule d'eau de masse unitaire :

$$H = \frac{u}{\gamma_w} + z + \frac{v^2}{2g} \quad \text{Eq. (2.5)}$$

Comme les vitesses dans les sols sont toujours faibles, le terme $\frac{v^2}{2g}$ est négligé.

$$\text{D'où : } h = \frac{u}{\gamma_w} + z \quad \text{Eq. (2.6)}$$

2.3.2. Gradient hydraulique :

Le gradient hydraulique, i , est la perte de charge hydraulique par unité de longueur. Dans un écoulement quelconque, il est défini par :

$$i = -\overline{gradh} = \begin{cases} \frac{\delta h}{\delta x} \\ \frac{\delta h}{\delta y} \\ \frac{\delta h}{\delta z} \end{cases} \quad \text{Eq. (2.7)}$$

Dans un écoulement uniforme et unidirectionnel, il exprime la différence de charge hydraulique entre deux points d'un sol par unité de distance. Soit deux points **A** et **B** espacés d'une distance L , h_A et h_B leurs charges hydrauliques respectives, le gradient hydraulique entre ces deux points est :

$$i = \frac{h_A - h_B}{L} \quad \text{Eq. (2.8)}$$

L'écoulement existe de A vers B lorsqu'il y a présence d'un gradient hydraulique, qui génère un écoulement.

2.3.3. Loi de Darcy : [5]

Cette relation fondamentale s'écrit :

$$V = K \cdot i \quad \text{Eq. (2.9)}$$

Avec : V : vitesse d'écoulement en m/s

K : coefficient de perméabilité en m/s, tableau 2.1

i : gradient hydraulique.

Tableau 2.1 : ordre de grandeur du coefficient de perméabilité. [5]

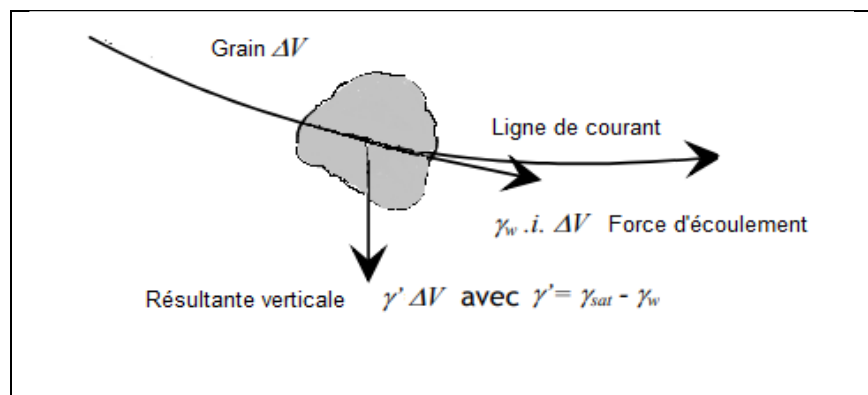
Type de sol	Perméabilité	K(m/s)
Argile compacte	Imperméable	10^{-9} à 10^{-12}
limon	Très faible	10^{-7} à 10^{-9}
Sables très fin	Faible	10^{-5} à 10^{-7}
Petit graviers, sables	Assez élevée	10^{-3} à 10^{-5}
Gravier moyens à gros	Très élevée	10^{-1} à 10^{-2}

2.3.4. Forces d'écoulement :

Lorsqu'il y a un écoulement, il y a une perte de charge par dissipation d'énergie par frottements eau/grains du sol. En plus de la poussée d'Archimède, des forces dirigées dans le sens de l'écoulement apparaissent sur les grains du sol.

La figure 15 montre le bilan des forces s'exerçant sur un volume élémentaire du sol, il correspond à trois forces :

- Le poids : C'est la force verticale descendante $P = \gamma_{sat} \Delta V$ avec γ_{sat} le poids volumique du sol saturé,
- La poussée d'Archimède : C'est la force verticale ascendante égale à $\gamma_w \Delta V$,
- La force d'écoulement : Dirigée dans le sens de l'écoulement, elle est égale à $i \gamma_w \Delta V$

**Figure 2.4** : Bilan des forces exercées sur un volume élémentaire de sol.

Ces forces d'écoulement sont donc à prendre en compte dans les calculs de stabilité des ouvrages.

➤ Lignes d'équipotentielles et lignes de courant :

Un réseau d'écoulement est une représentation graphique d'un champ d'écoulement (Solution de l'équation de Laplace). Sa construction a pour but de connaître en tout point du massif, la charge hydraulique, la vitesse et de déterminer les valeurs des forces d'écoulement ou des débits percolant dans une section donnée. Il existe plusieurs méthodes pour construire ce réseau, la méthode graphique est une solution approchée mais suffisante dans le cas pédagogique qui est le notre. Ce réseau

comprend une famille de lignes d'écoulement et d'équipotentiels (voir figure 2.5) qui remplissent les conditions suivantes:

- Les lignes d'écoulement représentent les voies d'écoulement des particules d'eau ;
- Les lignes d'écoulement et lignes équipotentiels sont orthogonales les unes par rapport aux autres ;
- Le débit entre deux lignes d'écoulement adjacentes est constant (dq) ;
- L'écoulement ne peut pas se produire à travers les lignes d'écoulement ;
- Une ligne équipotentielle est une ligne reliant des points ayant la même charge hydraulique;
- La vitesse d'écoulement est normale aux lignes équipotentiels ;
- La différence de hauteur manométrique entre deux lignes équipotentiels est la perte de charge (Δh) ;
- Une ligne d'écoulement ne peut pas croiser une autre ligne d'écoulement ;
- Une ligne équipotentielle ne peut pas croiser une autre ligne équipotentielle.

Pour tracer un réseau d'écoulement des essais successifs sont effectués. En général, on fixe en premier le nombre de lignes de courant, 3 à 8 lignes sont souvent suffisantes. En fonction de ce nombre sélectionnée, le nombre de lignes équipotentiels sera automatiquement fixé par la géométrie et la disposition de la grille.

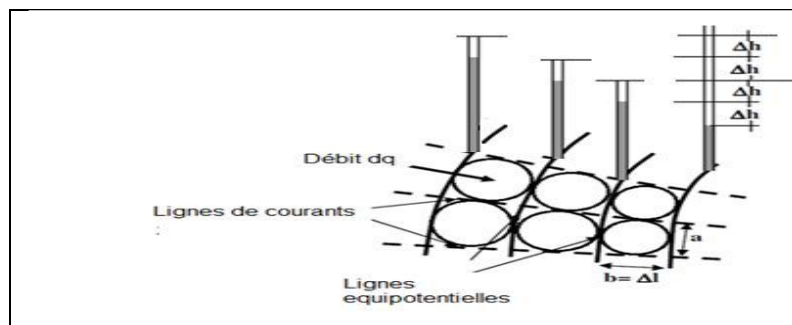


Figure 2.5 : Réseau d'écoulement.

2.3.5. Pression de l'eau dans le corps du barrage :

Quand on dispose de réseau d'équipotentiels, il est facile d'en déduire la pression de l'eau en chaque point.

D'après la figure (2.6) la charge hydraulique H_{M_2} au point M_2 est égale à :

$$H_{M_2} = \frac{U_{M_2}}{\gamma_w} + Z_{M_2} \quad \text{Eq. (2.10)}$$

Sont H_{M_2} et Z_{M_2} respectivement la pression de l'eau et la côte du point M_2 par rapport à un plan arbitraire fixé.

$$U_{M_2} = (H_{M_2} - Z_{M_2})\gamma_w \quad \text{Eq. (2.11)}$$

De même $U_{M_1} = (H_{M_1} - Z_{M_1})\gamma_w$ et comme $U_{M_1} = 0$

(le point M_1 se trouve sur la ligne de saturation) ($H_{M_1} = H_{M_2} = z_{M_1}$) alors la pression au point M_2 se calcule par : $U_{M_2} = (z_{M_1} - z_{M_2})\gamma_w$ Eq. (2.12)

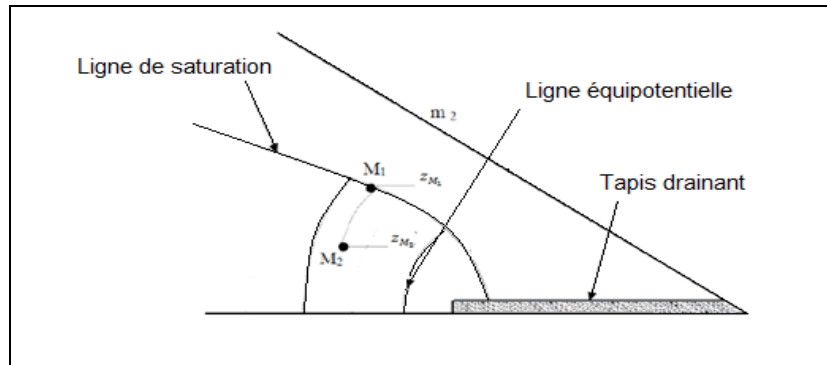


Figure 2.6 : Détermination de la pression interstitielle.

2.3.6. Débit de fuite : [5],[6]

Le calcul du débit de fuite est basé sur la loi de Darcy, sur la figure (2.7) la ligne Phréatique passe de H à h d'où on aura l'expression suivante du débit :

$$q = k \cdot i \cdot \Delta S = k \frac{\Delta H}{\Delta L} \cdot \Delta S \quad \text{Eq. (2.13)}$$

Avec : La perte de charge : $\Delta H = H - h$

La longueur de l'écoulement : $\Delta L = L$

Le gradient hydraulique : $i = \Delta H / \Delta L$

La section moyenne : $\Delta S = (H + h) / 2$

Le débit de fuite sera : $q = k \frac{H^2 - h^2}{2L}$ Eq. (2.14)

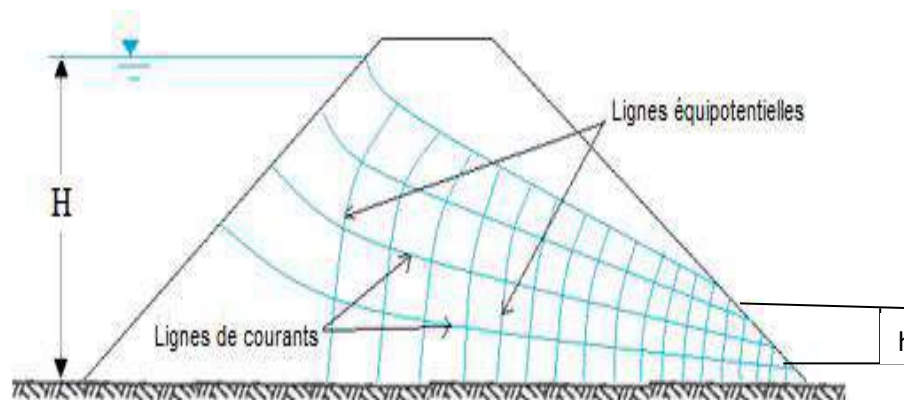
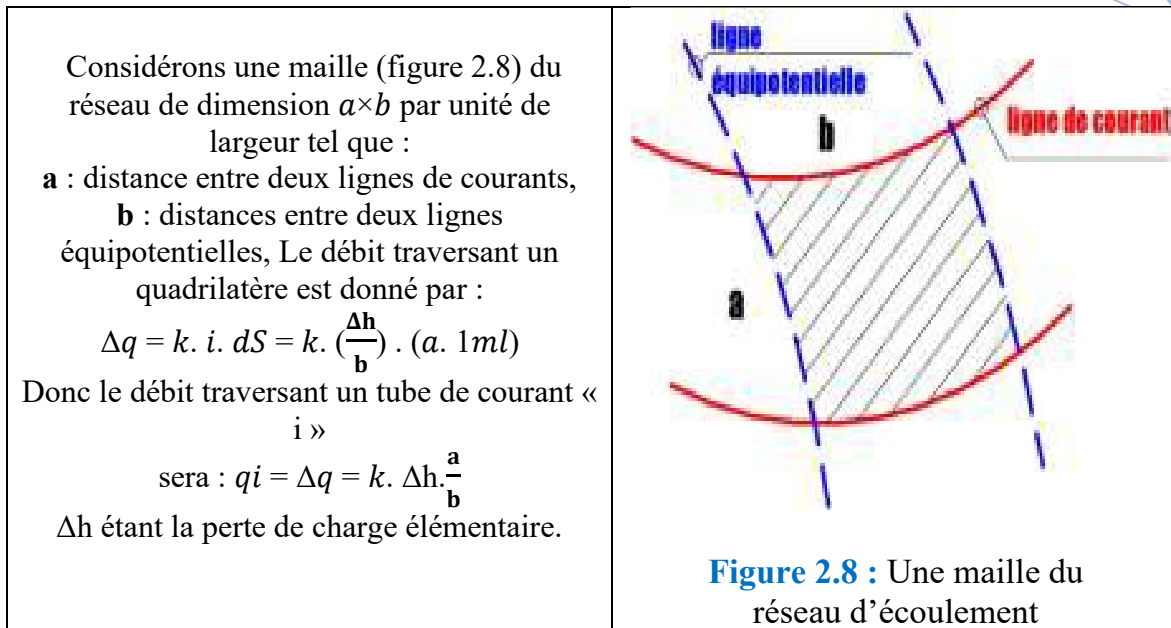


Figure 2.7 : Tracé du réseau d'écoulement dans le cas de barrage homogène sur sol imperméable sans drain



Si on appelle : N_h : nombre d'intervalles entre les lignes équipotentielles ;
 N_c : nombre de tubes de courant (de canaux) ;

La perte de charges totale entre la 1ère et la dernière ligne équipotentielle est :

$$\Delta H = N_h \cdot \Delta h \Rightarrow \Delta h = \frac{\Delta H}{N_h}$$

Le débit total de fuites du coté amont vers le coté aval est donné par la relation :

$$Q = N_c \cdot d_q = k \cdot \Delta H \cdot \left(\frac{N_c}{N_h}\right) \cdot \left(\frac{a}{b}\right) \quad (m^3/s/ ml)$$

En général, les réseaux d'écoulement sont tracés avec : $a=b$
 Dans ce cas, le débit total est :

$$Q = k \cdot \Delta H \cdot \left(\frac{N_c}{N_h}\right) \quad (m^3/s/ ml)$$

Ce calcul a été effectué par unité de longueur. Pour une digue de longueur L , le débit de fuite total est :

$$Q = k \cdot \Delta H \cdot \left(\frac{N_c}{N_h}\right) \cdot L \quad (m^3/s) \quad \text{Eq. (2.15)}$$

2.4. Description de l'infiltration : [7]

2.4.1. Description de l'infiltration a l'amont :

Les points d'infiltration amont, aussi appelés points d'entonnement, ne sont pas évidents à repérer. Lorsqu'un ouvrage en remblai présente des infiltrations qui exigent des réparations, souvent les travaux ne visent pas directement la cause mais ont pour but de barrer les chemins d'écoulement : injection de béton, rideau de palplanche. Parfois, certains signes extérieurs témoignent de la présence d'une infiltration : un tourbillon peut être visible lorsqu'une quantité d'eau importante s'infiltré localement dans l'ouvrage.

2.4.2. Description de l'infiltration dans la digue :

Pour un ouvrage hydraulique homogène sans étanchéité amont, la forme des écoulements dans le corps de l'ouvrage est bien connue. Une estimation du débit d'infiltration peut être facilement obtenue. En effet une infiltration dans le corps du barrage peut affaiblir la résistance mécanique de la structure ou dégrade son étanchéité par l'augmentation de la perméabilité locale ou globale de l'ouvrage.

Une faible résistance mécanique peut être due à un mauvais compactage, l'absence ou l'inadéquation du filtre et l'utilisation de matériaux dispersifs comme l'argile, le limon et le sable.

L'augmentation de la perméabilité locale de la structure est due aux problèmes de l'étanchéité inadéquate liée au mauvais choix des matériaux, l'étanchéité endommagée causée par le tassement différentiel et la fracturation hydraulique. En plus de l'existence d'un chemin privilégié pour l'écoulement qui est favorisé suite à des fissures préexistantes ou défauts géologiques. [7]

2.4. 3. Description de l'infiltration a l'aval :

Dans le cas d'infiltrations importante, elle se manifeste à l'aval de l'ouvrage par des zones humides, des suintements, des résurgences sur le parement aval ou le pied de digue aval signalés parfois par la présence d'une végétation hydrophile.

La mesure de débit caractérise l'intensité de l'infiltration. Si l'infiltration peut être collectée, deux techniques peuvent être utilisées, les mesures à la capacité, les mesures à l'aide d'un seuil. Les mesures de débit à la capacité consistent à remplir un volume d'eau dans un temps donné pour obtenir une évaluation du débit.

Le débit peut être mesuré à partir d'un seuil, la donnée mesurée est la hauteur d'eau au-dessus du seuil pour les infiltrations localisées. Cette grandeur est directement en lien avec le débit.

Pour des infiltrations diffuses, on intègre dans les ouvrages un dispositif de drainage chargé de collecter les eaux d'infiltration. Les eaux des drains sont ensuite collectées et peuvent être jaugées. Concernant les digues, un canal de drainage, aussi appelé contre-canal ou canal d'infiltration, est souvent construit en pied aval. Il permet de récolter les eaux d'infiltration du corps de digue et celles transitant par les fondations

2.5. Mécanismes de rupture rencontrés sur les barrages en remblai (causes et symptômes) : [7] ,[8]

Les processus de vieillissement et de dégradation des barrages en remblai sont essentiellement liés à des mécanismes d'infiltration et d'érosion ou d'instabilité mécanique qui peuvent aboutir aux mécanismes de rupture on trouve :

- ✓ érosion externe initiée par une surverse ;
- ✓ Erosion interne ;
- ✓ Glissement de parement ;
- ✓ Modes de défaillance des organes hydromécaniques ;
- ✓ Désordres dus aux séismes.

2.5.1. Érosion externe initiée par une surverse : [8]

- ✓ **Le mécanisme :** Lorsque le débit dépasse les capacités d'évacuation des crues, la retenue déverse sur la crête et peut alors éroder le remblai jusqu'à une rupture totale du barrage. Dès le Début d'une surverse sur un barrage, l'eau acquiert une forte vitesse sur le talus aval du barrage et l'érode par arrachement des grains qui sont transportés vers le bas. L'arrachement de ces grains supprime la force de butée qu'ils appliquaient aux grains situés à leur amont, qui peuvent à leur tour être arrachés. Le mécanisme est régressif.
- ✓ **Les causes :** Le mécanisme d'érosion externe induit par une surverse peut être dû à :
 - un dimensionnement insuffisant ou un dysfonctionnement de l'évacuateur de crues résultant trop souvent d'un entretien inadapté ;
 - La présence d'embâcles (arbres, branches, caravanes, etc.) bloquant tout ou partie du seuil déversant ;
 - Des tassements de la crête du remblai initiés par des déformations du remblai ou de la fondation.
- ✓ **Les symptômes :** Les symptômes du mécanisme d'érosion externe observables sur le terrain sont :
 - la surverse ;
 - le creusement de ravines.



Figure 2.9 : Ravine [4]

2.5.2. Erosion interne :

- ✓ **Le mécanisme :**

L'érosion interne est un phénomène causé par un écoulement d'eau dans le remblai qui arrache et transporte les particules du sol. Ce mécanisme, qui désigne d'une façon générale dans les ouvrages en remblai les migrations de particules, couvre plusieurs phénomènes qui sont indiqués sur la figure (2. 10) :

- **l'érosion de conduit :** dû à un défaut préexistant (par exemple : une fissure, un terrier, un conduit dû au pourrissement de racines). L'eau circulant dans ce conduit développe des contraintes de cisaillement suffisantes pour arracher et entraîner les particules en paroi du conduit ;
- **l'érosion régressive ;**
- **l'érosion de contact :** l'écoulement interne traversant une couche de sol grossier au contact d'une couche de sol fin ;

- **la suffusion** : l'écoulement traversant un matériau à granulométrie discontinue ou étalée entraîne les particules de la fraction fine libres de se mouvoir à travers les vides des particules grossières.

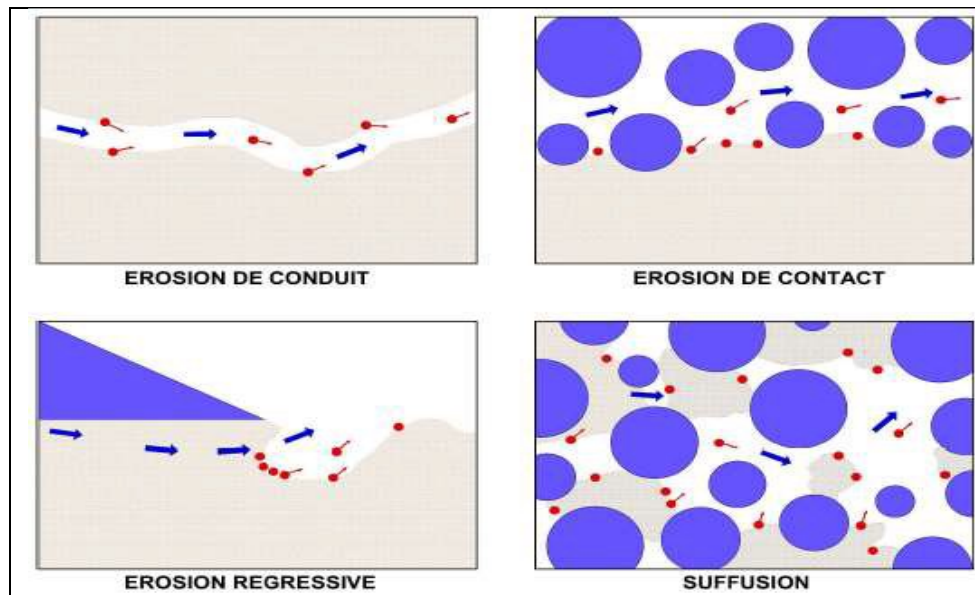


Figure 2.10 : Schémas des différents mécanismes d'érosion interne [4]

Le mécanisme d'érosion interne se produisant au cœur de l'ouvrage ou de sa fondation, il peut être décelé visuellement par la détection de fuites plus ou moins chargées en particules fines débouchant sur le parement aval ou au pied aval du remblai.

✓ **Les causes :**

Le mécanisme d'érosion interne peut être dû à :

- la défaillance du système d'étanchéité ;
- l'absence de filtre ou des conditions de filtre non respectées entre un matériau grossier et un matériau fin ;
- la défaillance du système de drainage (colmatage, contournement, rupture) ;
- un sous-compactage des couches de matériaux constituant le remblai ;
- l'écoulement non contrôlé le long d'une conduite de vidange (ou autre) ou la défaillance de la conduite ;
- la présence de terriers (animaux fouisseurs) dans le corps du remblai ;
- la présence de végétation arborée sur le remblai dans lequel le système racinaire peut s'implanter et se développer.

✓ **Les symptômes :**

Les symptômes du mécanisme d'érosion interne observables sur le terrain sont :

- la formation d'un vortex dans la retenue ;
- le fontis (figure 2.11) ;

- l'apparition d'une fuite avec éventuellement la présence de grains de sol (figure 2.12) ;
- l'apparition d'une zone humide ;
- la déformation en crête.



Figure 2.11 Fontis[4]



Figure 2.12 : Fuite[4]

2.5.3. Glissement de parement:

•Le mécanisme de glissement du parement aval :

L'équilibre du parement aval dépend de sa géométrie (pente), des caractéristiques mécaniques des matériaux le constituant et de la présence d'eau. La stabilité au glissement du parement aval peut alors en être affectée. Le glissement du parement aval est dangereux car il se produit souvent retenue pleine ou lorsque le niveau d'eau est à la hausse. Il peut de plus se poursuivre par un mécanisme d'érosion interne due à l'augmentation du gradient hydraulique, d'autant plus si le cercle de glissement s'est rapproché du parement amont.

•Le mécanisme de glissement du parement amont :

Pour le parement amont, l'eau apporte une poussée stabilisatrice et une force déstabilisatrice sous l'effet des pressions interstitielles. Lors d'une vidange de barrage, la stabilité dépend du niveau des pressions interstitielles de l'eau dans le parement amont avec la diminution du plan d'eau stabilisateur. La vidange constitue donc la circonstance la plus défavorable pour la tenue du parement amont.

✓ Les causes :

Le mécanisme de glissement du parement peut être dû à :

- La défaillance du système d'étanchéité ;
- La défaillance du système de drainage (colmatage, contournement, rupture) ;

- L'augmentation des pressions interstitielles dans le remblai ;
- La déformation ou la fracturation du remblai ;
- Diminution des contraintes de cisaillement.

✓ **Les symptômes :**

Les symptômes du mécanisme de glissement observables sur le terrain sont :

- Le bourrelet au pied aval ;
- L'ondulation de peau sur le parement ;
- Le glissement de peau sur le parement figure (2.13) ;
- La fissuration en crête ou sur le parement aval (avec ou sans décrochement).



Figure 2.13 : Glissement de parement amont [4]

2.5.4. Modes de défaillance des organes hydromécaniques :

Les principaux modes de défaillance mécanique et de pilotage automatique rencontrés sur les organes hydromécaniques présents sur les barrages (vidange, prise d'eau, évacuateur de crues) concernent :

- La perte de manœuvrabilité (par exemple : causée par l'absence de manœuvre régulière, l'absence de test, le blocage de la chaîne cinématique, le gel , l'envasement) ;
- L'ouverture fermeture intempestive (par exemple : causée par un défaut technique du contrôle commande, une erreur de manipulation humaine ou la malveillance) ;
- La rupture du corps de la vanne, de la conduite, d'une pièce fixe ou d'un élément de la chaîne cinématique (par exemple : des chocs de corps flottants, un vieillissement initié par le mécanisme de corrosion). La rupture d'une conduite dans le corps du remblai peut potentiellement engendrer l'initiation du mécanisme de rupture par érosion interne.

2.6. Désordres dus aux séismes :

✓ Les désordres:

Les désordres les plus fréquemment observés après un séisme sur des ouvrages en remblai sont généralement des fissurations et des tassements en crête, d'autant plus importants quand les remblais ont été mal compactés à la construction, des ruptures de conduites rigides, des dégradations sur les organes vannés et leur dispositif de manœuvre et des dégâts dus aux chutes de blocs de versants rocheux. Consécutivement à un séisme survenu à proximité d'un ouvrage, il convient de réaliser une visite de surveillance visuelle et un relevé et une analyse des données d'auscultation, afin de vérifier l'état de sécurité de l'ouvrage.

✓ Le mécanisme de liquéfaction des sols :

Les barrages en remblai et leur fondation meuble peuvent également être sensibles au mécanisme de liquéfaction des sols. Ce mécanisme concerne les sols saturés et peu cohésifs qui, sous l'effet d'un mouvement sismique, conduit à une diminution de la rigidité du sol et de sa résistance avec l'accumulation des pressions interstitielles et la réduction des contraintes effectives (les forces inter granulaires). Ce phénomène peut conduire à des déformations permanentes significatives, voire une quasi annulation de la contrainte effective dans le sol.

2.7. Méthodes de détection des infiltrations dans les barrages : [9]

La détection et la caractérisation des écoulements potentiellement néfastes pour l'ouvrage apparaissent nécessaires pour garantir la pérennité de l'ouvrage. Les méthodes conventionnelles de surveillance des infiltrations se basent sur le suivi de la charge piézométrique, du niveau de pression interstitielle et du débit d'infiltration dans les organes de drainage. Ainsi quelles méthodes issues de la géophysique, géotechnique et de la géochimie isotopique qui ont montré leur efficacité pour la détection des infiltrations dans les barrages .

2.7.1. Pression interstitielle :

La mesure de la pression à un nombre de points fournit des informations sur la distribution des pressions dans le barrage. Faite en continue, cette mesure pourrait indiquer des changements de pressions liés à une détérioration ou au vieillissement du barrage.

2.7. 2. Mesures piézométriques:

Elle se fait avec le relevé de la hauteur de la nappe d'eau dans les piézomètres, ou de la pression interstitielle, permet de qualifier l'étanchéité et le comportement hydro-mécanique d'un ouvrage, couplé à un traceur chimique ou radioactif (Royet, 2006). Ces méthodes permettent de déterminer la cinétique des infiltrations en place. Le phénomène d'érosion interne ne se produit que lorsque l'énergie d'écoulement

permet un arrachement des particules et leur transport. En conséquence, ces études sont primordiales mais nécessitent la mise à disposition d'un réseau de piézomètres .

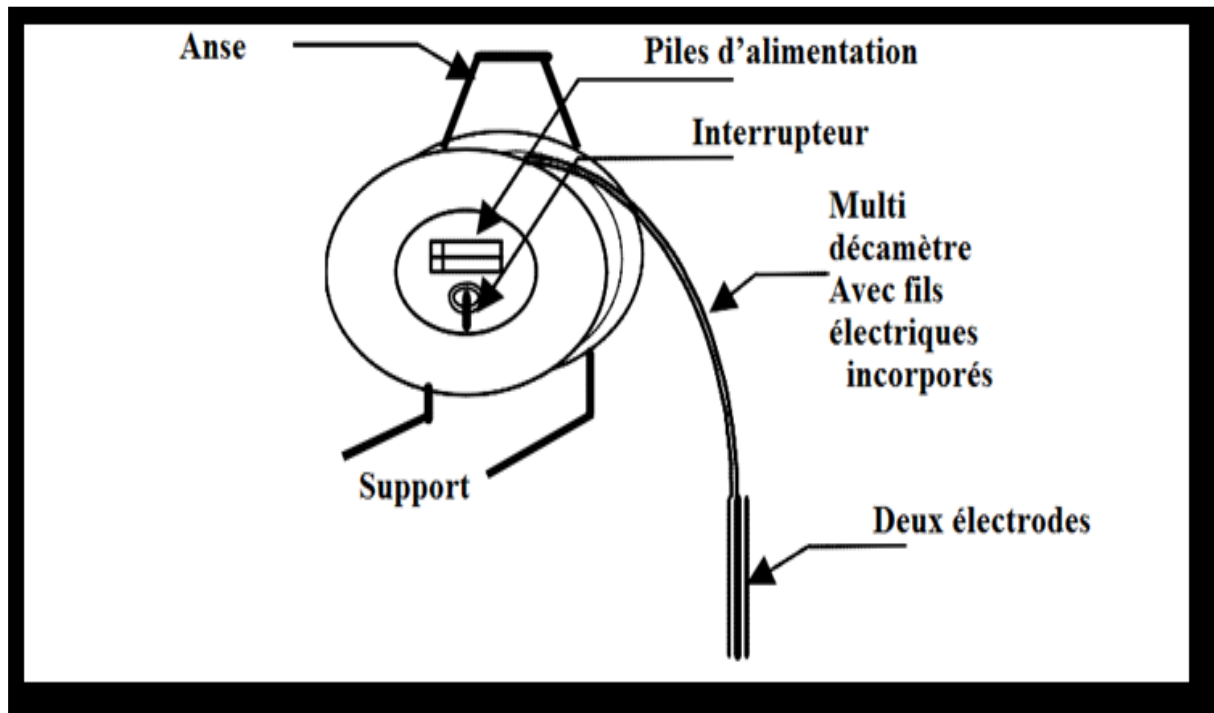


Figure 2.14 : Schéma approximatif de la sonde utilisée .



Photo 2.1: Photo de la sonde utilisée .



Photo 2.2 : Photo du piézomètre .

2.7.3. Méthodes géophysiques :

2.7.3.1. Potentiel Spontané (PS) :

La méthode de mesure du potentiel spontané (PS) se base sur la mesure de la distribution de potentiel électrique naturel à la surface du sol. Le principe de mesure du potentiel spontané est très simple : il consiste à mesurer la différence de potentiel entre deux électrodes plantées dans le sol. L'exploitation des mesures est cependant plus complexe. En effet, de nombreux mécanismes génèrent un potentiel spontané : les mécanismes thermo-électriques, électrochimiques et électrocinétiques. La méthode du PS permet de quantifier le débit d'un écoulement dans un ouvrage hydraulique.

2.7.3.2. Méthodes électromagnétiques de basse et haute fréquence :

Cette méthode permet de détecter des anomalies pouvant correspondre à des conséquences de l'érosion interne.

Ces méthodes consistent à émettre, à une fréquence donnée, un champ électromagnétique primaire qui induira un champ secondaire dont l'amplitude et le déphasage dépend de la conductivité du sol. Dépendant de la fréquence d'utilisation et de la nature des matériaux du sol, le champ atteint une certaine profondeur de

pénétration. Elles sont sensibles à l'hétérogénéité du sol, permettant ainsi de distinguer les corps conducteurs des corps résistants à des profondeurs approximative.

2.7.3.3. Méthode de résistivité électrique :

Son principe se résume à l'injection d'un courant électrique dans le sol pour en mesurer la résistivité apparente. Selon la teneur en eau, la quantité d'ions dissous, et la température de l'eau contenue dans les pores, cette résistivité varie entre différentes formations géologiques du sol ou du barrage . [7]

2.7. 4. Méthodes sismiques :

Les méthodes sismiques permettent de détecter des zones de faiblesse qui pourraient résulter de l'érosion interne ou favoriser le processus en caractérisant la vitesse des ondes de compression (méthode sismique réfraction), la vitesse des ondes de cisaillement (méthode MASW) et enfin de définir l'épaisseur des différentes couches de sol composant un milieu.

La méthode permet d'identifier les réflecteurs dans la structure, signe d'hétérogénéité.

2.8. Dispositifs de protection contre les effets de l'eau:[08]

Sous la charge hydraulique créée par le réservoir, l'eau va tendre à s'infiltrer vers le potentiel inférieur à l'aval engendrant plusieurs problèmes comme l'entraînement des particules de sol, la diminution de la stabilité due aux pressions d'écoulement et les pertes d'eau. Le contrôle des infiltrations constitue donc un des principaux éléments de conception des barrages en remblais. Plusieurs approches sont à envisager et d'une manière combinée telles que :

- La protection au moyen de filtre pour se prémunir contre l'érosion interne dans le mur du barrage et dans la fondation;
- La réduction des infiltrations (débit et pression) par des éléments de conception tel l'allongement du chemin d'écoulement ;
- Dissipation des pressions d'eau de façon contrôlée au moyen de drains ou de puits de drainage.

Pour contrôler les infiltrations à travers le remblai, il est nécessaire de mettre en place un dispositif drainant et filtrant.

Les ruptures réellement catastrophiques sont celles dues aux érosions internes par infiltrations ou renards, du fait qu'elles se produisent sans avertissement, le réservoir étant plein, parfois plusieurs années après le premier remplissage (Terzaghi). Ces infiltrations dangereuses, qui finissent par produire une érosion interne du barrage ou des fondations, peuvent avoir des origines très diverses :

- fissuration due à des tassements différentiels,
- fuites à travers la fondation, au contact avec le noyau ou le pied de masque,
- fissuration horizontale due à des transferts de charge du noyau sur les massifs amont et aval et à un claquage ou fracturation hydraulique des zones peu comprimées,

- entraînement de fines à la suite d'élongation et de rupture de tuyaux enterrés,
- tassements différentiels près d'une faille, d'une fondation compressible recodable.

L'hétérogénéité des remblais et de la fondation peut entraîner des variations de perméabilité importantes à l'intérieur d'une même zone. L'anisotropie des remblais compactés par couches minces est bien connue (K_h/K_v) = (perméabilité horizontal / perméabilité verticale) .

Pour contrôler et réduire les pressions interstitielles afin d'améliorer la stabilité globale, on organise l'architecture interne du remblai avec des zones de forte perméabilité appelées drains.

2.8.1. Les filtres :

2.8.1.1. Rôle des filtres :

Parmi leurs rôles :

- + entreposés entre deux couches à granulométrie différentes, ils évitent que les grains fins de la première couche ne soient entraînés par les eaux d'infiltration à travers les matériaux de gros diamètres ;
- + entreposés de part et d'autre d'un noyau d'étanchéité ou sous un écran d'étanchéité ; ils jouent le rôle de couches drainantes en évacuant les eaux d'infiltration vers l'aval du barrage ;
- + Intercalés entre un massif de barrage et sa fondation, si elle est argileuse, contribue à activer sa consolidation grâce à leur rôle drainant qui réduit les pressions internes ;
- + Permettre le passage de l'eau vers le conduit de drainage ;
- + Empêcher le passage des particules dans le conduit de drainage.

2.8.1.2. Classes des filtres:

Les filtres peuvent être classés en plusieurs catégories :

- **Classe 1 (Filtres de drainage) :** Filtres dont le but est d'intercepter et de transporter les infiltrations principales au sein d'un barrage et de sa fondation. Ces filtres peuvent avoir à éliminer de grandes quantités d'infiltration pour les barrages sur des fondations perméables ou des barrages de mauvaise construction. De matériaux uniformément classés, typiquement en deux étapes. Le filtre doit répondre aux exigences tant pour le mouvement des particules que pour le drainage. Les drains tombent typiquement dans cette catégorie,
- **Classe 2 (Filtres de protection) :** Filtres dont le but est de protéger le matériau de base contre l'érosion dans d'autres zones de remblai et de fournir une certaine fonction de drainage afin de contrôler la pression interstitielle dans le barrage. Ces filtres sont typiquement uniformément classés et en plusieurs étapes, Peuvent également être classés en grande partie et dans l'intérêt de réduire le nombre de zones pour faire la transition vers le matériau de base. Cette classe comprend les cheminées, les couvertures et les zones de transition sur le côté aval d'un barrage,

- **Classe 3 (Filtres d'étranglement) :** Filtres dont le but est de soutenir le remplissage sus-jacent (le matériau de base) de se déplacer dans des fondations de travail perméables ou ouvertes. Ces filtres sont typiquement largement classés et ont une exigence seulement pour arrêter le mouvement de particules. Il n'y a aucune exigence de perméabilité,
- **Classe 4 (bouchons de fissure sismique) :** Filtres dont le but est de protéger contre les fissures qui peuvent se produire dans le noyau de remblai, en particulier causées par une charge sismique et / ou de grandes déformations. Les dimensions de cette classe de filtre sont contrôlées par déplacement prévu (horizontal ou vertical). Bien qu'il n'y ait aucune exigence de perméabilité pour ce type de filtre, il doit être relativement exempt de fines, de sorte que la zone elle-même ne subisse pas de fissures.

2.8.1.3. Dimensionnement des filtres :

Un filtre ne doit ni se dégrader par l'entraînement de ses éléments, ni se colmater. Il est conseillé pour cela d'utiliser des sables dont le coefficient d'uniformité C_u est inférieur à 2 : $C_u = (D_{60}/D_{10}) < 2$

Les conditions à respecter sont, d'après (TERZAGUI) :

Granulométrie étroite : $5 < (D_{15}/d_{85}) < 10$,

Granulométrie étalée : $(D_{15}/d_{85}) < 4$ ou 5 (condition d'entraînement des grains),

$(D_{15}/d_{15}) > 4$ ou 5 (condition de perméabilité),

$(D_{50}/d_{50}) < 25$ (parallélisme des courbes),

Dans le cas de drainage à tubes perforés : $(D_{85}/\text{Diamètre ouverture}) > 2$.

Avec : **D** ; Diamètre de filtre.

d ; Diamètre du matériau de base.

La pente de la droite (courbe granulométrique) du filtre doit être la même que celle du matériau à filtre. La même remarque est valable pour un fuseau, l'épaisseur des couches du tapis filtrant T doit vérifier la condition suivante :

$$T \geq (5 \text{ à } 7) \times d_{85}$$

L'épaisseur pratique doit être au moins de 20 à 30 cm et en tout cas supérieure ou égale à 50 fois le D_{15} . Quand une couche filtrante sert de drain, elle doit permettre l'évacuation d'un débit double du débit à drainer. Si elle contient des drains, ils doivent être de diamètre inférieur à 0.5 fois D_{85} .

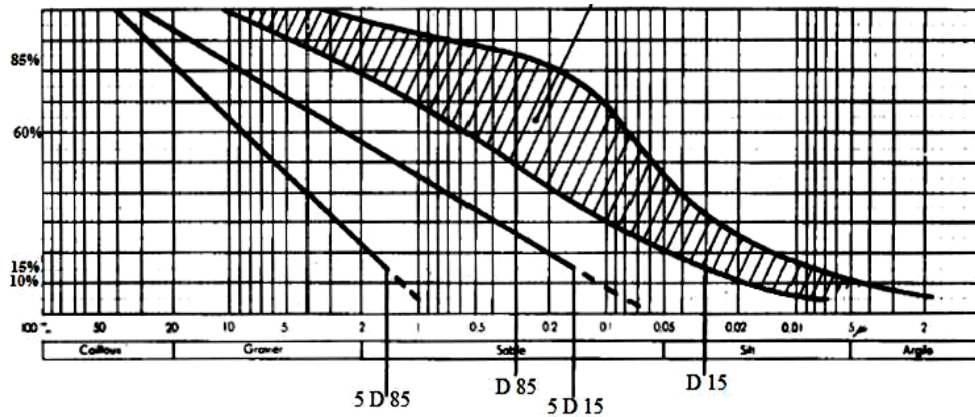


Figure 2.15 : Granulométrie d'un filtre.[8]

D'une manière générale, il est toujours recommandé que les filtres soient bien gradués et présentent une continuité dans leurs granulométries. Ils doivent être assez épais pour que leurs exécutions restent faciles et leurs continuités assurées en cas de déformation hétérogène.

Lors de la mise en place des filtres, il est recommandé :

- D'éviter la ségrégation pouvant survenir dans le cas d'un matériau grossier à

Granulométrie très étendue,

- D'avoir une teneur en eau de mise en place proche de la saturation.

Pour les filtres entourant le noyau, il est conseillé de les mettre en place avant la levée correspondante au noyau.

Conditions de rupture des filtres :

- $d_{85} < 0,10 \cdot D_{15}$ à $0,11 \cdot D_{15}$ (Betram, 1940),
- $d_{85} < 0,11 \cdot D_{15}$ (Lund, 1949),
- $d_{85} < 0,10 \cdot D_{15}$ à $0,12 \cdot D_{15}$ (Sherrard, 1984).

Pour des matériaux de base présentant des fuseaux, la procédure de détermination des fuseaux de filtres est similaire au cas précédent. Les mêmes règles seront adoptées en considérant les deux courbes enveloppes du fuseau.

La première courbe enveloppe (limite inférieure) du matériau de base servira à la détermination de la courbe inférieure du filtre. La même démarche est adoptée pour la courbe enveloppe supérieure.

2.8.2. Les drains : [8]

2.8.2.1. Définition :

Le drain est un organe fortement perméable incorporé dans le barrage en terre. Il est destiné à évacuer les eaux infiltrées à travers le massif et doit être protégé par un filtre. Il est généralement constitué de graviers et d'enrochements ayant une forte perméabilité avec des caractéristiques de non altération au contact de l'eau et résistant aux grandes compressions.

La fonction du drainage est d'intercepter les débits d'infiltration afin d'éviter que leur résurgence incontrôlée à l'aval ne nuise à la stabilité de l'ouvrage (sous pressions, renardage, etc.). En outre, la canalisation par le drainage des débits de fuite va permettre d'en faciliter la surveillance et le contrôle.

2.8.2.2. Rôles des drains :

- ✚ Éliminer l'excès d'eau interstitielle pour empêcher ou contrôler l'accumulation de pression d'eau dans les pores,
- ✚ Enlever l'excès d'eau interstitielle le plus rapidement possible pour accélérer la consolidation et favoriser un gain de force rapide structure dont l'objectif est de supprimer l'excès d'eau,
- ✚ Minimiser le débit de fuite sur l'ouvrage,
- ✚ Intercepter les eaux d'infiltration et les évacuer à l'aval du barrage,
- ✚ Abaisser la ligne de saturation et éviter les résurgences sur le talus aval,
- ✚ Activer la consolidation du remblai.

2.8.2.3. Différents types de drainages et leur dimensionnement :

Il existe plusieurs types de drainages qui diffèrent par leur formes constructives, leur emplacement dans le barrage et le rôle pour lequel ils ont été prévus.

✓ Drain horizontal (tapis interne) :

Un drain tapis est posé au contact fondation-remblai dans la partie aval du barrage. Il est destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif et réduire les pressions interstitielles dans le talus aval.

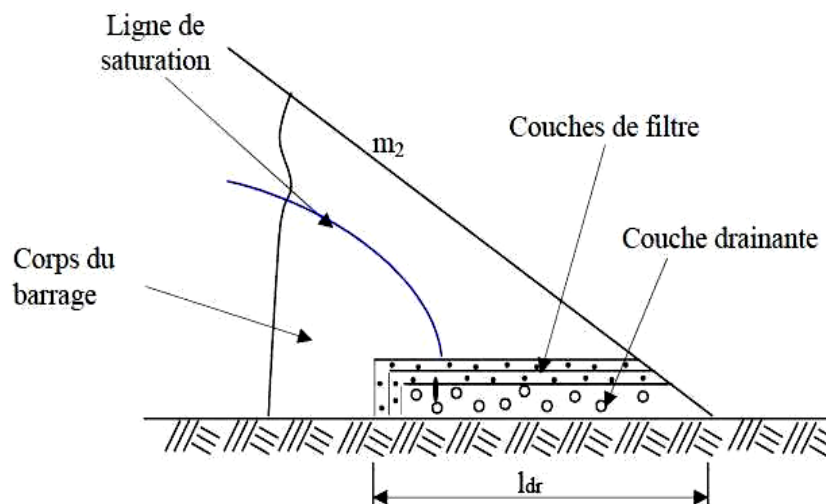


Figure 2.16 : Drain tapis interne.[8]

Lorsque la fondation n'est pas complètement imperméable, ce drain interceptera également les infiltrations à travers la fondation. Il doit être protégé contre l'entraînement des éléments fins de la fondation par un filtre inversé.

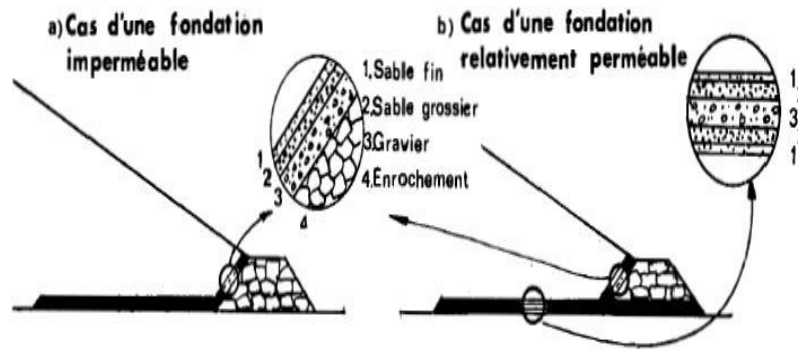


Figure 2.17: Drain tapis filtrant.[8]

Le drain tapis filtrant est efficace dans le cas où la perméabilité de massif est isotrope mais souvent il existe une anisotropie assez forte du barrage créée par la technique de compactage de la terre par couches horizontales de ce fait plus que le rapport kh/k_{vest} grand le tapis drainant devient moins efficace et il y a présence des affleurements de nappes sur le talus aval des barrages munis de drain-tapis.

Un fossé (ou une tranchée drainante) de pied complète le dispositif en assurant la collecte et la canalisation des eaux interceptées.

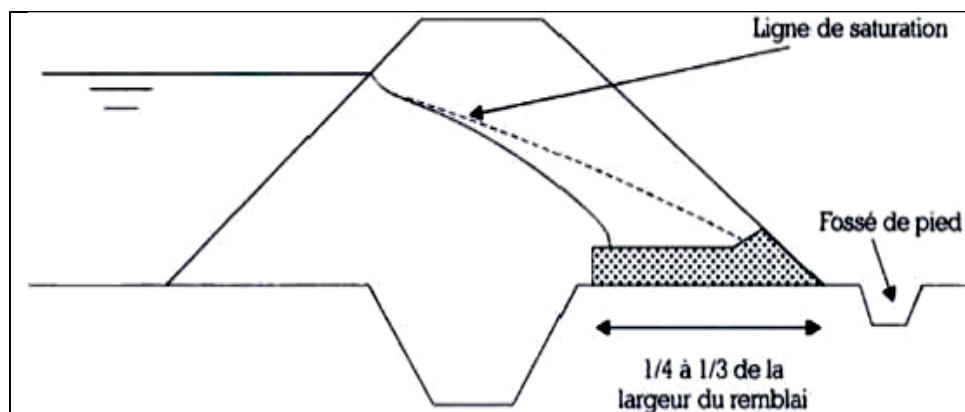


Figure 2.18: Tapis drainant aval-rabattement de la ligne de saturation.[8]

✓ Dimensionnement :

L'épaisseur du drain tapis interne est choisie pour pouvoir évacuer le débit d'infiltration à travers le massif et sa fondation sans débordement avec un minimum de 50 cm et souvent plus.

le drain s'étend sur une longueur de 1/4 à 1/3 de l'emprise du barrage.

✓ Drain vertical (drain cheminée):

Lorsqu'il ya un grand risque d'anisotropie, un drain vertical est placé de la base du remblai homogène jusqu' à le niveau normal des eaux plus 0,20 à 0,30 mètre pour éviter tout risque de contournement, près du parement aval afin de bénéficier au maximum de l'effet d'étanchéité apporté par le remblai amont. Il est réalisé en recreusant à la pelle le remblai toutes les 5 ou 6 couches compactées et déversant le sable avec soin. Il est constitué d'un matériau grossier dont la granularité est choisie de manière à ce que les conditions du filtre soient vérifiées.

L'eau de percolation interceptée par ce drain filtrant est évacuée soit par un réseau de tuyaux- drains soit par drain-tapis, s'il est également nécessaire de drainer les fondations.

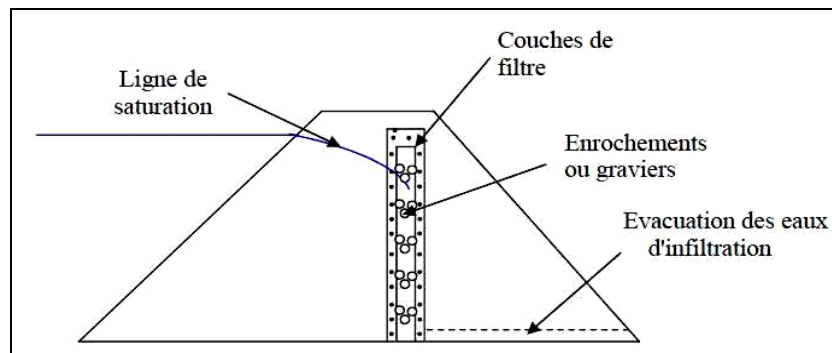


figure 2.19 : Drain vertical.[8]

Si le remblai n'est pas constitué de matériaux très étanches le drain vertical est raccordé au pied aval par des cordons drainants.

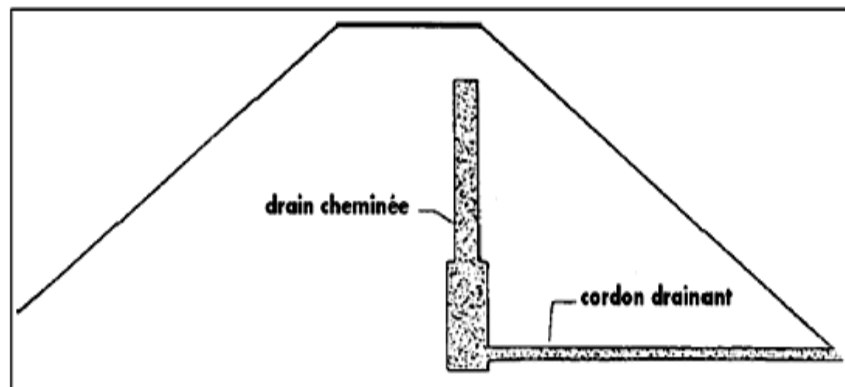


Figure 2.20 : Dispositif drainant d'un remblai argileux homogène.[8]

La pose, en fond du drain cheminée, d'un collecteur drainant facilite l'écoulement des eaux. Les exutoires peuvent être constitués de collecteurs PVC étanches débouchant dans le fossé de pied et espacés tous les 30 à 50 m dans le sens de la longueur du remblai.

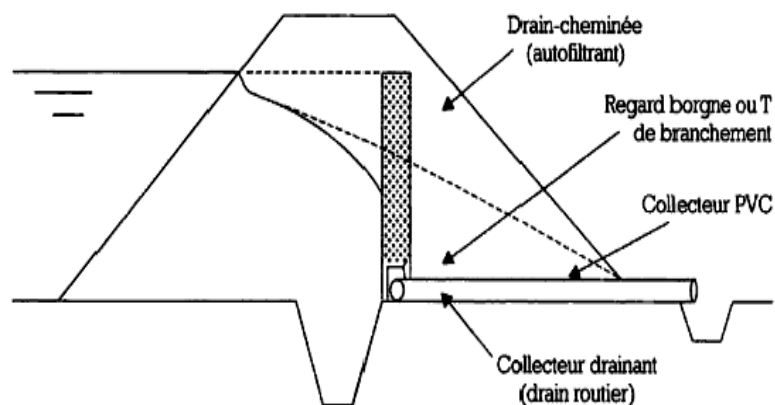


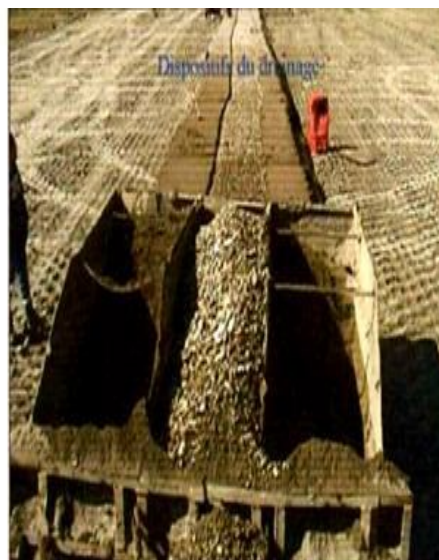
Figure 2.21 : Drain vertical.

Le coût du drain cheminée demeure du même ordre de grandeur que celui du tapis drainant .aussi ,on préférera le drain vertical pour les remblai s'avoisinât ou dépassant les 8 à10 mètres de hauteur limite à partir de laquelle les problèmes d'anisotropie de perméabilité sont susceptibles de devenir préjudiciables au fonctionnement hydraulique de l'ouvrage.



Figure 2.22 : Drain vertical recreusé dans le remblai et remplissage par du sable
Drainant et auto filtrant

Figure 2.23 : Dispositifs des filtres



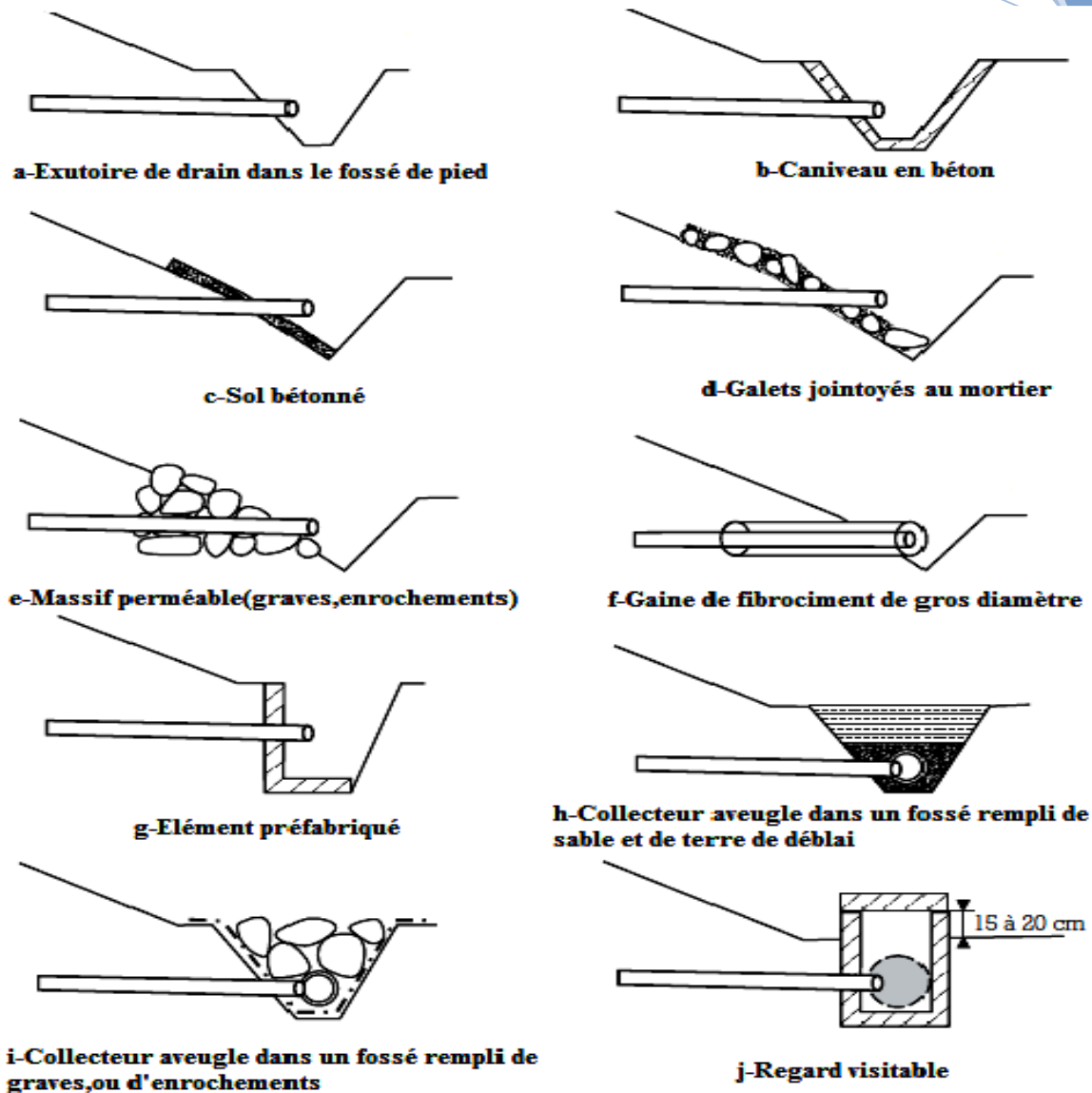


Figure 2.24 : Différents types d'exutoire du drain cheminée.[8]

✓ Hauteur du drain cheminée :

Le drain cheminé a une hauteur variable. L'option du rabattement de la nappe par un drain mis en place jusqu'à la cote de retenue normale RN (ou la cote des plus hautes eaux) est la solution généralement privilégiée..C'est aussi la plus sûre dans la mesure où le drain intercepte ainsi toutes les percolations venues de l'amont. Le choix de cette mesure dépend de l'aspect économique.

2.8.2.4. Prisme de drainage :

➤ Définition :

Il est prévu lorsqu'il y a une présence d'eau à l'aval du barrage avec une variation du niveau, mais il nécessite pour sa construction un volume d'enrochement important ce qui rend son choix fonction de la disponibilité à proximité du site de l'ouvrage de zones d'emprunts où les enrochements sont disponibles en quantité suffisante et qualité acceptable.

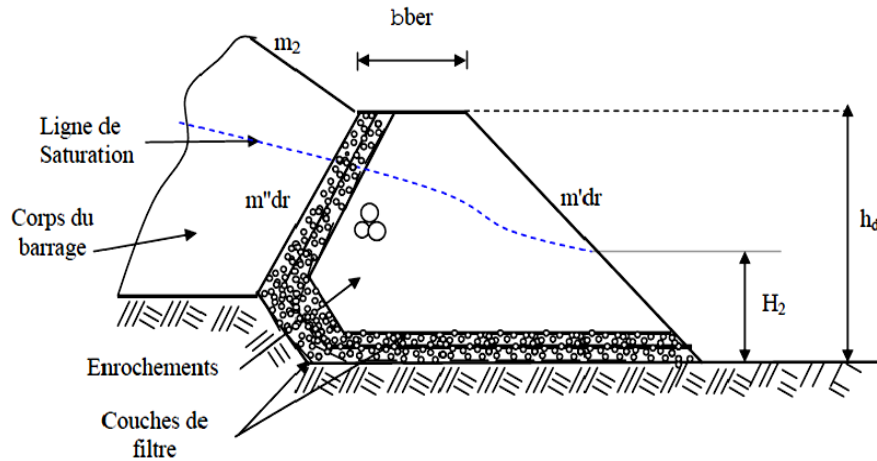


Figure 2.25 : Prisme de drainage.

Avec : **bber** : Largeur de la berme ;

hdr : Hauteur du prisme de drainage ;

m'dr et **m''dr** : Pente des talus aval et amont du prisme de drainage ;

m2 : Pente du talus aval du barrage ;

H2 : Hauteur d'eau à l'aval du barrage .

➤ Dimensionnement

- La largeur de la berme (**bber**) est généralement fixée en fonction des engins utilisés pour sa réalisation, $bber \geq 3.00$ mètres. Pour les petits barrages cette largeur peut être plus petite pour des raisons économiques : $bber = 0.50$ à 2.00 mètres. La hauteur du prisme de drainage (**hdr**) est fixée si le niveau d'eau à l'aval est connu avec précision, $Hdr = H2 + (0.50 \text{ à } 1.00 \text{ mètre})$.

Dans le cas où la présence de l'eau à l'aval est peu probable, nous pouvons suffixer la hauteur du prisme de drainage selon l'expression suivante : $hdr = (0.15 \text{ à } 0.18) * H$

Avec : **H** : Hauteur totale du barrage.

La pente aval du prisme de drainage est fonction des caractéristiques des enrochements et donc de leur stabilité au glissement et aux effets des vagues. Elle est généralement fixée comme suite : $m'dr = (1.00 \text{ à } 1.50) * m2$

Avec : **m2** : Pente amont du barrage.

La pente du talus amont est étroitement liée à la ligne de saturation et donc à la stabilité du remblai, mais elle joue aussi un rôle très importants dans la quantification du débit d'infiltration. Habituellement elle est fixée comme suite:

$m''dr = (1.25 \text{ à } 2.00) * m2$

avec : **m2** : Pente amont du barrage.

2.8.2.5. Drainage de surface :

Ce type de drainage, est employé dans la construction de petites retenues collinaires. Il présente l'avantage de ne pas exiger de grandes quantités d'enrochement pour sa construction et d'être facilement réparable en cas d'avaries. Il présente

l'inconvénient de ne pas influencer la ligne de saturation qui peut débaucher sur le talus aval du barrage.

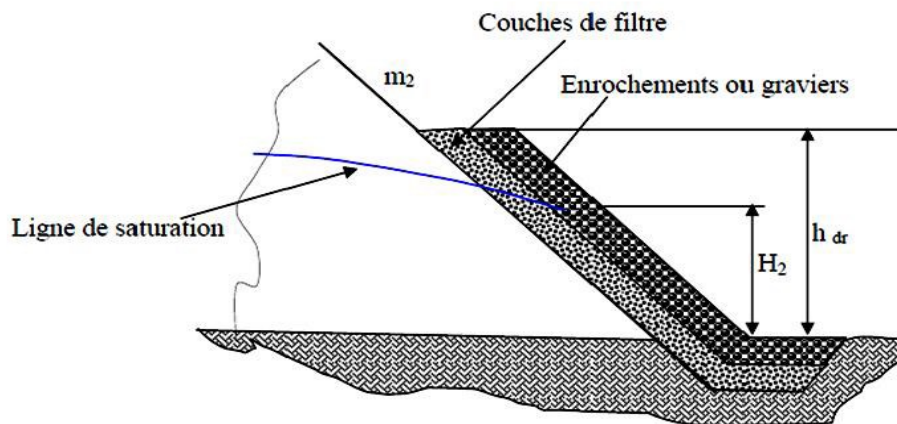


Figure 2.26 : Drainage de surface. [8]

Avec : m_2 : pente du Talus aval du barrage ;

H_2 : Hauteur d'eau à l'aval du barrage ;

H_{dr} : hauteur du drain de Surface.

➤ Dimensionnement :

L'épaisseur du drainage de surface est dimensionnée pour évacuer le débit d'infiltration sans débordement et il doit être vérifié pour ne pas être altéré par l'action des vagues.

2.8.2.6. Prisme de drainage avec drainage de surface :

➤ Définition :

C'est une variante qui associe les deux variantes précédentes. Il est employé dans les cas où l'étude hydrologique fait ressortir la possibilité d'une élévation exceptionnelle du niveau d'eau à l'aval et qui risque de dépasser la crête du prisme de drainage.

➤ Dimensionnement :

La partie constituée par le prisme est dimensionnée de la même façon que pour le prisme seul. De même pour la partie, drainage de surface mais en prenant en considération la hauteur maximale du niveau aval.

$$H_{dr} = H_{2max} + (0.50 \text{ à } 1.00 \text{ mètre})$$

Avec : H_{2max} : Hauteur d'eau aval exceptionnelle

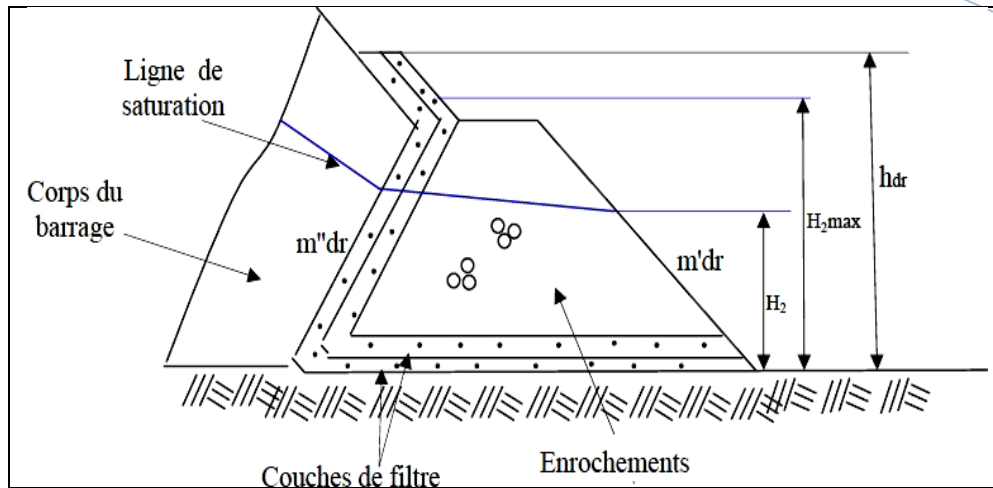


Figure 2.27 : Prisme de drainage avec drainage de surface.[8]

2.8.2.7. Prisme de drainage avec drain tapis interne :

➤ Définition

Le plus souvent et pour des raisons de sécurité de l'ouvrage, on associe les deux variantes du prisme de drainage et du tapis interne. Ainsi le prisme de drainage est prolongé à l'intérieur du massif par un drain tapis interne. On rencontre deux variantes suivant que les fondations sont perméables ou non voir figure (2.29) .

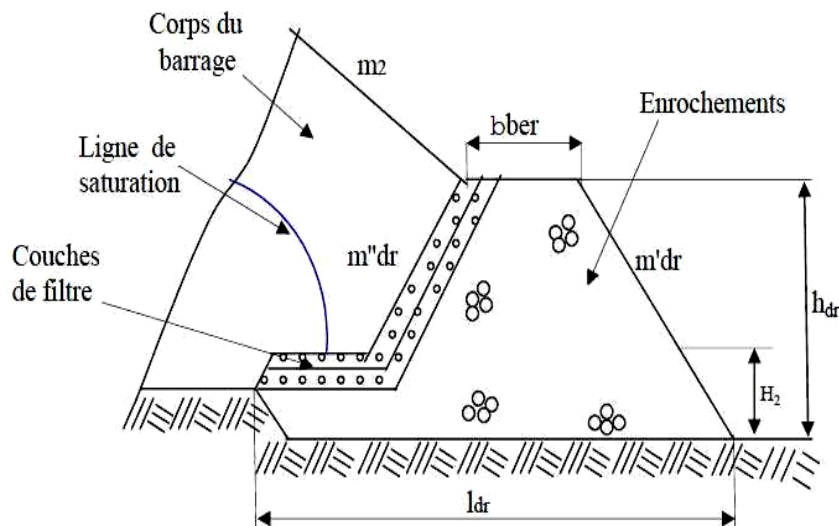


Figure 2.28: Prisme de drainage avec drain tapis interne sur fondations imperméables.[8]

➤ Dimensionnement :

Le dimensionnement d'un tel prisme drainages est fait de la même manière que pour le prisme et drain tapis interne.

2.8.2.8. Drainage à bande :

➤ Définition :

C'est une variante du drain tapis interne mais la bande drainante n'est pas continue sur sa partie aval. Celle-ci est remplacée par des bandes discontinues. Ce type de drainage est prévu quand la quantité des enrochements et graviers n'est pas suffisante et que la fondation est imperméable. La bande drainante peut être remplacée par des drains tuyaux.

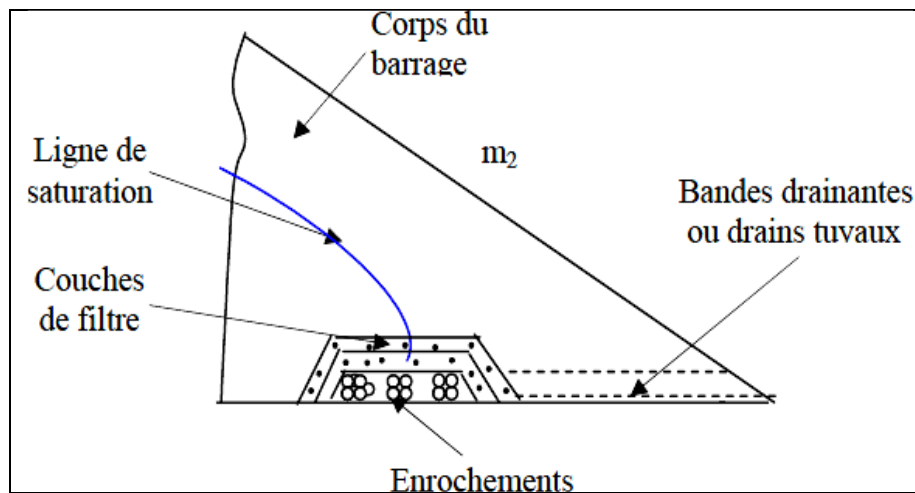


Figure 2.29 : Drainage à bande . [8]

➤ Dimensionnement :

Le dimensionnement de ce type de drainage se fait de la même façon que pour un drain tapis interne.

2.8.2.9. Puits filtrants de décompression:[7],[8]

➤ Définition :

Des puits filtrants de décompression peuvent être nécessaires pour assurer le drainage des fondations et éliminer les sous pressions dans la zone du talus aval du barrage, lorsque les fondations sont relativement perméables mais hétérogènes. Ce cas est fréquent les dépôts alluvionnaires étant souvent formés de lentilles ou de couches alternées d'argile, de limons, des sables, de graviers.

Ces puits sont généralement équipés de piézomètres pour contrôler le niveau d'eau.

➤ Dimensionnement

Leurs diamètres sont d'au moins 15cm et ils sont remblayés de matériaux drainant comme pour les drains verticaux,

- La distance entre deux puits est de l'ordre de 2,0 mètres,
- La profondeur de chaque puit est égale à 1,5 de la profondeur de la couche perméable.

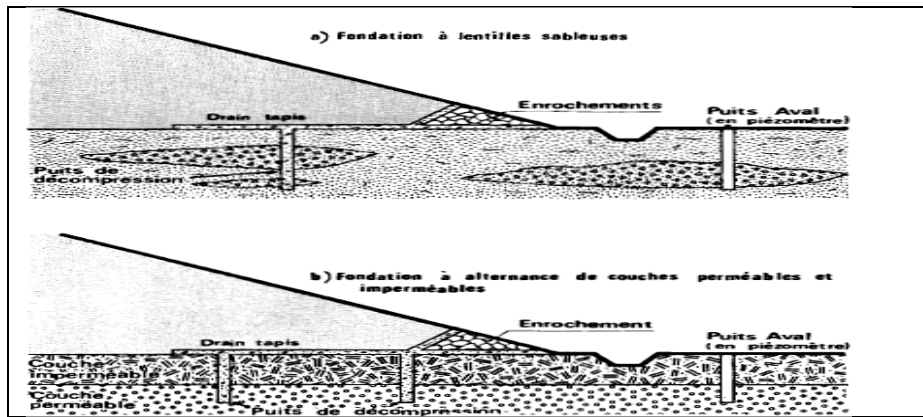


Figure 2.30 : Puits filtrants [7].

2.9. Utilisation des géotextiles comme filtre ou drain dans un barrage en terre:[7],[8]

Les géotextiles sont des nappes de fibres souples, résistantes et perméables.

Dans un barrage, les géotextiles sont le plus souvent utilisés pour participer à l'évacuation des eaux de percolation en intervenant comme filtre de protection d'un matériau granulaire drainant.

Les fonctions principales des géotextiles sont :

- ✓ La filtration,
- ✓ Le drainage,
- ✓ Le renforcement,
- ✓ Le support anti-poinçonnement.

Le géotextile peut être un organe critique pour la sécurité dont le niveau d'exigence doit être élevé. Si pour satisfaire le rôle de filtre(drain), il est évident que le géotextile doit avoir les qualités de filtration(drainage) et être doté de certaines propriétés pour résister aux contraintes qui sont propres à son voisinage, c'est-à-dire au contact avec les autres parties du barrage, ou à l'environnement du barrage, ou plus généralement aux sollicitations exercées par le milieu extérieur sur le barrage .

Toutefois, la mise en place d'un géotextile pour protéger un drain cheminée n'est pas aisée .Dans ce cas, une solution alternative consiste à construire le remblai en deux étapes, afin de mettre en place le géotextile entourant le drain sur un parement incliné stable à court terme.

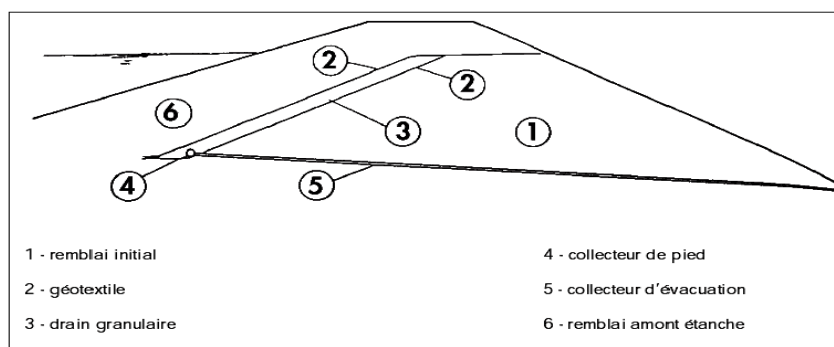


Figure 2.31 : Drain granulaire incliné en Touré par un géotextile . [8]

Il existe des drains en géotextile composite constitués d'une nappe drainante prise en Sandwich entre deux nappes filtrantes et capables d'évacuer des débits importants. Ces dispositifs peuvent remplacer le drain cheminé d'un petit barrage à condition qu'ils puissent évacuer un débit suffisant.

Le géo composite est mis en place de la façon suivante figure (2.34):

- ✓ Le remblai est édifié encompactant alternativement des couches à l'amont puis à l'aval du système drainant,
- ✓ Lorsque la **zone 1** est compactée, un premier panneau de géo composite est installée puis accordé au collecteur de pied ,la largeur excédentaire étant rabattue vers l'amont,
- ✓ La **zone 2** est compactée, puis le géo composite libre est rabattu vers l'aval,
- ✓ La **zone 3** est compactée et ainsi de suite.

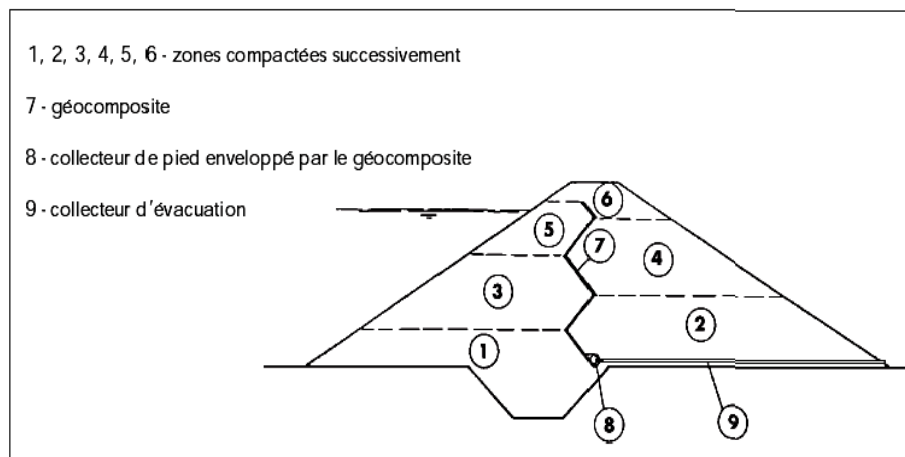


Figure 2.32 : Drainage vertical assuré par un géotextile composite [8]

2.9.1. Différences entre les filtres de géotextiles et les filtres granulaires : [7],[8]

Les filtres granulaires sont normalement employés dans les barrages en remblai et l'expérience acquise à leur sujet est considérable. Les filtres de géotextiles peuvent remplir le même rôle mais certaines différences dans leur nature et leur action apparaissent lorsqu'on examine la substitution d'un filtre granulaire par un géotextile. Les différences caractéristiques sont les suivantes :

➤ **Uniformité :**

Géotextiles sont sujets à des tolérances de fabrication mais celles-ci sont obtenues dans des conditions d'usine. Les filtres granulaires, non traités, sont sujets à la variabilité inévitable des sols naturels. Ils sont également sujets à la variabilité due à la ségrégation pendant la mise en place.

➤ **Maintien de la continuité :**

On doit compter sur l'extensibilité et la résistance d'un géotextile pour maintenir sa continuité pendant la mise en place et les déformations ultérieures. Un filtre

granulaire non cohésif ne peut contenir une fissure ouverte lorsqu'il est saturé. Il maintient ainsi sa continuité par effondrement interne.

➤ **Épaisseur :**

Un géotextile est beaucoup plus mince qu'un filtre granulaire. Les pertes de charge à travers un géotextile de perméabilité semblable à celle d'un filtre granulaire sont beaucoup plus petites. Les particules en migration peuvent être arrêtées en profondeur dans un filtre granulaire.

Cependant, les filtres granulaires mis en place ont généralement plus de 100 fois l'épaisseur du géotextile équivalent, et ainsi intrinsèquement ils donnent plus de sécurité.

2.9.2. Transitions intermédiaires :

Un filtre est souvent employé comme transition entre un sol fin et un sol grossier. La transition agit comme filtre pour le sol fin et comme base pour le sol grossier. Lorsqu'un sol granulaire est employé comme transition, les mécanismes aux deux interfaces sont les mêmes.

La migration du sol de transition dans le sol grossier, est empêchée par l'arrêt des particules à l'intérieur des pores du sol grossier, et par la formation de voûtes et par l'auto-filtration à l'interface. Ce n'est pas le cas lorsqu'un géotextile est utilisé.

Les fibres d'un géotextile sont de diamètre semblable à ses pores. Le déplacement des fibres du géotextile dans le sol grossier est empêché par la tension des fibres au-dessus des pores du sol grossier, plutôt que par leurs dimensions. L'utilisation du géotextile permet un meilleur règlement de la distribution des pores, sans affecter la stabilité du filtre.

2.9.3. Drainage de la fondation:[8]

Pour assurer une évacuation efficace des eaux provenant de la fondation , la méthode la plus adaptée consiste à installer un tapis drainant à la base de la recharge aval, au contact remblai –fondation, et ce, jusqu'au drain vertical ou incliné situé au centre du remblai.

L'épaisseur des différentes couches de drainage doit être suffisante pour permettre l'écoulement du débit prévu. A ce titre, une épaisseur de **0,20 mètre** est recommandée pour chaque couche granulaire horizontale (drain et filtre).

En présence d'une couches superficielle peu perméable en fondation recouvrant une autre couche plus perméable, et si la limites supérieur de cette dernière se trouve à une profondeur inférieur à **$H/3$** , il est conseillé de mettre en place des puits de décompression (souvent instrumentés par des piézomètres) au pied aval du barrage, à une fréquence d'un puits tous les **10 à 25 mètre**. Ces puits doivent être protégés par un matériau filtrant adapté au sol environnant pour éviter tout colmatage.

2.10. Protection du talus amont :

2.10.1. RipRap déversé :

Le riprap déversé est, selon le bulletin 91 de la CIGB, le type de protection de talus généralement le plus efficace.



Figure 2.33 : Exemple de talus amont protégé par riprap . [a]

Le riprap doit contenir une forte proportion d'éléments supérieurs à la dimension minimale nécessaire pour résister à l'action des vagues. En fonction de la hauteur des vagues h , on détermine la dimension préconisée de la protection classique en enrochements : épaisseur e de la couche d'enrochements (mesurée perpendiculairement au parement) et diamètre d_{50} tel que 50 % en poids des blocs aient un diamètre égal ou supérieur à d_{50} . La dimension des plus gros blocs est limitée à e . Les éléments les plus petits n'ont pas un diamètre inférieur à 0,10 mètres. [a]

Tableau 2.2 : Dimension de la protection amont en enrochements

Hauteur des vagues h (m)	Epaisseur e (m)	d_{50} des blocs (m)
0.30	0.30	0.20
0.55	0.40	0.25
0.80	0.50	0.30
1.05	0.60	0.40
1.30	0.70	0.45
1.55	0.80	0.50

La mise en place du riprap doit éviter toute ségrégation. Les roches doivent être saines, denses, inaltérables. Différents essais pétrographiques et d'évaluation de propriétés physiques sont décrits dans le bulletin 91 de la CIGB qui classe les caractéristiques suivantes comme importantes pour la sélection d'une roche : taille appropriée des blocs puis sont privilégiées la plus forte durabilité, la masse volumique la plus élevée, une forme plus équidimensionnelle et une surface plus rugueuse.

Le riprap peut être dégradé par l'action des vagues. Si les matériaux de la couche d'assise sont trop fins, les vagues peuvent progressivement expulser les matériaux du

filtre et le remblai devient exposé à l'action des vagues. Par ailleurs, si la masse moyenne des blocs rocheux n'est pas suffisamment grande pour résister aux forces hydrodynamiques des vagues ou si la qualité médiocre des roches a entraîné leur déségrégation, des blocs peuvent être déplacés, la couche d'assise disparaît alors laissant le remblai exposé aux agressions. Outre les caractéristiques des blocs et de la couche d'assise, un mauvais calcul de la vague de projet peut aboutir à ce type de dégradations.



Figure 2.34 : Vue des dégradations du talus amont pendant la vidange du talus amont (géométrie irrégulière) rip-rap. [a]

2.10.2. Dalles en béton :

Les dalles de béton peuvent être constituées de béton coulé in situ ou d'éléments de béton préfabriqués placés côte à côte. Leurs dimensions varient de 1,5 à 15m et leur épaisseur de 0,1 à 0,3m. [a]



Figure 2.35 : Barrages de Carces - vue de la protection du talus amont par dalles béton - [a]

2.10.3. Revêtement en gabions :

Les gabions sont des cages de fil d'acier souvent galvanisé ou revêtu de PVC, de forme parallélépipédique, remplis d'enrochements. Ce type de protection convient parfaitement aux talus raides. Les gabions sont empilés les uns sur les autres et forment une structure en gradins. Le matelas Reno consiste à disposer les gabions bout à bout sur le talus. Les gabions sont maintenus en place par frottement entre les gabions et le remblai. Aucune butée de pied n'est nécessaire mais une protection doit être installée en pied afin d'éviter les affouillements.



Figure 2.36: Talus amont avec protection par matelas Reno [a].

Les dégradations peuvent provenir de la corrosion de la cage métallique et les pierres non confinées peuvent être trop petites ou minces pour assurer la protection du talus.

2.10.4. Pavés autobloquants :

Des blocs de béton préfabriqués emboîtés peuvent être utilisés pour la protection de talus.



Figure 2.37 : Talus amont avec protection par pavés autobloquants [a]

2.11. Conclusion :

En conclusion, on note que l'infiltration des eaux à travers le corps du barrage ou sa fondation, est un phénomène qui est dû au gradient hydraulique et au coefficient de perméabilité. L'écoulement gravitaire de ces filets d'eaux entraînant avec lui les particules fines du sol, amorçant ainsi une érosion interne. Ainsi, sous l'effet de pression elle forme un petit tunnel qui est dévastateur pour l'ouvrage et un danger pour sa stabilité.

L'analyse approfondie des risques d'infiltration constitue donc une étape essentielle dans la sécurisation des ouvrages hydrauliques, en particulier ceux en interaction directe avec le sol et les masses d'eau. Les infiltrations non maîtrisées peuvent engendrer des affaiblissements structurels, une perte de stabilité des talus et, à long terme, des ruptures graves.

L'auscultation régulière, à l'aide d'instruments adaptés tels que les piézomètres, ou encore les capteurs de pression interstitielle, permet de détecter toute anomalie susceptible d'amorcer une dégradation du comportement hydraulique ou mécanique du sol.

Les dispositifs de protection contre les effets de l'eau (drainages, couches filtrantes, géotextiles, revêtements étanches) jouent un rôle crucial dans le maintien de la sécurité du barrage. Le choix de leurs emplacements et de leurs dimensionnements sont à l'origine de leurs utilités et efficacité.

Ces choix conceptuels doivent tenir compte des aspects techniques de sécurité et des aspects économiques pour la rationalisation des coûts correspondants.

En parallèle, la protection du talus amont est assuré par d'utilisation des techniques de stabilisation (enrochements, RipRap déversé, Dalles en béton, Revêtement en gabions, Pavés autobloquants, végétalisation), qui permet de réduire l'érosion externe, d'assurer la durabilité de l'infrastructure et de garantir la sécurité en période de crue ou d'intempéries intenses.

Chapitre 0 3
Présentation du barrage d'étude
Barrage hammam debagh

Chapitre 03

Présentation du barrage d'étude Barrage HAMMAM DEBAGH

3.1. Généralité:[9], [10], [11]

Le barrage de **HAMMAM DEBGH** sur l'oued bouhamdane est situe dans la willaya de guelma ,a 20 kilomètre a l'ouest de ville de guelma(Algérie) ,dans l'est algerien .Il est implante a 03 kilomètre a l'amont de la localite de **HAMMAM DEBGH** ,une agglomération qui s'est développée autour des thermes de hammam Meskhoutine, dans la wilaya de Guelma. Le réservoir du barrage retient l'un des plus importants affluents de l'oued Seybouse, l'oued Bouhamdane qui s'écoule du Sud-Ouest vers le Nord-Est, le long du versant Sud-tellien, entre les massifs de djebel Taya, au Nord et du djebel Seba Mzaar, au Sud .

Le but de l'aménagement est essentiellement la regularisationdes apports en vue de satisfaire les besoins pour l'errigation du périmètre de guelma-boucheougouf,dant la superficie est de 13000 hectares ,un objectif secondaire est a plus log terme ,le renfercement de l'alimentation en eau potable des localités de Hammam Debagh, Medjaz Ammar, Houari Boumedienne

Bendjerrah et la ville de Guelma (Fig. 3.1).

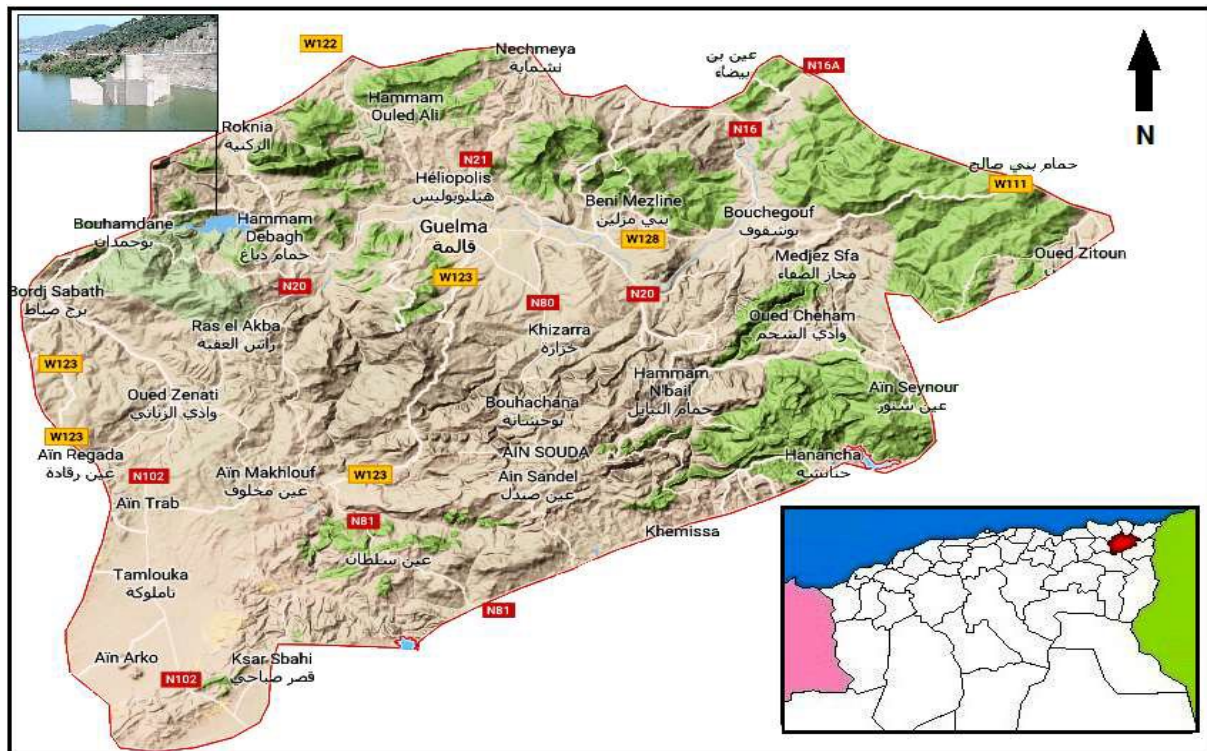


Figure 3.1: Situation géographique du barrage Hammam Debagh dans la région de Guelma . [17]

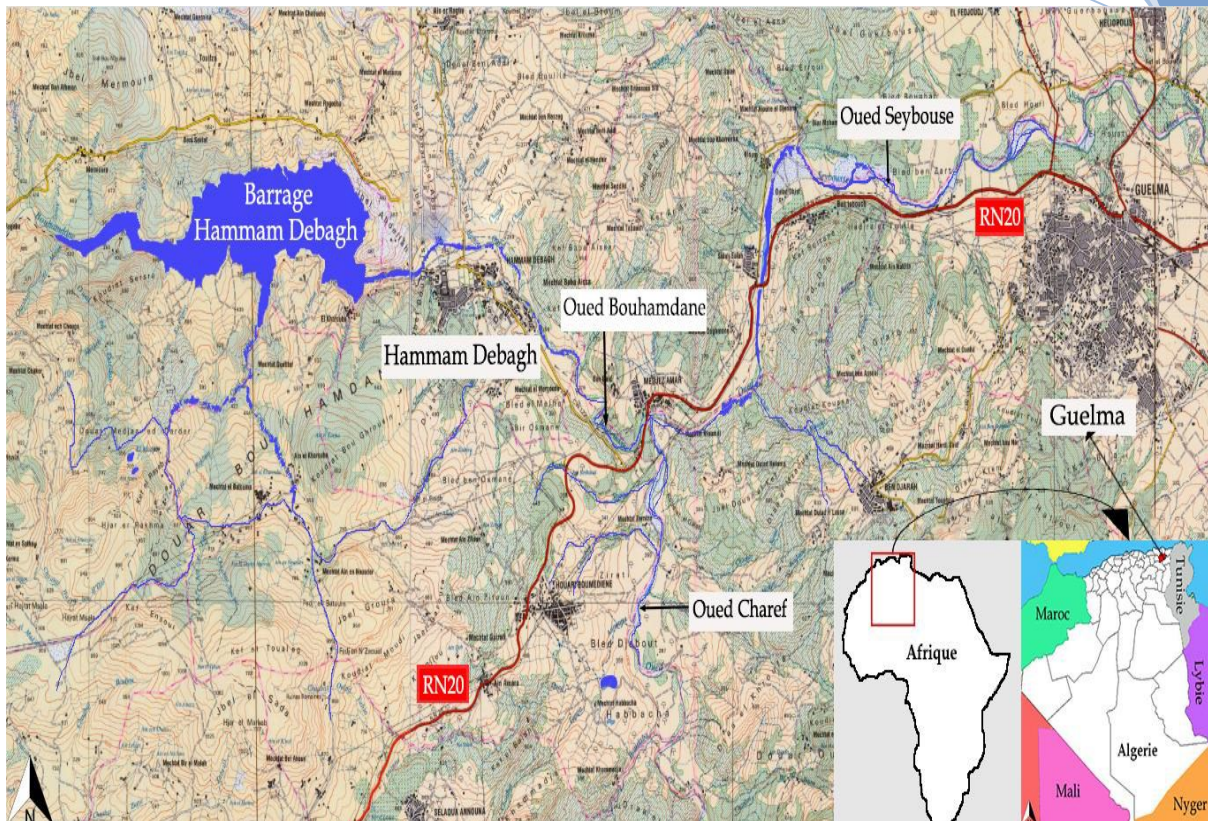


Figure 3.2: Localisation du site d'étude . [17]

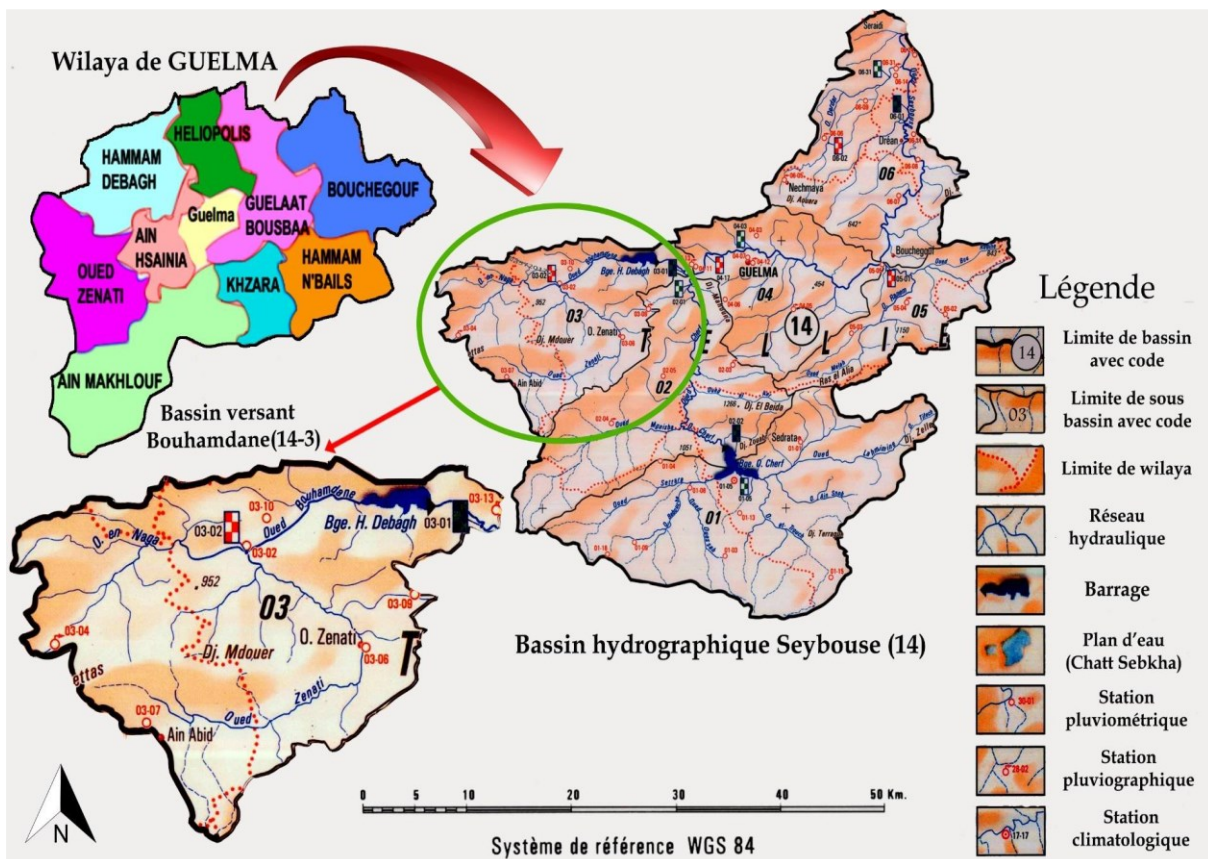


Figure 3.3:Localisation et délimitation du bassin versant de l'oued Bouhamdane . [17]

3.2. Affectation des eaux du barrage Hammam Debagh :[9],[10]

Le but de la retenue est essentiellement de régulariser les apports en vue de satisfaire les besoins pour l'irrigation du périmètre de Guelma-Boucheougouf et le renforcement de l'alimentation en eau potable de quelques villes de la wilaya de Guelma.

3.2.1. Alimentation en eau potable :

Le barrage de **HAMMAM DEBAGH** constitue la principale ressource en eau de la wilaya de Guelma. Il alimente essentiellement le couloir Est de la vallée de Guelma constitué par les agglomérations : **Hammam Debagh** (18,29 l/s), Medjez Ammar (4,14 l/s), Ben Djarah (5,04 l/s), la ville de Guelma (300 l/s) et la localité de Roknia (9,77 l/s) située dans le versant Nord de la vallée de Guelma.

3.2.2. Alimentation en eau d'irrigation :

Le périmètre s'étend sur 80 Km environ depuis la confluence des oueds Bouhamdane et Cherf, donnant naissance à l'oued Seybouse jusqu'au nord de la ville de Drean. Situé de part et d'autre de l'oued Seybouse, il dispose d'une superficie équipée de 9 940 ha et d'une superficie irrigable de 9 250 ha répartie en cinq (05) secteurs indépendants allant de 605 ha pour le plus petit secteur à 3 500 ha pour le plus grand .

Pour valoriser les terres des plaines de Guelma et de Boucheougouf le système d'alimentation du périmètre a été conçu de manière à utiliser au maximum la ressource en eau dont dispose la wilaya de Guelma du fait que celle-ci est sillonnée par un réseau hydrographique très important. Ainsi l'approvisionnement en eau des secteurs se fait par des lâchers d'eau à partir du barrage **Hammam Debagh** dans l'oued Bouhamdane et sa reprise est opérée dans chaque secteur grâce à un seuil, une station d'exhaure, un dessableur, une station de pompage et un réservoir de compensation (Fig.3.4).

Le réseau de distribution est du type ramifié et les techniques d'irrigation utilisées au sein des secteurs sont l'aspersion pour les cultures maraichères et le goutte à goutte pour l'arboriculture fruitière.

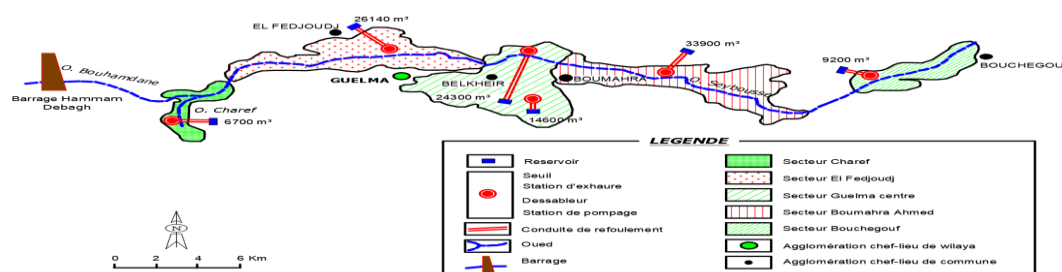


Figure 3.4 : Schéma d'aménagement et organisation du périmètre Guelma-Boucheougouf .[17]

3.3. Historique du barrage HAMMAM DEBAGH : [11] , [12] ,[15]

3.3.1. L'études :

Le barrage de **HAMMAM DEAGH** (ou Hammam Meskhoutine ou El Miah essaliha) été l'objet de l'intérêt des services hydrauliques depuis longtemps , et son étude a commencé dès avant le début des années soixante dix.

L'opération a véritablement, commencé lorsque l'Administration Algérienne confia les études d'avant projet détaillé de cet ouvrage au bureau d'étude Belge Traction-Electricité assisté de STUCYU (Suisse) et ACRES (Canada) .

A la suite d'un appel d'affres restreint , un contrat pour les études d'exécution et pour une mission d'assistance technique pendant les travaux fut signé en Juillet 1980 avec COYNE et BELLIER (France), qui en réalité intervint dès 1978.

De 1978 à 1980 l'exécution de travaux de reconnaissance en début de chantier, et aussi le séisme d'El Asnam qui survint le 10 octobre 1980 , conduisirent à reconsidérer profondément certaines dispositions du projet, tout en conservant les partis principaux bien adaptés aux conditions locales .les éléments principaux de cette évolution sont :

La révision de l'hydrologie ,a la suite de laquelle les apports ont a été revus a la baisse de 83 a 63 hm^3 ,à conduite a réduire quelque peu la capacité de la retenue :elle est passée de 235 à 200 hm^3 ,c'est-à-dire de 3,9a 3,3 fois l'apport moyen annuel révisé ;le niveau de retenue normale s'est ainsi trouvé abaissé de 365 à 360 :

- Les reconnaissances complémentaires ont engendré une nouvelle vision du contexte géologique au site ; en conséquence, la nécessité de s'accommoder de terrains de fondation médiocres sur tout en rive droite ,sans espoir raisonnable de trouver un niveau de fondation correct à une profondeur modérée, a amené à revoir la géométrie de la digue avec du talus adoucis , et aussi son implantation ,de telle sorte que la présence des remblais ait un effet aussi stabilisateur que possible sur les pentes des rives ;
- La considération soigneuse du risque sismique a conduit à revoir la conception interne de la digue , à prévoir une importante revanche entre la crête de la digue et le niveau moyen du plan d'eau ;dans le même souci les ouvrages en béton ,qui représente un poste très lourd de ce projet ,sont restés essentiellement souterrains dans la rive gauche ;ils sont été modifiés pour pouvoir les fonder le plus possible au meilleur rocher.

3.3.2. Les travaux de génie civil :[16]

A l'issue de l'appel d'offres, un marché de travaux fut signé ,début 1980 ,avec le consortium italien ITALSTRADE-COGEFAR-RECCHI.

Les principales dates qui caractérisent l'évolution des travaux de génie civil sont les suivant :

- ✓ Eté 1978 : appel d'offres les travaux de génie civil ;
- ✓ Avril 1980 : ordre de service de commencer ;
- ✓ 1979 -1980 : installations et reconnaissances complémentaire ;
- ✓ Janvier 1981 :début de creusement de la dérivation provisoire ;
- ✓ Mai 1983 :basculement de l'oued dans la dérivation prov ;
- ✓ Aout 1983 :début des remblais principaux ;
- ✓ Octobre 1983 :mise en fonction du batardeau ;
- ✓ Aout 1987 :fin des remblai principaux ;
- ✓ September1987 : fermeture de la dérivation ;
- ✓ Décembre 1987 : fermeture de la dérivation ;
- ✓ Février 1988 : réception provisoire.

3.3.3. L'équipement hydro –mécanique et électrique :[14]

Les études relatives au matériel hydromécanique et électrique aboutissaient à la production, des mars 1982 , d'un dossier d'appel d'offres pour les études ,la fabrication et le montage de ce matériel .le marché fut attribué en 1985 à la société commercial INGRA de YOUGOSLAVIE.

Les principales dates qui caractérisent l'évolution des travaux de constructeur du matériel sont les sont les suivant :

- ✓ Printemps 1982 : appel d'offres pour le matériel ;
- ✓ 1985 : ordre de service;
- ✓ aout 1985 : premières études, plans généraux;
- ✓ : mise en fabrication des premières pièces;
- ✓ : arrivée des premières livraisons de matériel ;
- ✓ décembre 1987 : fermeture de la vanne de vidange;
- ✓ 1988 : fin des montages des pièces lourdes ;
- ✓ 1988 : fin des études ;
- ✓ novembre 1988 : mise en service semi-industrielle.

3.4. Situation géographique (localisation) : [11] ,[12] ;[13]

Le barrage de **Hammam Debagh** sur l'oued Bouhamdane est situé dans la wilaya de Guelma, à 20 kilomètres à l'ouest de la ville de Guelma, dans l'Est Algérien. Il est implanté à 3 km à l'amont de la localité de **Hammam Debagh** (ex-Hammam Maskoutaine).

Pour objectif Initialement conçu pour la régulation du régime de l'oued Bouhamdane Historiquement connu pour la fluctuation de sont débit ses débordement et en période de crue, et aussi pour subvenir aux besoins agricole du périmètre de Guelma et Bouchegouf, pendant les années 90 une extension a été réalisé pour l'alimentation en eau potable des localités de **Hammam Debagh**, Medjaz Ammar, Houari Boumedienne Bendjerrah et la ville de Guelma.

Le barrage est une digue en remblai de 93 mètres de haut, avec un noyau central en argile et des recharges en alluvions. Un drain en alluvions criblées va de la crête du barrage jusqu'à aval des recharges ; sa perméabilité est de l'ordre de 10^{-2} m/s ; il est protégé par des filtres.

Les évacuateurs de crues sont constitués de deux seuils circulaires à déversement libre dans des puits inclinés et des galeries souterraines bétonnées de 9 m de diamètre, qui fonctionnent à l'air libre. Les deux seuils décalés en altitude, aux cotes 360,00 et 365,00 respectivement. Les pistes d'eau étagées ont une capacité de m^3/s .

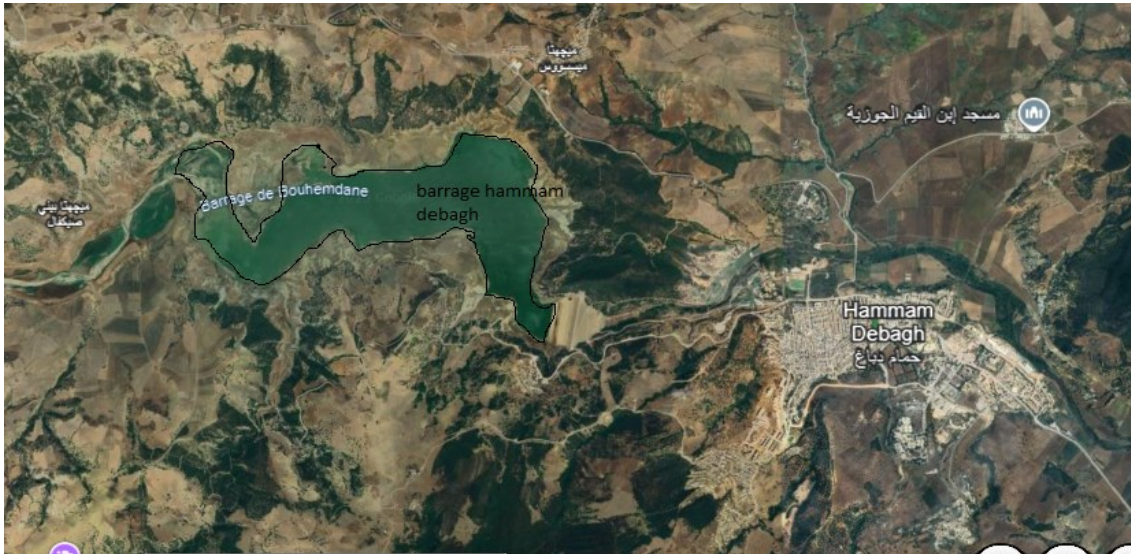


Figure 3.5: Vue par satellite de la situation du barrage hammam debagh (Google Earth).



Figure 3.6: Vue par satellite de la situation du barrage hammam debagh (Google Earth).

3.4.1. Principales caractéristiques du barrage de hammam debagh : [11] , [12],[13] ,[14]

Barrage :

Type du barrage	: remblai en terre avec noyau central en argile
Fondation	: marno-gréseuse
Hauteur au dessus du fond de fouille	: 93 m
Longueur en crête	: 430 m
Largeur en crête	: 10 m
Largeur maximale au niveau du terrain naturel	: 594m
Fruit du parement amont	: maximum 2 ,8h/1v Moyen 3,5h/1v
Fruit du parement aval	: maximum 2 ,5h/1v Moyen 3,0h/1v
Altitude de la crête du barrage	: 372,5
Altitude de la crête de déversoir	: 360 et 365
Volume du corps du barrage	: 5,6 hm ³
Volume des remblais annexes	: 0,9 hm ³
Volume de béton des ouvrages annexes	: 198 000 m ³
Volume totale des excavations	: 1,7 hm ³
Aciers	: 6000 tonnes
Forages et injections	: 139 000 m

Bassin versant :

Superficie	: 1070 km ²
Périmètre	: 142 km
Longueur	: 49.3 km
Largeur	: 21.7 km
Alt.max	: 1282 m
Alt.min	: 295 m
Alt.moy	: 800 m
Indice de pente	: 0.10
Thalweg principal	: 80 km
Pluie annuelle moyenne	: 652 mm
Distribution annuelle	: 60 % de novembre a mars
Apport moyen annuel	: 63 hm ³
Coefficient de variation	: 0,85
Apports solides	: 535000 t/an

Retenue :

cote de retenue normale	: 360
cote des plus hautes eaux	: 370,24
cote des plus hautes eaux exceptionnelles	: 371,28
aire de la retenue au niveau normal	: 665 hectares
volume totale de la retenue au niveau normale	: 200 hm ³

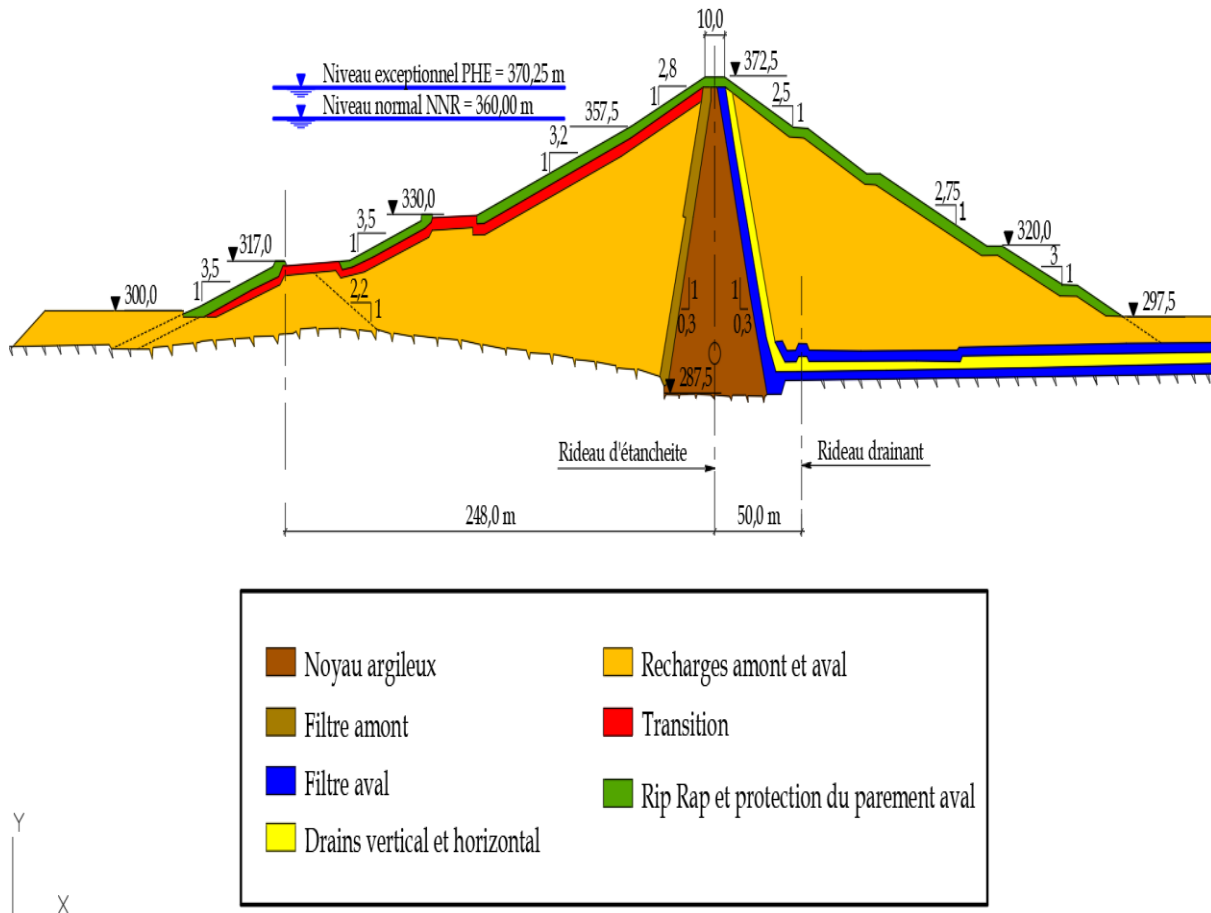


Figure 3.7 : Coupe en travers du barrage Hammam Debagh . [11]

Ouvrages annexes :

➤ Evacuateurs de crue :

Nombre	: 02
Nature	: seuil libre en corolle avec puits
inclinaison et galerie	
Diamètres des seuils	: 24 m
Cotes des seuils	: 360 et 365
Diamètre des galerie	: 9 m
Capacité	: 2240 m ³ /s a cote 371,28
Crue amortie a partir de la retenue normale	: 3810 m ³ /s (10 000 ans)

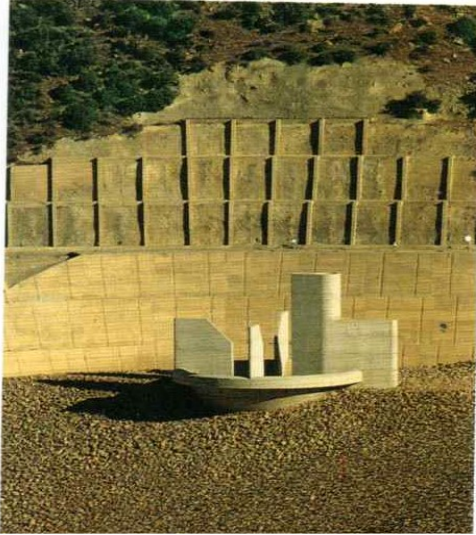


Figure 3.8 : vue de l'évacuateur n°01[11] **Figure 3.9 :** vue de l'évacuateur n°02[11]



Figure 3.10: barrage Hammam Debagh : évacuateur de crues
de type Corolle et Seuil . [17]

➤ **Vidange de fond :**

Nombre	: 01
Nature	: galerie diamètre 5 m chambre Souterraine, tour de batardage amont
Capacité maximale sous retenue normale	: 218 m ³ /s

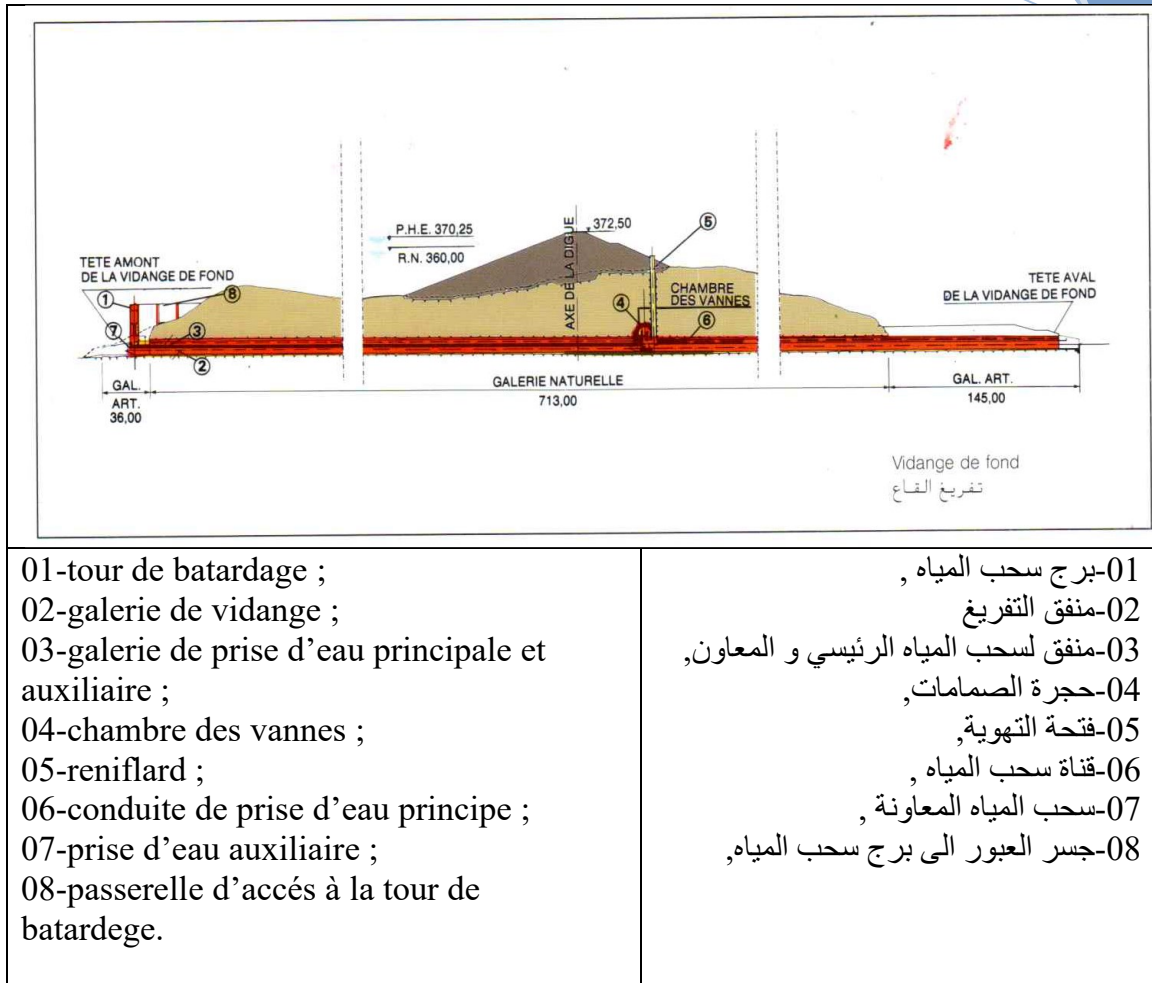


Figure 3.11 : vidange de fond. [11]

➤ Prises d'eau

Nombre	: 03 prises étagées, 01 pris auxiliaire
Nature	: tour de prise ,conduites, Restitution par jets creux
Capacité maximale sous retenue normale	: 12,6 m ³ /s

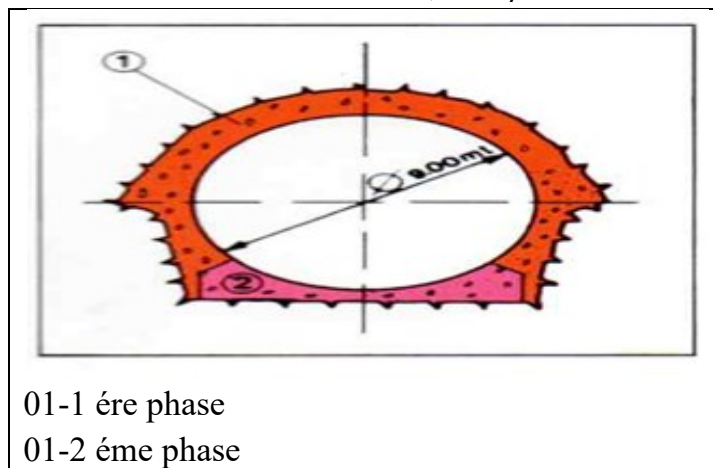


Figure 3.12 : vue de prise d'eau [11]

➤ **Système de déversement :**

Nombre	: 04 circuits sur la conduite de vidange de fond
Nature opercule	: conduites diamètre 400 avec vannes a
Capacité maximale sous retenue normale	: équivalente a 17 m ³ /s d'eau

➤ **Dérivation provisoire :**

Nature	: galerie diamètre 9 m en rive gauche
Capacité maximale sous retenue normale	: 1000 m ³ /s

3.4.2. Principales quantité de réalisation : [10]

- Excavations1 700 000 m³.
- Remblais.....6 500 000 m³.
- Béton.....198 000 m³.
- Coffrage130 000 m².
- Aciers6 000 T.
- Forage et injections.....139 000 ml.

3.4.3. L'aménagement : [11]

L'aménagement comprend les ouvrages suivants :

1. corps de la dige ; une digue en terre
2. deux évacuateurs de crue en puits de section circulaire ;
3. évacuateur n°02
4. vidange de fond dans laquelle est incorporée la chambre des vannes en souterrain à 50 m à l'aval de l'axe de la digue ;
5. tour de prise verticale encastrée dans le rocher comportant 3 niveaux de prises et reliée à la chambre des vannes par la galerie de prise d'eau principale elle-même incorporée au niveau supérieur de la vidange de fond ;
6. chambres des vannes ;
7. voile d'étanchéité et de drainage .

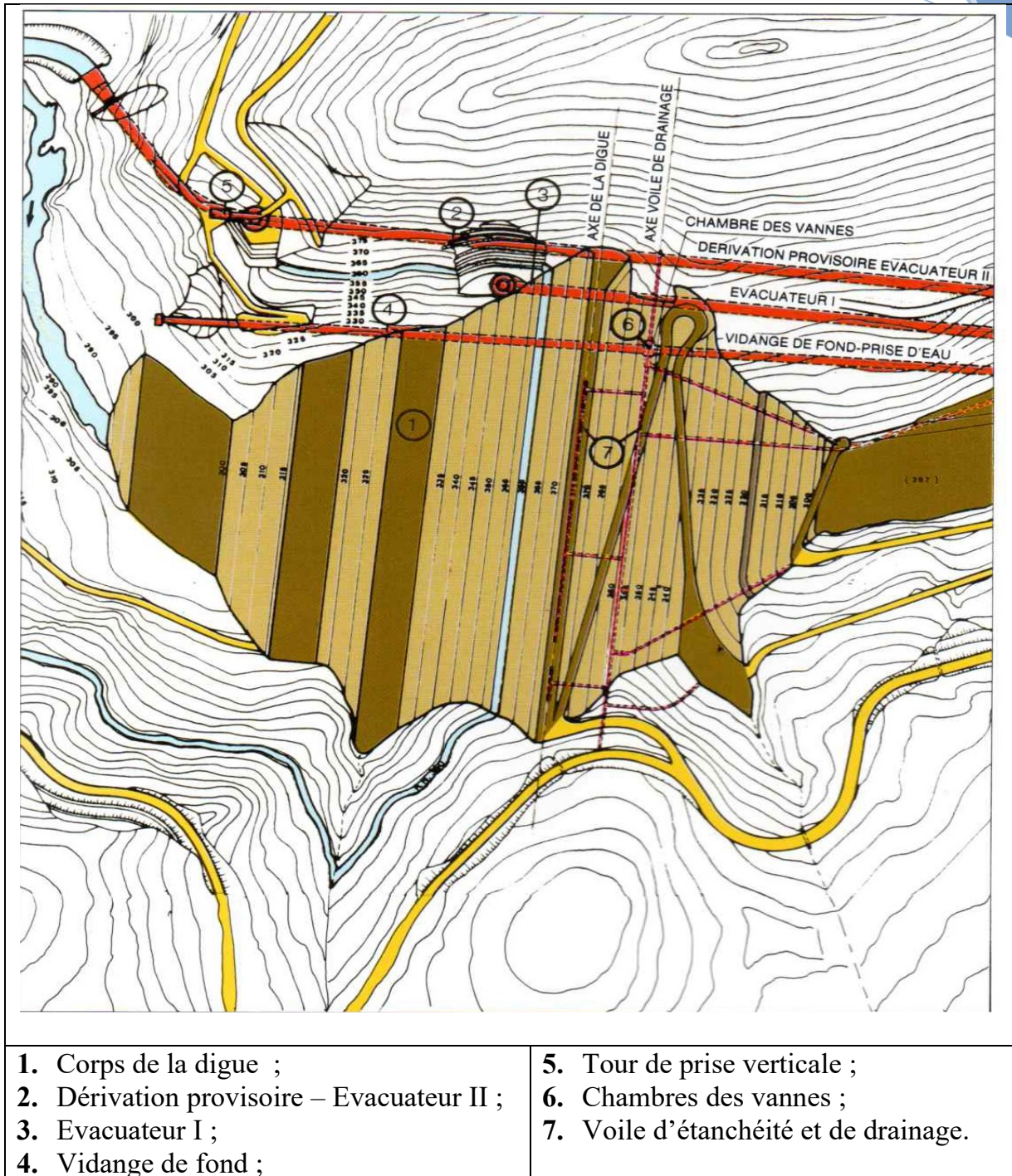


Figure 3.13 : Dispositions générales des ouvrages annexes du barrage[11]



Figure 3.14 : Vue aval barrage hammam debagh.[11]



Figure 3.15 : Vue générale d'amont du barrage hammam debagh [11]



Figure 3.16 : barrage hammam debagh .[12]

3.4.4. Les matériaux de construction : [10],[11]

➤ **Noyau** : la terre a noyau est un silt argileux relativement plastique qui se classe comme CL CH dans la classification de cas grande :

La limite de liquidité est en moyenne de 45 à 50 ;

La limite de plasticité est en moyenne de 25 à 30.

Elle comprend 60 à 80 % d'éléments inférieur à 80 microns, et 30 à 50 % d'éléments inférieur à 2 microns.

La masse volumique sèche à l'optimum Proctor normal des argiles les moins plastique est de l'ordre de $1,75 \text{ g/cm}^3$ pour une teneur en eau de l'ordre de 18% ; on a obtenue 1,65 et 20 % pour les argiles les plus pastique.

Les valeurs moyenne représentatives à retenir sont :

Densité sèche en place : 1,68 ;

Teneur en eau : 20,70% ;

Pourcentage O .P .N : 101,9 %

➤ **Recharges** : des graves plus ou moins sableuse ou argileuse

Du point de vue granulométrique, les graves comprenaient des éléments allant jusqu'au mètre de diamètre, mais en petite proportion ; il y avait entre 2 et 20 % de fines (inférieur à 80 microns).

les matériaux des recharges ont a été classés en deux catégorie en fonction de la granulométrie des éléments supérieurs à 450 mm :

categorie A les matériaux tel que le D 50 soit au moins égale à 5mm,et tel que le pourcentage passant à 80 microns soit au plus égale à 12 % ;

categorie B les matériaux ne satisfaisant pas les conditions de catégorie A ,mais tel que le D 50 soit au moins égale à 2 mm,et tel que le pourcentage passant à 80 microns soit au plus égale à 17 % ;

- **Remblai** : les matériaux classés ont à été fabriqués à partir des plus propres des gites de graves des terrasses amont . étant donné leur faible teneur en fines ,il n'y a pas eu de problème lié à la présence de la nappe.
- **Le drain aval** : sur lequel repose la sécurité du barrage notamment en cas de séisme a été réalisé avec la classe 10/50 pure sans mélange ,ce qui a permis d'obtenir une propreté satisfaisante :moins de 4% de fines inférieure à 80 microns ,et une perméabilité de l'ordre 10^{-6} m/s .pour atteindre ces résultats le compactage a été limité à 4 passes de rouleau lisse CA5IS sans vibration ,pour des couches de 40 cm ;la densité relative minimal requise n'était que de 65 % .en fin pratique la densité relative a atteint 85% sans que l'ateneur en fines n'en soit affectée.
- **Le filtre aval** : comprenait 6 à 8 % de fines, le compactage a été limité à 4 passes de rouleau lisse CA5IS sans vibration ,avec des couches de 30 cm ;la densité relative minimal requise n'était que de 65 % .en fin pratique la densité relative a atteint 85% .
- **Le filtre amont** : qui joue le double rôle de transition entre le noyau et la recharge d'une part ,de colmatage de fissure d'autre part ,était assujetti à des spécification très voisines .de plus ,on s'est assuré que le matériau n'avait pas de cohésion en vérifiant qu'un moulage proctor trempé dans l'eau s'effondrait spontanément au bout de quelques secondes ,ceci garantissant que la fonction de colmatage est susceptible d'être assurée.

3.5. Etude d'avant projet:[9], [10] ,[11]

Les études géologiques du site à l'avant-projet décrivent assez précisément la Structure du substratum , comme une alternance de grès et schistes qui, en rive Gauche, est monoclinale, plonge vers la rive et légèrement vers l'amont. En rive Droite, la structure dessine une voûte anticlinale plus complexe.

Les corrélations entre les principaux bancs de grès sont établies ainsi que la Localisation des failles identifiées. La plus importante suit le lit de l'oued en Divergeant légèrement vers la droite à l'aval.

Les couvertures superficielles consistent en plusieurs niveaux de terrasses à l'amont Et un lambeau à l'aval rive gauche.

L'accent est surtout mis sur la présence de nombreux glissements superficiels dont La carte, essentiellement renseignée par une étude de géophysique, donne une Image assez floue. On en retient :

- en rive droite, deux glissements importants (jusqu'à 7 mètres l'épaisseur) sur Les deux principaux éperons entre le niveau de la rivière et la cote 350 ; un Autre plus modeste vers la cote 370 sur l'éperon principal, à l'endroit où la Crête de la digue rejoint aujourd'hui la route de Taya ;

- en rive gauche, trois groupes de glissements d'amont en aval ; le premier Groupe est entre le lit de l'oued et la cote 345, juste en amont de la section Minimale de la vallée; le second se trouve 300 mètres plus à l'aval, et le Troisième encore 200 mètres plus à l'aval, sur une face apparemment très Régulière du talus rive gauche.

Les caractéristiques mécaniques des formations meubles ou d'altération rocheuse Sont déterminées à la suite d'essais de laboratoire. Les angles de frottement effectif varient de 21 à 24 degrés. Des valeurs pratiques pour les terrains en place ou glissés en sont dérivées ; elles s'étalent entre 15 et 35°

Les recommandations pratiques des géologues sur la base de cette interprétation Consistent en :

- une implantation de la digue guidée par le souci d'éviter autant que possible Les glissements sous les recharges en rive droite et de profiter de la croupe Centrale relativement saine et peu décomprimée, bien qu'elle soit affectée par Un gros glissement. En rive gauche les glissements ne peuvent être évités. Une réserve importante est faite sur l'existence possible d'une ancienne vallée Latérale au sommet de la rive droite ; en fait, l'implantation retenue est tout Simplement sur la coupe la plus étroite.
- on prévoit des fouilles sous le noyau de 5 à 8 mètres en général, avec des Approfondissements jusqu'à 14 mètres, avec un critère de vitesse sismique à 1000 m/s ; les terrains glissés ne sont pas systématiquement retirés; précautions Spéciales à l'ouverture des fouilles (curage, bétonnage, filtre inversé,...);
- un décapage sous la digue limité à 2 mètres systématiques, plus un Approfondissement selon l'examen visuel ;
- un enlèvement des silts et sables fins des terrasses amont sous le batardeau Pour éviter les effets de la liquéfaction;

une stabilisation du pied de certains glissements par des remblais. Ces recommandations s'appliquent pour une digue dont les talus ont de fruits moyennés De 3,15 h/1v à l'amont et 2,5h/1v à l'aval

3.5.1. Apport des reconnaissances complémentaires : [12],[13]

Les nouvelles reconnaissances et interprétations effectuées dans le cadre du début Des travaux , faute d'avoir pu être obtenus plus tôt , ont conduit à reconsidérer Sous un autre angle plusieurs des aspects importants du site. substratum rocheux : on doit le considérer comme un ensemble à dominance De marnes schisteuses mécaniquement médiocres, et faisant illusion en raison D'une

armature de grés durs suffisante pour maintenir un relief accusé, mais Instable ; compte tenu de la complexité tectonique et de la rareté des Affleurements, la structure de cette armature est incertaine et ne sera jamais Parfaitement connue. Dans ces conditions, il est illusoire de vouloir tenir Compte du double rôle mécanique et hydraulique qu'elle peut jouer dans la Fondation pour choisir en conséquence l'implantation de la digue . La Dominance des marnes schisteuses, l'importance de leur altération superficielle Et la présence de surfaces de cisaillement argileuses ne permettent pas de Considérer à coup sûr le toit du rocher comme un niveau de fondation Présentant toute garantie de sécurité vis à vis d'un remblai à fortes pentes.

- altération superficielle : d'après ce que l'on a pu voir dans les puits et Galeries, le contact paraît assez bien établi entre les terrains meubles de Couverture (éboulis et colluvions) et le substratum en place ; l'altération Superficielle pénètre assez profondément dans les schistes qui se délitent En lamelles grises argileuses et se couvrent de colluvions argilo-silteuses Jaunes. Sur les versants à faible pente (haut de la rive droite) la couverture Semble peu épaisse ; les bancs de grés durs résistent bien à l'altération mais Ils sont le plus souvent entraînés par le fauchage des niveaux schisteux qui les entourent ;
- implantation de la digue : la géométrie du substratum et des couvertures superficielles ne paraît plus déterminante ; en revanche, il paraît important Dans un contexte de forte décompression des versants de ménager à l'aval Des appuis une masse suffisante de terrain compacte capable de résister à la Poussée hydrostatique. c'est une des raisons pour laquelle l'axe fut alors Déplacé à l'amont de la section la plus étroite, jusqu'à la place qu'occupe Aujourd'hui le barrage.
- niveau de fondation : optimum à rechercher entre l'approfondissement des Fouilles et l'adoucissement des talus...
- entrée et sortie des galeries : si un emplacement jugé satisfaisant a pu être Trouvé dans les bancs de grés dur à l'amont du site , il n'en était pas de Même à la sortie, où l'emplacement prévu à l'avant-projet se trouvait affecté par les glissements les plus aval de la rive gauche, d'autant plus que ceux-ci Se révélèrent plus étendus que prévu, à la lumière des nouvelles investigations Par tranchées. Ceci conduisit à recommander un déplacement et donc un Allongement des galeries. De plus, une grosse recharge aval en remblais dut être projetée pour stabiliser la base des versants.

3.5.2. Eléments acquis pendant les travaux :[15] ,[16]

Le déroulement des travaux a précisé certains points; les principales conclusions Sont les suivantes:

- d'une manière générale, les glissements se sont révélés assez superficiels, à L'exception du grand glissement à l'aval de la rive gauche près des sorties des Galeries; dans l'emprise de la digue , on a rencontré au cours des excavations Une seule trace de véritable surface de glissement , à la base de la rive gauche Sous la trace de coulées d'éboulis plus au moins épais ;
- La structure monoclinale relativement simple de la rive gauche a été confirmée lors du percement des grandes galeries ;
- En ce qui concerne la rive droite au contraire, ni le creusement des galeries d'injection et de drainage , ni la réalisation des voiles correspondants, ne permettent de mettre en évidence une structure cohérente ;
- la totalité des versants se trouve dans un état très voisin de la limite de Stabilité, si bien que la moindre modification de l'état naturel, comme par exemple la constitution d'une piste de chantier, a occasionné des mouvements ou des amorces de mouvements.

3.5. 3. Aperçu d'ensemble :

La région de **HAMMAM DEBAGH** appartient au Tell - Nappe épi tellienne d'après la réf. [7].

Ces nappes résultent d'une poussée vers le sud de la chaîne du Djebel Debagh du Grar et du Kef-Hahouner où affleure un substratum formé de calcaires crétacés. C'est sur celui-ci qu'ont été charriées les nappes dites telliennes, constituées de marnes noires ou grises intercalées de bancs calcaires appartenant au crétacé et au Tertiaire.

Une autre nappe, dite du Flysch crétacé, recouvre indifféremment les nappes Telliennes ou le crétacé "autochtone". Elle est composé de schistes noirs et de Puissants bancs de grés, localement de poudingues. La structure régionale a une direction est-ouest, et présente des fractures aussi bien

Parallèles à l'allure générale que perpendiculaires à celle-ci. Plusieurs de ces Fractures sont le siège d'une circulaire géothermale.

Les circulations les plus importantes affleurent à HAMMAM DEBAGH , elles Semblent en relation avec les circulations d'eau profonde suivant des failles Localement minéralisées. Il s'agit d'eaux sulfatées calciques et chlorées sodiques, Vraisemblablement sans relation directe avec les eaux de surface.

Le site du barrage est implanté dans un resserrement de la vallée de l'oued BOUHAMDANE qui correspond à un lambeau de la nappe du flysch crétacé, alors

que La cuvette se développe dans sa quasi-totalité dans les marnes telliennes et le Crétacé autochtone.

Au droit du site, le cours de l'oued BOU HAMDANE suit approximativement La charnière faillée d'un pli en chaise très accusé. D'importantes terrasses réparties en plusieurs niveaux recouvrent le substratum, Aussi bien en amont qu'en aval du site.

3. 5.4. Litho stratigraphie :

Les principales entités stratigraphiques de la région sont :

Pour le cretace autochtone : Les affleurements se rencontrent en particulier au Djebel Debar et au Djebel TAYA . On trouve :

- des calcaires massifs cristallins (Néocomien),
- des calcaires oolithiques et calcaires cristallins (Barrémien),
- des calcaires cristallins massifs,
- enfin des calcaires compacts à obitoires (Aptien).

Pour la série des nappes tellienne : Schistes gris noir verdâtres, parfois carbonatés,

- schistes gris noir minces intercalations gréseuses,
- schistes à grains de quartz, particulièrement altérable,
- grès friables gris blancs à jaunes, peu cimentés,
- grès conglomératiques et quartzitiques, en gros blancs.

3.5.5. Dépôts de grés psammitiques rouges et verts :

On trouve quatre niveaux distincts dont les niveaux de base à proximité du site sont aux côtes 287 , 294 , 300 et 320.

Ces terrasses, correspondent à des dépôts relativement récents caractérisées par une épaisseur variable de graves sableuses qui reposent sous des silts argileux. Ces Terrains peuvent contenir des argiles surtout vers leur base, par remontée des Produits d'altération des marnes.

3.6. Etude préliminaire du barrage de hammam debagh : [11], [12],[13]

3. 6.1. Etude topographique :

Situation du bassin versant :

Le bassin versant de Bouhamdane se trouve à 20 km de la ville de Guelma vers la direction de Constantine. Il est limité au Nord par Djebel Grar, Ain – Taya, au Sud il est limité par la plaine de Tamlouka. A l'Est il est limité par Chelka de Sellaoua Announa ce pendant à l'Oued il est limité par Ain – Abid et Djebel Djeffa.

Géométrie du bassin versant :

Le bassin versant de Bouhemdane de 1070 km² de surface est constitué de trois sous

bassins :

- Bassin de Oued zénati : de 641,93 km² de surface, et dont le cours d'eau drainant, prend naissance, au sud Ouest passant par AIN – REGEDA, Oued – zenati et rencontre Oued –Sabath a quelques dizaines de km après Bordj – Sabath.
- Bassin de Bordj –Sabath : a une superficie de 317,02 km² son cours d'eau prend naissance dans l'ouest du bassin versant, le cours d'eau est plus ramifié que celui d'Oued –zenati.
- Bassin de Bouhemdane : 111,05 km² de surface, occupe la partie Nord –Est du grand bassin. Le cours d'eau drainant constitue le confluent de Oued – Sabath et Oued –zenati. A son tour il se jette dans la Seybouse a l'est du village Hammam- elMeskhoutine.

Altitude du bassin versant :

Les altitudes du bassin versant du barrage varient entre 295 m et 1282 m en l'altitude moyenne est de 800 m.

Longueurs des cours d'eau :

- Oued Bouhemdane : 26 km
- Oued Sabath : 30 km
- Oued zénati : 36 km

Morphologie du bassin versant :

Le bassin versant de Bouhemdane est localisé dans l'ATLAS TELLIEEN Oriental, du nord au Sud, on constate le relief suivant : Djebel TAYA (1208 m). Mermoura (1999 m) forêt des beni Mdjaled, forêt de SEDRATA, Oued Sabath et Oued Bouhemdane Djebel Mdaouer (1111m) Oued Zenati et Kouidiat el Khalla.

D'Est en Ouest on observe : [21]

Djebel Announa (936 m) Oued Zenati et ses affluents Kef el Alasfour (1018 m).

La région est entourée par les djebels ce qui mis evidence le caractère d'un relief Accidenté. [11]

3.6.2. Etude géologique :

Géologie de la cuvette : [11],[12],[15]

Le fond de la cuvette est constitué par les terrasses déjà mentionnées, qui reposent sur des marnes. Les berges de la cuvette sont constituées presque exclusivement de marnes calcaires ou schisteuses. La seule exception se trouve au nord-est, où l'on rencontre une formation éocène plus récente de débris de grès Psammétique, rouges et verts, avec des veines de calcite.

L'étanchéité de la cuvette est garantie par la nature du substratum marneux. La Hauteur et la faible pente des massifs qui l'entourent imposent des gradients Hydrauliques faibles partout.

La structure des formations qui bordent la retenue est assez uniforme et en Général

favorable à la stabilité, sauf en une localisation de la rive droite. Comme les reliefs sont peu élevés, il n'y a pas lieu de craindre de glissement Brutaux de masses de sol qui pourraient compromettre la sécurité du barrage.

Il est certain, du fait des fluctuations du plan d'eau, que des glissements se Produiront le long des berges et particulièrement en rive gauche à hauteur du Dernier méandre.

Sismicité : [11],[12],[13]

Le site du barrage est localité dans une région qui est considérée en Algérie comme présentant une séismicité élevée au même titre que la région voisine de Constantine. Le relevé des séismes dans un rayon de 250 km autour du site, la localisation de leurs épicentres, ainsi que les données relatives à la tectonique, ont été pris en considération et ont conduit à prendre une accélération horizontale de 0,17 comme accélération probable (ce qui correspond à un séisme de magnitude 6).

3.6.3. L'étude géotechnique : [14]

Tableau 3.1 : caractéristiques mécaniques des matériaux de la digue et de fondation

Zone du barrage	Type de matériaux	Poids spécifiques (g/cm³)	Angle de frottement (°)
Noyau	Argile	2,00 -- 2,05	21°
Recharges graveleuses	Graves semi perméables	2,16 -- 2,20	34°
Filtre et drain	Sable et graviers	2,16 -- 2,20	34°
fondation	Rocher sain	2,20	35°

- Densité sèche $\gamma_s = 1,75(\frac{g}{cm^3})$
- Cohésion à la saturation $Cu \text{ sat} = 20,7$
- Cohésion $Cu = 30$
- Perméabilité $K = 10^{-6} \text{ (m/s)}$
- Teneur drainée = 18 %

3.6.4. L'étude hydrologique :

L'étude hydrologique est faite pour déterminer les principales caractéristiques du bassin versant à savoir les apports et les crues qui ont servi de base au dimensionnement du barrage. [10]

Caractéristiques du bassin versant :

Les caractéristiques physiques et hydrologiques ont été calculées à partir des relevées topographiques et de la carte d'Etat major de Guelma, Echelle 1/50^{ème}

✚ **Caractéristiques morphologiques :**

- ✓ **Surface [Sbv] :** La détermination de la superficie se fait par planimétrie du bassin versant sur la carte d'état major, nous avons trouvé : $S_{bv} = 1070 \text{ Km}^2$
- ✓ **Périmètre :** Le périmètre du bassin versant a été mesuré à l'aide d'un curvimètre sur la carte d'état major, nous avons trouvé : $P = 142 \text{ Km}$
- ✓ **Longueur du thalweg principal : "Lp"**

La longueur du plus long thalweg est plus long parcours de l'eau entre la périphérie et l'exutoire est : $L_p = 80 \text{ Km}$

- **Paramètres de forme : Indice de compacité (de Graveluis) :**

Cet indice nous permettra de déterminer si le bassin est allongé ou non, il est dépendant de « S » et de « P » est calculé par la formule suivante:

$$K_c = 0,28 = \frac{P}{\sqrt{S}} \quad \text{Eq. (3 .1)}$$

Si $KC = 1$: bassin ramassé

Si $KC > 1$: bassin allongé

Pour notre cas $KC = 1.22$ donc on pourra dire que notre bassin est allongé.

- **Rectangle équivalent :**

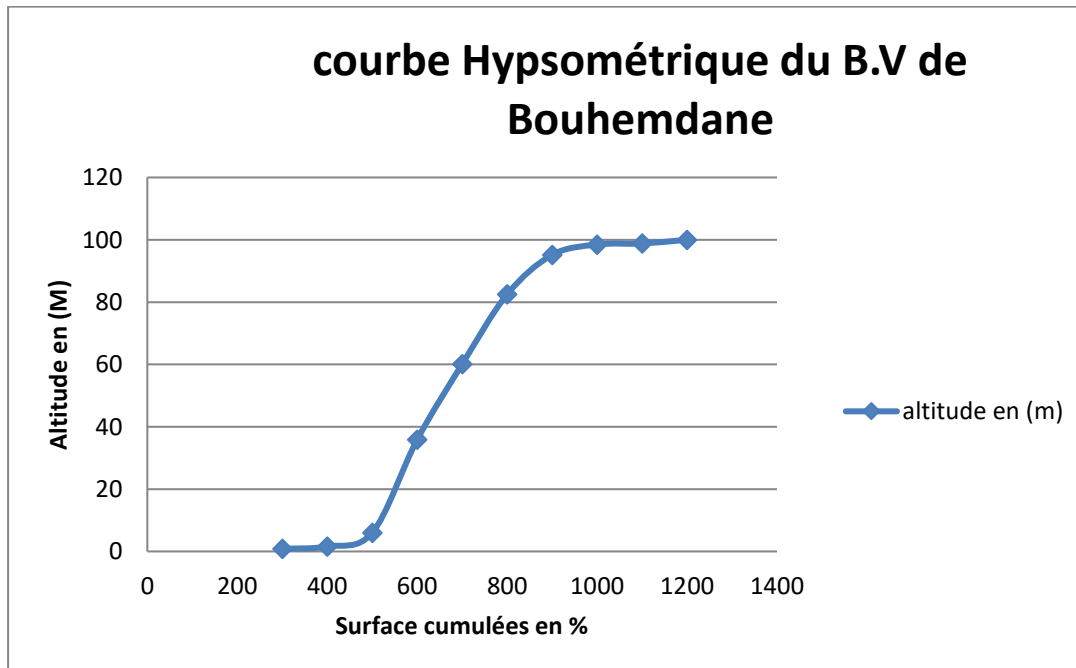
Le bassin est assimilé à un rectangle de longueur « L » et de largeur « l » qui a la même surface, le même périmètre, le même coefficient de compacité que notre bassin. Il nous permet de comparer les bassins versants entre eux du point de vue influence de leur forme sur l'écoulement.

✚ **Caractéristiques hydrogéologiques :**

- ✓ **Relief (courbe hypsométrique) :** La plus part des facteurs hydrologiques (précipitations, température, débits...), étant fonction de l'altitude, il est nécessaire de calculer par planimétrie des cartes comportant des courbes de niveau du terrain. La répartition de la surface du bassin versant en Km^2 et en pourcentage par tranche d'altitude : on peut appeler cette courbe : courbe hypsométrique. [14]

Tableau 3.2 : altitudes et surfaces du bassin versant .

Altitudes (m)	Superficies (Km ²)	Surfaces (%)	Superficies cumulées	Surfaces cumulées (%)
1300 – 1200	8,8	0,83	8,8	0,83
1200 – 1100	8	0,75	16,8	1,58
1100 – 1000	47	4,4	63,8	5,98
1000 – 900	320,2	29,9	384	35,88
900 – 800	259	24,21	643	60,09
800 – 700	239,6	22,4	882,6	82,49
700 – 600	135,5	12,66	1018,1	95,15
600 – 500	3,57	3,34	1021,67	98,49
500 – 400	3,5	0,32	1025,17	98,81
400 – 300	12,4	1,16	1070	100
Totale	1070	100	/	/


Courbe 3.1 : courbe Hypsométrique du B.V de Bouhemdane

La courbe hypsométrique permet de déterminer :

- Altitude à 95 % $\Rightarrow H\ 95\ \% = 680\ m$
- Altitude à 50 % $\Rightarrow H\ 50\ \% = 890\ m$
- Altitude à 5 % $\Rightarrow H\ 5\ \% = 1100\ m$
- $D = H\ 5\ \% - H\ 95\ \% = 1100 - 680 = 420\ m$

✚ Caractéristiques climatiques :

• Détermination de la pluviométrie moyenne annuelle :

La précipitation moyenne annuelle est $P = 652 \text{ mm}$

La répartition mensuelle des précipitations est la suivante :

Tableau 3.3 : précipitation mensuelle.

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jui	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec	année
P (mm)	36	57	65	95	95	75	75	62	52	26	7	13	652
%	5,5	7,9	10,0	14,6	14,6	11,5	11,5	9,3	8,0	4,0	1,1	2,0	100

• Température :

Le régime de la température se caractérise par un été chaud, et un hiver relativement doux la température de l'air varie de 14°C au nord à $21,7^{\circ} \text{C}$ au sud.

- Le mois le plus froid est janvier dont la température moyenne est dans les limites de $5,2$ à $11,7^{\circ} \text{C}$ mais dans certaines années la température tombe jusqu'à 4°C .
- Le mois le plus chaud est juillet dont la température moyenne est entre $25,5$ et $33,4^{\circ} \text{C}$ les températures extrême enregistrées dans certaines années peuvent atteindre $29,2^{\circ} \text{C}$.
- La valeur de la température moyenne est prise égale à 19°C .

• Evaporation :

Pour calculer l'évaporation réelle qu'on appelle déficit d'écoulement en utilisant la formule de « TURC » ci après

$$D = \text{Evap} \sqrt{0,9 + P_2 + L_2}$$

Avec : Evap : Evaporation moyenne mensuelle (mm)

Tableau 3.4: Evaporation mensuelle.

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jui	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec	année
Eva (mm)	134	90	56	56	45	45	67	67	90	123	179	168	1120
Pluie (mm)	36	52	65	95	95	75	75	61	52	26	7	13	652

✚ Etude de régularisation :

La régularisation nous permet de définir la variation du niveau du plant d'eau on Fonction des volumes d'eaux entrants est des volumes d'eaux sortant et cela pour déterminer la hauteur économique du barrage.

Donnée de la régularisation :

- l'apport liquide est donné par l'étude hydrologique.

- L'apport solide est donné par l'étude hydrologique

1) Distribution mensuelle des apports :

On dispose de la distribution des apports à Hammam Debagh pour 9 années hydrologiques (1949-1950 à 1955-56 et 1968-69 à 1969-70).

La distribution mensuelle des apports telle qu'elle résulte de la série se présente comme suite :

Tableau 3.5 : la distribution mensuelle des apports liquides

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jui	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec	année
%	1,3	2,1	6,2	11,7	22,8	24,6	16,4	9,2	3,2	1,3	0,7	0,6	100
A(Hm3)	0,77	1,25	3,72	7,05	13,73	14,85	9,88	5,54	1,93	0,78	0,43	0,39	60,32

2) Distribution mensuelle de la consommation :

Les besoins sont de deux types :

- irrigation ;
- alimentation en eau potable.

Pour chaque niveau de retenue plusieurs valeurs de la demande ont été envisagées de manière à pouvoir décrire de manière suffisamment précise l'évolution de différents paramètres intervenant dans la régulation.

Des valeurs de la demande de 30-40-50-60-70-80 hm³/an ont été envisagées

En accord avec la D.P.R.H. la modulation suivante a été adoptée :

Tableau 3. 6 : modulation mensuelle des besoins

S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
9	3	0	0	0	0	4	10	15	19	21	19	100

Tableau 3.7 : Distribution mensuelle des pertes par évaporation

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jui	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec	année
%	5,5	7,9	10,0	14,6	11,5	11,5	9,3	8,0	4,0	1,1	14,6	2,0	100
Evap.(mm)	134	90	56	56	45	45	67	67	90	123	179	168	1120

3) distribution mensuelle des pertes par infiltration : Pour le dimensionnement initialement projeté du barrage qui créait une retenue de 220

hm³, dont 20 de réserve d'envasement et 200 utiles, le volume selon une demande

« Irrigation » satisfaisante à 100% pour 8 années sur 10 est de 50 à 55 hm³ selon que le stock initial est supposé nul ou égal à 50 % de la capacité utile ceci correspondait à un taux de régularisation de 83 à 92 %.

Tableau 3.8 : hauteur - surface du barrage

Cote (m)	Surface (Hm ²)	Hauteur partielle (m)	Surface moyenne (Hm ²)	Volume partiel (Hm ³)	Volume total (Hm ³)
283	0	0	0	0	0
290	0,01	7	0,005	0,0175	0,0175
300	0,31	10	0,16	1,36	1,3775
310	1,06	10	0,685	6,85	8,2275
318	1,9	8	1,48	13,32	21,5475
320	2,14	2	1,9	9,5	31,0475
330	3,3	10	2,72	16,32	47,3675
340	4,37	10	3,875	38,35	85,7175
345	5,38	5	4,875	36,5625	122,28
350	6,06	5	5,72	28,6	150,88
355	6,65	5	6,355	31,775	182,655
360	7,2	5	6,925	34,625	217,28
365	7,75	5	7,475	37,375	254,655
370	7,75	5	7,75	38,75	293,405
380	9	10	8,375	62,8125	356,2175

3.7. Contrôle et essais des ouvrages hydrauliques :

Il s'agit des contrôles effectués sur les ouvrages proprement dits (barrage , prise d'eau ,évacuateur de crue,). On doit opérer une distinction entre les contrôles effectués par la direction de l'exploitation à Alger et les contrôles de routine exercés par le personnel d'exploitation sur site .

Le système à adopter sera bien sûr conforme à la réglementation en vigueur à l'Agence National des Barrages (l'A .N.B.) . [13]

Le canevas de base suivant paraît pouvoir être suggérer :

- Visite journalière par le personnel de l'exploitation,
- Visite bihebdomadaire du chef de l'exploitation,
- Contrôles 2 fois l'an par la brigade topographique de l'A.N.B.,
- Inspection 3 fois l'an par un ingénieur de l'A.N.B.,
- Visite tous les deux ans par une commission de sécurité de l'A.N.B.

la présente notice d'instructions pour l'exploitation suggère plus particulièrement la périodicité des contrôles et essais à effectuer sur les équipements hydromécaniques ,

les équipements électrique et les appareils d'auscultation par le personnel local. Il apparaît en effet qu'une tendance du personnel d'exploitation peut consister à limiter son rôle «à faire les mesures », ce qui n'est pas idéal pour la sécurité.

L'interprétation des données brutes recueillies sur place doit pouvoir faire l'objet sur site d'un premier dégrossissage, c'est-à-dire :

- contrôle qu'il n'y a pas d'erreur grossière de mesure et élimination de ces erreurs en refaisant les mesures suspectes,
- contrôle de la tendance (stabilité des mesures, variations liées aux mouvements du plan d'eau, accélération du rythme d'évolution d'un facteur quel que soit, etc.)

Après cela doivent suivre sans retard :

- la communication des mesures à Alger A.N.B. /D.M.C. ,
- l'analyse systématique et régulière des résultats en vue de la définition éventuelle des mesures de conservation à prendre.

3.8. Auscultation : [9],[14]

On appelle dispositifs d'auscultation du barrage les différents moyens de contrôle mis en place afin de suivre le comportement du barrage successivement durant sa construction, sa mise en eau et son exploitation.

Ces moyens de contrôle sont appelés à constituer le premier indicateur d'une anomalie éventuelle dans la bonne tenue de l'ouvrage, il est dès lors d'importance vitale d'en assurer le suivi avec régularité et minutie.

Les types de manifestation visées par les procédés d'auscultation sont :

- Les débits de fuite des drains, c'est-à-dire les quantités d'eau que laisse percoler le barrage,
- La pression et/ou le niveau de l'eau dans le corps du barrage (noyau, recharge amont, recharge aval) et sous son assise,
- Les déplacements et déformations de la masse de remblai qui constitue le barrage, ainsi que des rives contre les quelles celui-ci prend appui.
- Les branlements sismiques.

Les moyens dont on dispose pour observer ces différents signes sont les suivants :

3.8.1 . Mesure des fuites :

Le débit des fuites collectées par des drains ou des fissures débouchant dans les diverses galeries de drainage est observé par :

- Mesure directe à l'orifice de certains drains, tubes ou de fuites concentrées,
- Mesure du débit collecté globalement par une galerie ou une portion de galerie au moyen d'un déversoir de jaugeage A ou ouverture en V.

3.8.2 . Mesure du niveau d'eau dans le corps de digue (piézomètre) :

Il est fait appel à des cellules piézométriques qui mesurent la pression interstitielle

Les cellules utilisées sont de types :

- À corde vibrante et transmission électrique (TELEMAC) ;
- À pression de fluide (huile) et transmission pneumatique (GLOETZL) .

Un recoupement entre les deux types de mesure est possible grâce à la juxtaposition de certaines cellules appartenant aux deux groupes.

Des piézomètres pourvus de manomètres ont aussi été placés dans les galeries d'injection, à proximité des zones difficilement injectables, ainsi qu'aux quatre coins de la chambre centrale des vannes. Il y a également des piézomètres au niveau de la fondation du barrage ainsi que dans les rives qui ont été pourvues de nombreux verticaux dont les indications peuvent être associées aux observations topographiques de déplacements, afin de juger de la stabilité des versants.

3.8.3. Mesure de déplacements et déformations : On dispose :

- De repères topographiques de surface dont on surveille les déplacements dans les trois directions, ces repères existent en crête, sur les parements amont et aval, en rive et sur les ouvrages de restitution au pied aval du barrage ;
- De clinomètres verticaux au nombre de 5 dont 3 dans le noyau et 2 dans les recharges, pour la détection des mouvements de tassement internes horizontaux et verticaux ;
- De téléniveaux pour l'observation des déplacements verticaux de tassement en galerie, dans la recharge aval et au voisinage du drain et du filtre aval.

En cas d'apparition de désordres (fissures) dans des ouvrages en béton d'une certaine importance, il convient d'en suivre l'évolution en y apposant des témoins en plâtre.

3.8.3. Auscultation sismiques :

les tremblements de terre importants auxquels peut être soumise le barrage sont enregistrés par :

- 2 Accélérographes enregistreurs,
- Des séismoscopes, plus simples, mais qui ne peuvent retenir que l'accélération de pic de chaque événement sismique.

3.9. Fréquence de mesure :

La fréquence suggérée pour la répétition des observations d'auscultation est résumée dans le tableau ci-après :

Tableau 3.9 : Les fréquences suggérées pour la répétition des observations d'auscultation.

	Durant mise en eau			Après mise en eau
	Sous niv.330	> 330	> 345	> 350-355
Mesures topographique (1)	Bimensuellement	Bimensuellement	4 fois par an	4 fois par an
Cellule pneumatiques	2 fois /sem	2 fois /mois	2 fois /mois	2 fois /mois
Piézomètre	2 fois /sem	2 fois /mois	2 fois /mois	2 fois /mois
Extensomètre	2 fois /mois	2 fois /mois	2 fois /mois	2 fois /mois
Débit des drains	journalier	1 fois /sem	1 fois /sem	2 fois /mois
Inspection des abords	journalier	1 fois /sem	1 fois /sem	1 fois /sem

3.10. Conclusion :

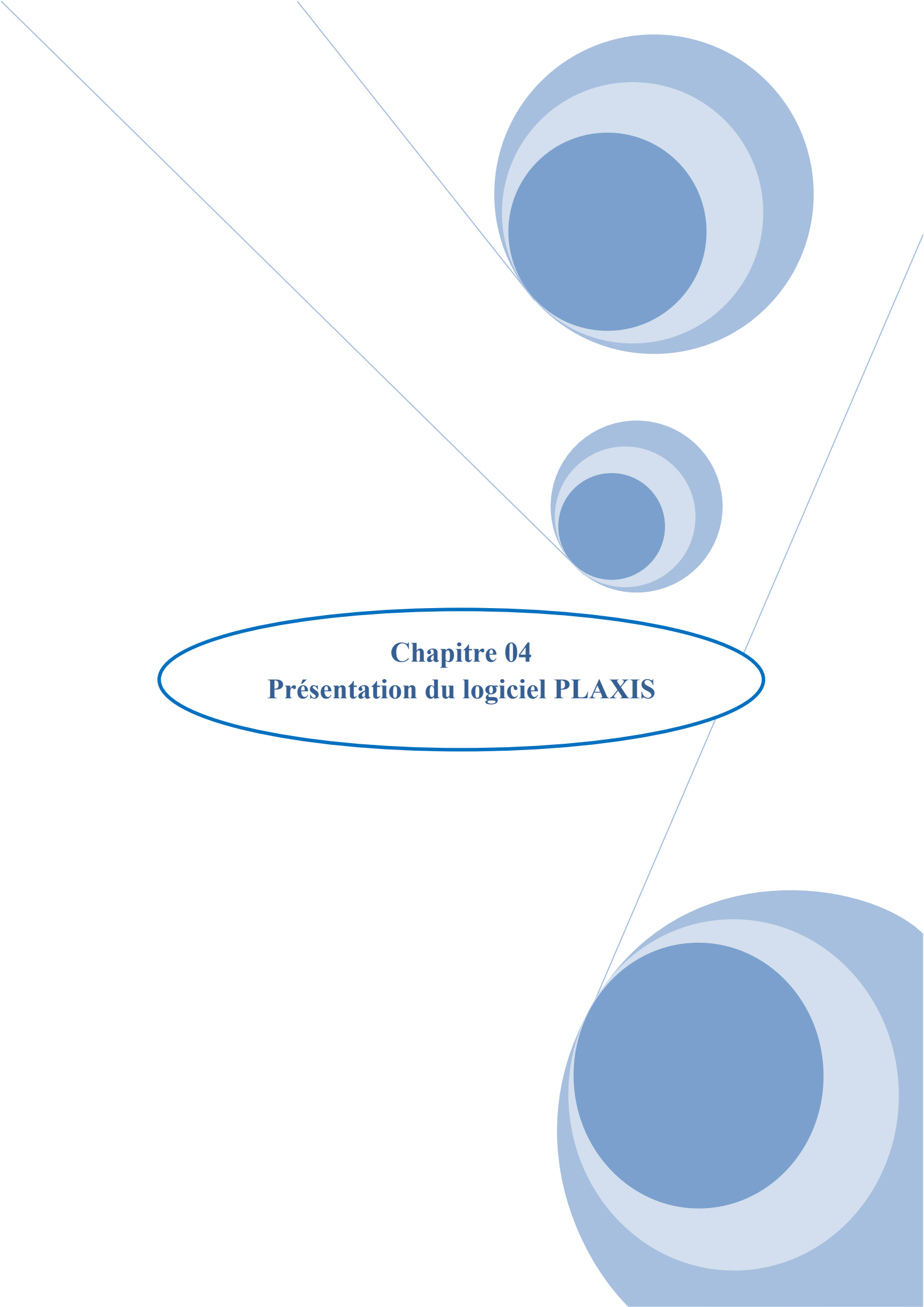
Le présent chapitre a été une description sommaire du barrage de **HAMMAM DEBAGH** d'Oued Bouhamdane. qui emmagasine plus de 200 millions de m³ d'eau a été identifier techniquement par les études préliminaires défini comme suit :

- Les études topographiques nous montrent que les altitudes du bassin versant du barrage varient entre 295 m et 1282 m et l'altitude moyenne est de 800 m.
- Les études géologiques indiquent que Le site du barrage est localité dans une région qui

est considérée en Algérie comme présentant une sismicité élevée au même titre que la région voisine de Constantine ;

- L'étude géotechnique défini les caractéristiques mécaniques des matériaux de la digue et de fondation ;
- Les études hydrologiques définies :
- Les caractéristiques morphologiques du bassin versant (Longueur du thalweg Principal, Indice de compacité $KC = 1.22$) ;
- Les caractéristiques hydrogéologiques : Relief (courbe hypsométrique) ;
- Temps de concentration $T_c = 13,95$ h.
- Caractéristiques climatiques ;
- Evaluation des apports liquides selon les formules empiriques ;
- Evaluation du transport solide et du volume mort ;
- Hydro gramme des crues et Evaluation des débits maximums à différentes fréquences ;
- Etude de régularisation pour la détermination du Niveau Normal de la Retenue ;
- Finalement le laminage des crues qui nous donne $h_{max} = 3$ m.

Toutes les autres caractéristiques sont données et résumées sous forme de tableaux et des figures.

The background features a light blue geometric design. It includes three concentric circles in shades of blue, positioned in the top right and bottom right corners. A thin blue line runs diagonally from the top left towards the center. Another thin blue line runs diagonally from the top right towards the center, intersecting the first line. A third thin blue line runs diagonally from the bottom right towards the center, also intersecting the other two lines. In the center, there is a blue-outlined oval containing the chapter title.

Chapitre 04

Présentation du logiciel PLAXIS

Chapitre 04

Présentation du logiciel PLAXIS

4.1. Présentation du code éléments finis PLAXIS : [18]

Le logiciel **PLAXIS** est un programme d'éléments finis conçu au départ pour les problèmes en deux dimensions (2D) puis étendu à ceux de trois dimensions (3D) spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour plusieurs modes d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le modèle utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. Le code éléments finis **PLAXIS** représente certainement un optimum actuel sur le plan scientifique et pratique. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité, avec prise en compte des pressions interstitielles, doté des méthodes de résolution, éprouvés.. L'ensemble des options simplifiées (Initialisation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller au but (prévoir le comportement d'un ouvrage).

4.2. Fonction et domaine d'application :

PLAXIS est un programme d'élément finis en deux dimension spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différent type structures géotechniques suivantes.

- ✓ **Analyse par élément fini (FEM) :** modalisation avec **PLAXIS** 2D ou **PLAXIS** 3D des structure géotechniques, simulation du comportement non linéaire des sols et des roches sous différentes conditions de charges.
- ✓ **Modalisation du comportement du sol :** intègre plusieurs modèles de comportement du sol, prise en compte des effets de consolidation (fluage, plasticité , etc)
- ✓ **Analyse de stabilité :** calcule du facteur de sécurité contre la rupture, analyse de stabilité de pentes, excavations, talus, barrages, etc.
- ✓ **Analyse d'écoulement d'eau :** modalisation du flux d'eau souterraine, prise en compte de la surpression interstitielle, de la consolidation et de l'effet de drainage.
- ✓ **Analyse dynamique et sismique :** simulation des effets sismiques, des charges dynamiques et de la liquéfaction des sols.
- ✓ **Interaction sol-structure :** telles que les murs de soutènement, pieux, tunnels , fondation , parois moulées, etc...

4.3. Les modèles des matériaux : [18]

PLAXIS propose différents modèles qui permettent de simuler le comportement d'un sol. Les modèles sont les suivants :

4.3.1. Modèle élastique linéaire:

Ce modèle représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope :

$$\sigma = \epsilon. E \quad \text{Eq. (4.1)}$$

4.3.2. Modèle de Mohr-Coulomb :

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs. Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma \tan \phi + c \quad \text{Eq. (4.2)}$$

Où σ et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et c et ϕ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau figure (4.1).

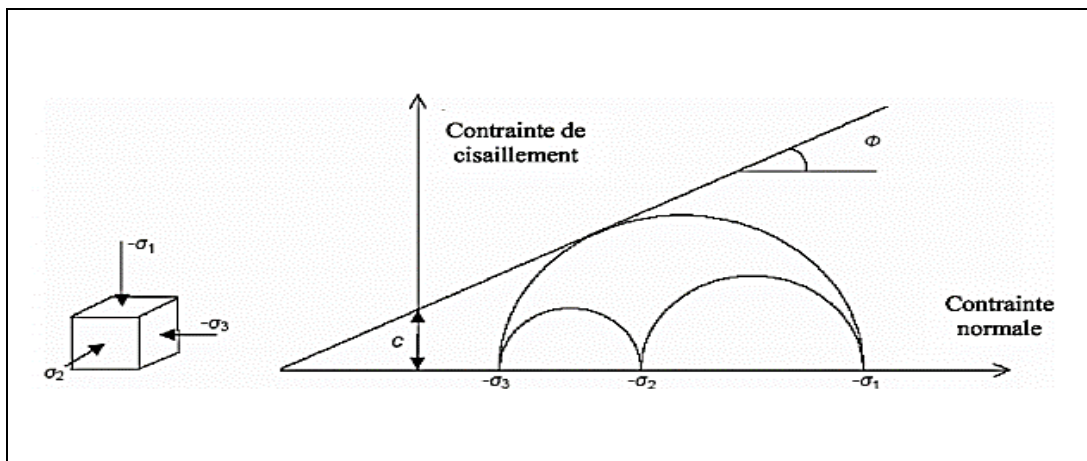


Figure 4.1 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb. [18]

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire N n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice.

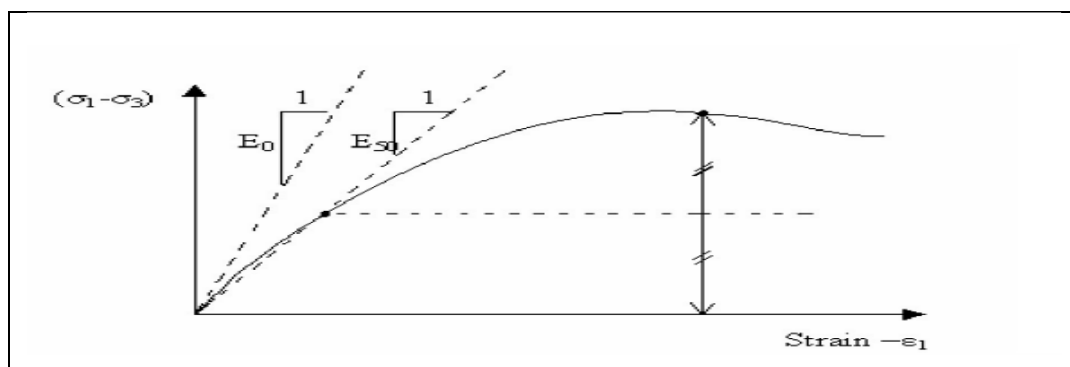


Figure 4.2 : Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$. [18]

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du Comportement d'un sol. Ce modèle comporte cinq paramètres :

- ✓ le module d'Young, E ;
- ✓ le coefficient de Poisson, ν ;
- ✓ la cohésion, c ;
- ✓ l'angle de frottement, φ ;
- ✓ l'angle de dilatance ψ .

Ce modèle est régi par une loi élastique parfaitement plastique. Elle est utilisée pour décrire approximativement le comportement des sols grenus (sables) et des sols fins à long terme (argile et limon) .

Dans l'espace des contraintes principales effectives σ'_1 , σ'_2 et σ'_3 la surface est définie par une fonction de charge F , qui est une pyramide de section hexagonale ayant pour axe la droite d'équation $\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3$ telle que c'est donnée sur la figure(4.3). La fonction de charge est la suivante :

$$F(\sigma_{ij}) = -(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi' - 2 \cos \varphi = 0 \quad \text{Eq. (4.3)}$$

σ'_1, σ'_3 représentent les contraintes principales extrêmes, telle que : $\sigma'_1 \geq \sigma'_2 \geq \sigma'_3$

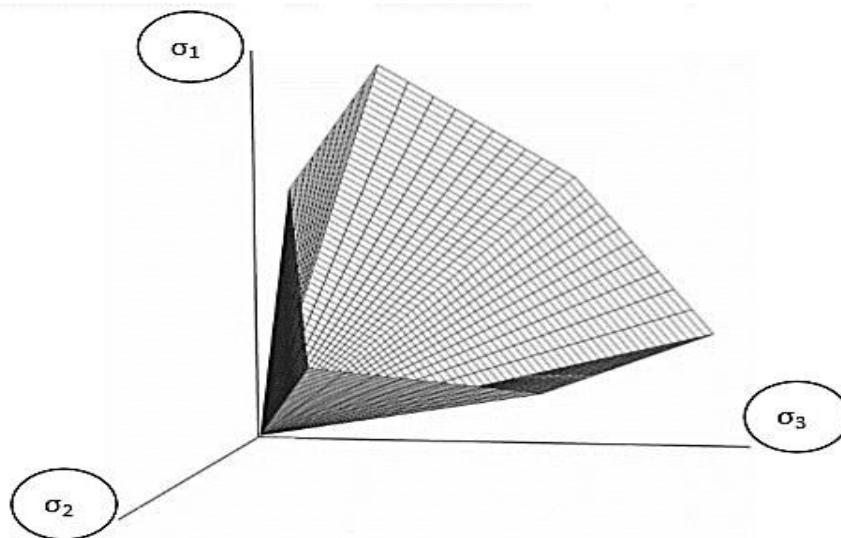


Figure 4.3 : Surface de rupture dans l'espace des contraintes principales. [19]

Le potentiel plastique est fonction des contraintes principales extrêmes, il est donné par la formule suivante :

$$G(\sigma_{ij}) = -(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi \quad \text{Eq. (4.4)}$$

Les déformations plastiques vérifient la relation suivante :

$$\frac{d\varepsilon_{vol}^p}{d\varepsilon_a^p} = \frac{-\sin \tau \varphi}{1 - \sin \tau \varphi} \quad \text{Eq. (4.5)}$$

La quantité $\frac{-\sin \tau \varphi}{1 - \sin \tau \varphi}$ caractérise la variation volumique au cours de la phase plastique,

C'est pour cette raison que ψ est appelé la dilatance.

4.3.3. Type de comportement des matériaux : [19]

En principe, dans **PLAXIS**, tous les paramètres de modélisation sont sensés représenter les caractéristiques effectives du sol, c'est-à-dire la relation entre les contraintes et les déformations pour le squelette solide. Une caractéristique importante des sols est la présence d'eau interstitielle. Les pressions interstitielles influencent significativement la réponse du sol.

Pour permettre la prise en compte des interactions squelette solide-eau dans la réponse du sol, **PLAXIS** offre le choix entre trois types de comportements pour chaque modèle de sol :

- **Comportement drainé** : c'est le cas des sols secs ou avec une forte perméabilité
- **Comportement non drainé** : c'est le cas des sols fins qui ont une faible perméabilité ;
- **Comportement non poreux** : applicable à la modélisation des bétons et des roches.

4.4. Etape de modélisation : [18]

PLAXIS utilise une interface composée de quatre sous programmes

- 1) Input (Les entrées);
- 2) Calculations (partie des calculs);
- 3) Output (les sorties);
- 4) Curves (les courbes).

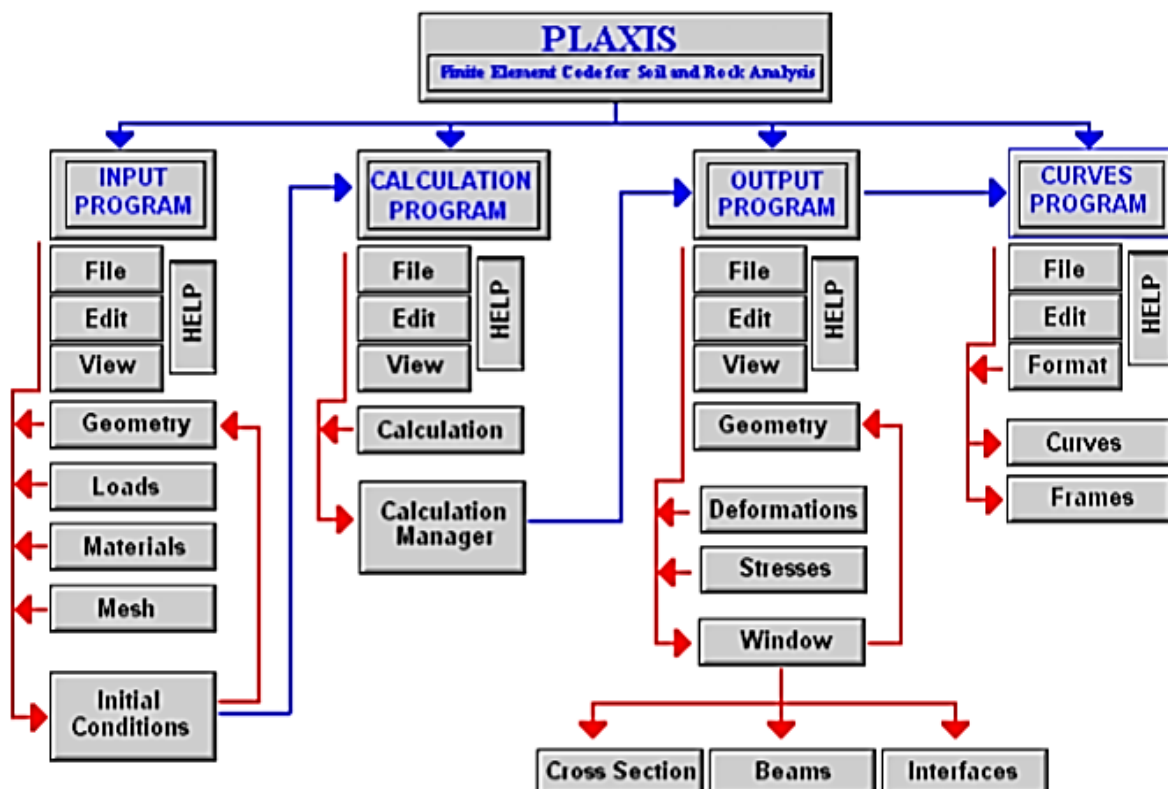


Figure 4.4 : Organigramme de la structure du **PLAXIS**. [18]

4.4.1. Input :

✚ Création de l'entrée :

- ✓ Démarrez **PLAXIS** en double-cliquant sur l'icône du programme d'entrée et choisir new project,

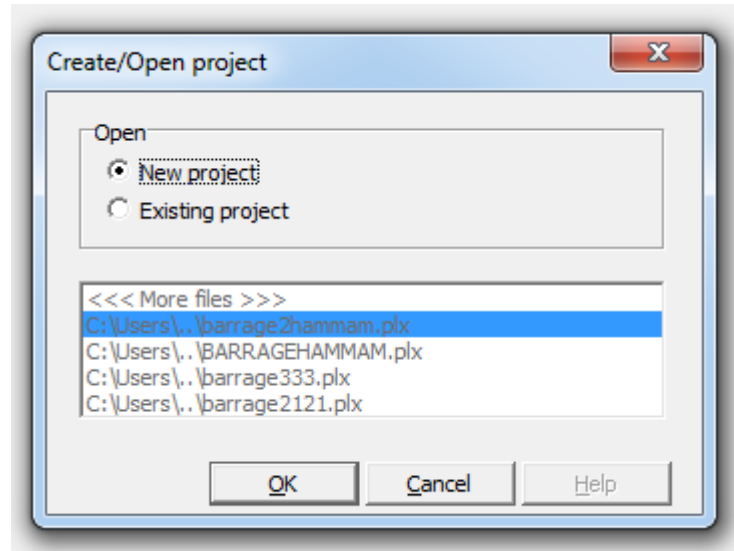


Figure 4.5 : créer et ouvrir un projet

- ✓ paramètres généraux: titre, général, dimension. cliquez sur le bouton OK (figure 4.6)

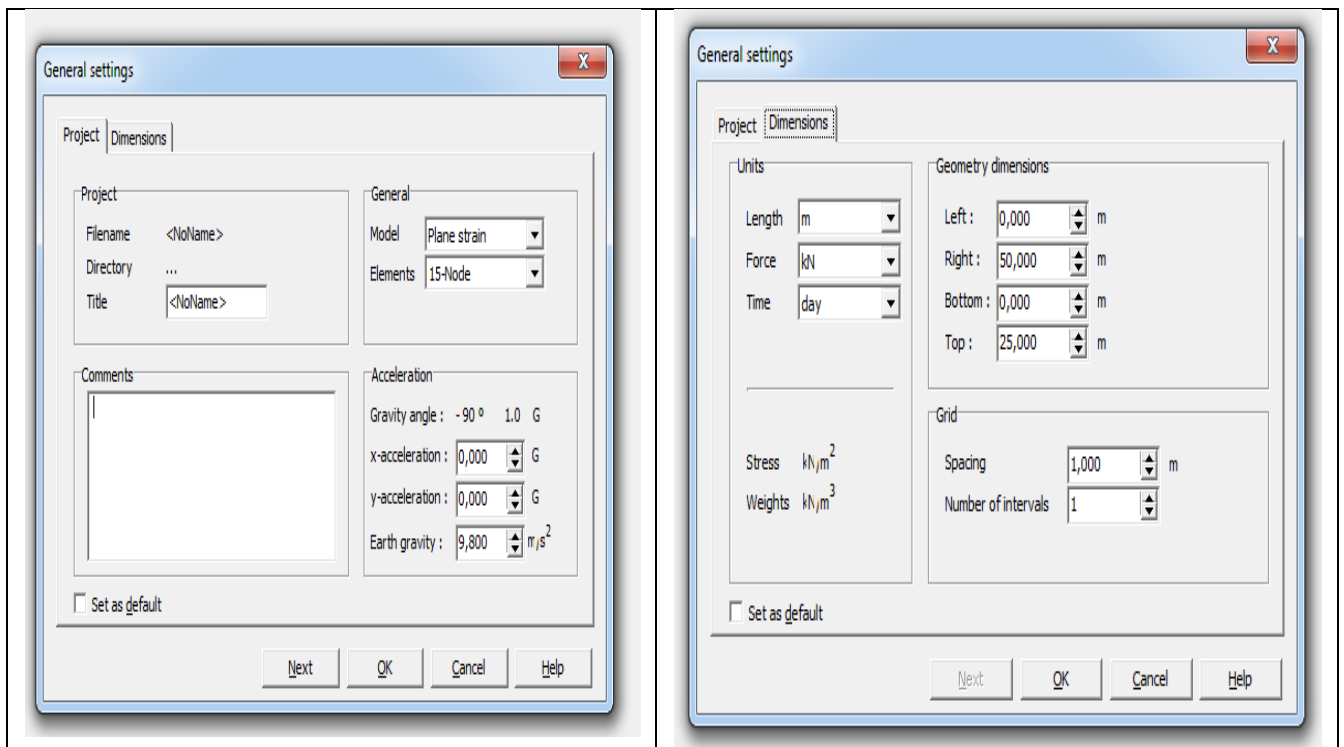


Figure 4.6: fenêtre des paramètres généraux

La géométrie :

Tracer le premier contour correspondant à l'extérieur du modèle. Cliquer sur le bouton droit d'interrompre le tracé. Puis reprendre l'icône d'entrée géométrique pour tracer la séparation entre les différents canapés de sol. Deux zones de sol sont ainsi détectées.

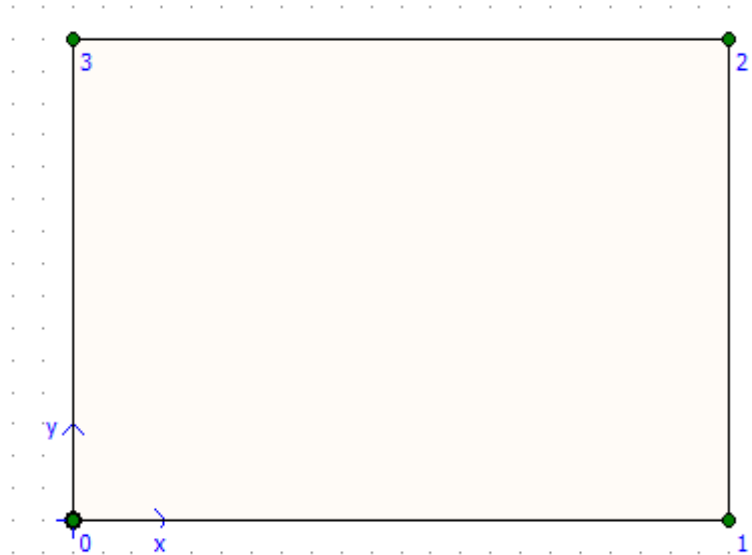


Figure 4.7: modèle géométrique

Les conditions aux limites :

Elles sont ici nécessaires entre la paroi et le sol. Cliquer sur le bouton interface les flèches dessinées sur le bouton indiquent comment sera tracée l'interface.

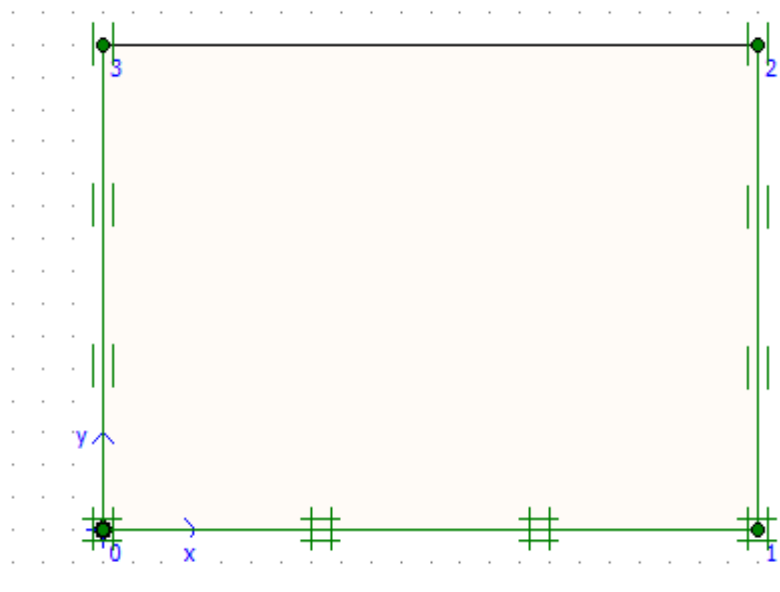


Figure 4.8: condition aux limites

✚ Propriétés des matériaux :

Dans materials set, choisir new on obtient par défaut le modèle de mohr-coulomb. Il suffit alors de suivre les indications: nom du matériau, modèle de Mohr-Coulomb, matériaux drainé ou non drainé et saisira aussi les caractéristiques données suivant les figure (4.9 et 4.10).

Les propriétés des deux types de sol, les propriétés des interfaces, les propriétés de la paroi et celle du butons doivent maintenant être saisies.

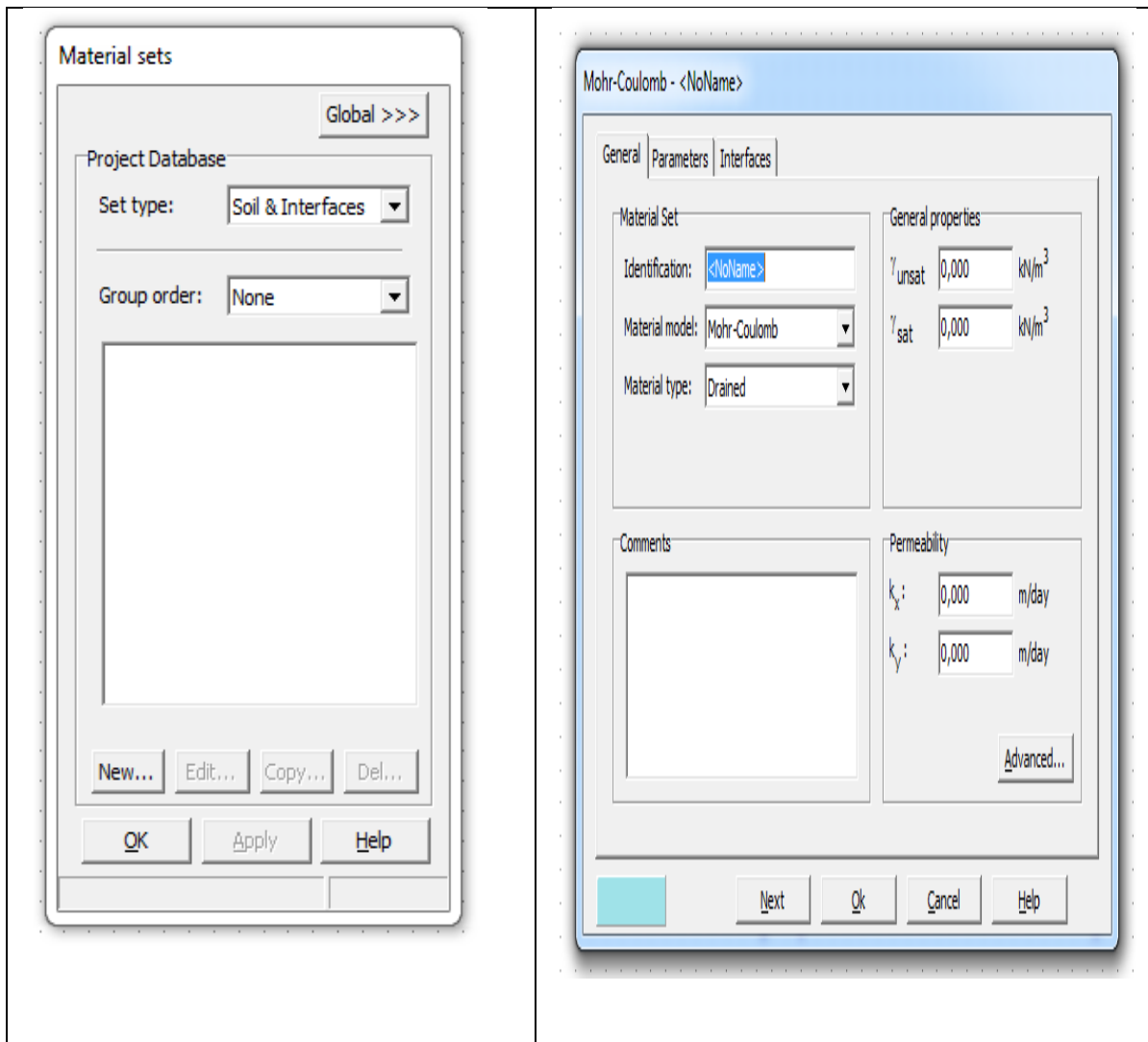


Figure 4.9 : Propriétés des matériaux.

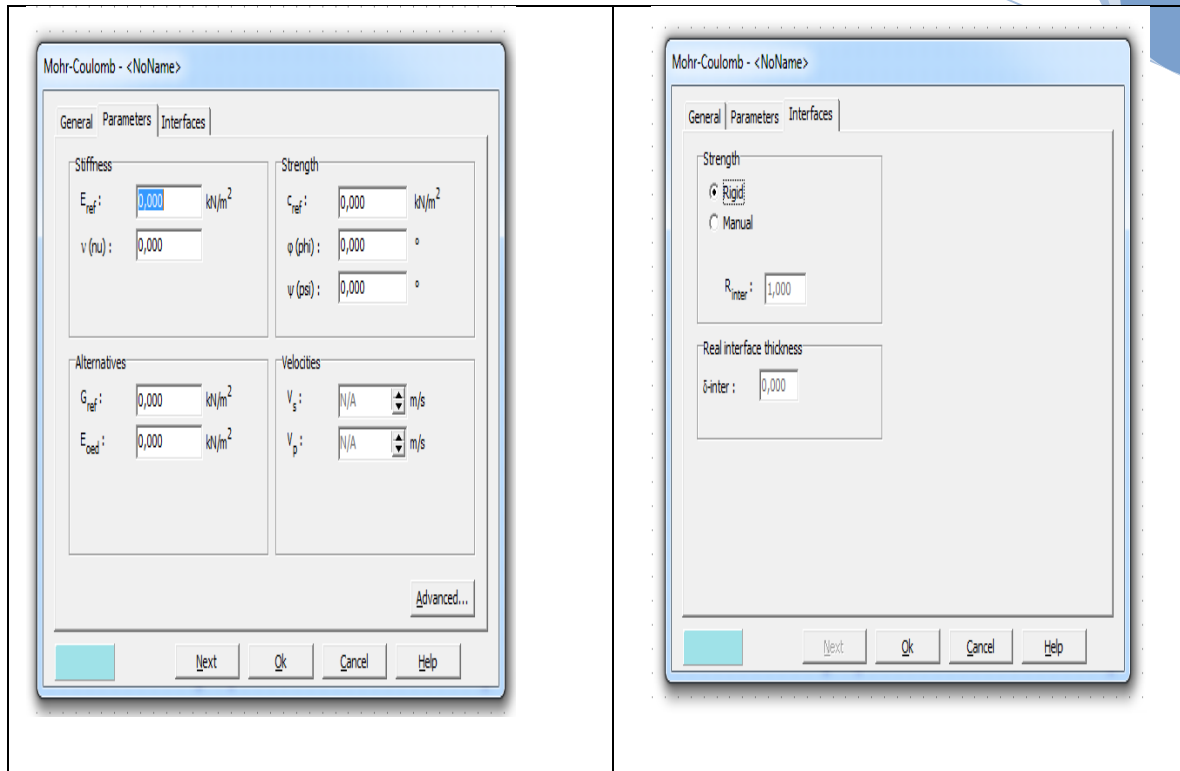


Figure 4.10 : fenêtre des paramètres d'interface.

Génération de maillage :

On peut alors générer le maillage. Par défaut, le maillage est "grossier" (*coarse*). Par le bouton *<Update>* on retourne dans la géométrie d'entrée pour raffiner le maillage. Dans le cas présent, on veut raffiner le maillage autour de la paroi car c'est là que vont se concentrer les déformations et les contraintes. Il est donc avisé de créer plus d'éléments dans ces zones.

Pour ce faire, on clique sur la paroi et dans le menu *Mesh* on sélectionne l'option *Refine Line* : un raffinement du maillage se produit localement autour de la paroi

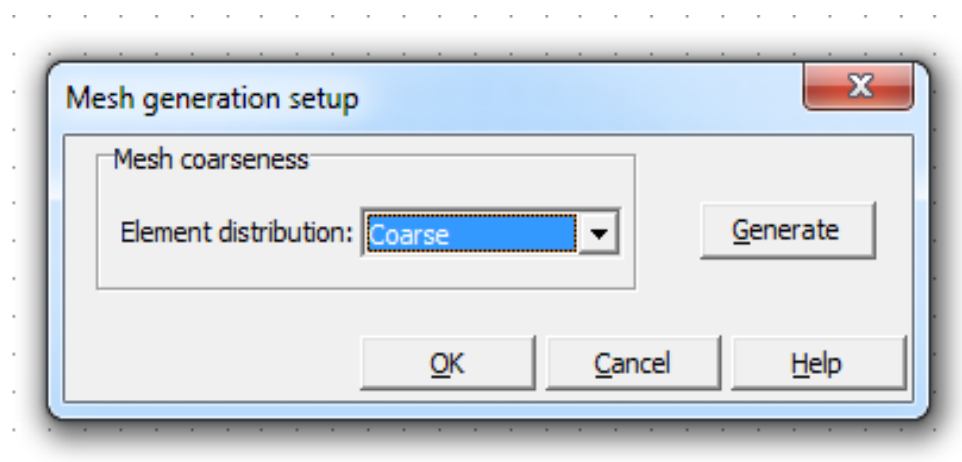


Figure 4.11: génération de maillage.

Conditions initiales : [19]

Les conditions initiales nécessitent là aussi la génération des pressions interstitielles initiales ainsi que des contraintes initiales. Les pressions interstitielles peuvent être générées par une nappe statique (ce qui est le cas ici) ou par un premier calcul d'écoulement.

- ❖ On va donc définir ici une nappe phréatique initiale. Cette génération crée automatiquement des pressions interstitielles en équilibre. Ici, on crée une nappe à -1.0 m. de profondeur.
Après la génération des pressions interstitielles, on générera les contraintes Initiales : il est nécessaire de désactiver les éléments de structure qui ne sont pas encore construits. Dans ce projet, la *procédure K0* peut être utilisée.
A partir du programme **Input**, cliquer sur le bouton des conditions initiales.
- ❖ Cliquer sur le bouton de dessin de la nappe phréatique et vérifier la valeur de poids volumique de l'eau proposée.
La génération de nappe devient alors active et la nappe est créée au bas du maillage. Avec la souris, déplacer la nappe jusqu'à la cote -1 m. ; cliquer sur le bouton gauche. Faire de même sur le coté gauche du dessin. Pour terminer, cliquer sur le bouton droit de la souris : la nappe phréatique est générée dans sa nouvelle position.
- ❖ Cliquer sur le bouton de génération des pressions interstitielles. Accepter la génération par nappe phréatique. Après la génération de pressions interstitielles, celles-ci s'affichent : la valeur maximum est négative en accord avec la convention de signes. Retourner dans le menu par le bouton **<Update>**.
- ❖ On passe alors à la génération des contraintes en cliquant sur ce commutateur.
Il est d'abord nécessaire de désactiver les éléments de structures : en cliquant dessus, ils apparaissent alors en grisé.
- ❖ Cette icône permet de générer les contraintes initiales: **Generate initial stresses**.
La valeur de $K0$ est proposée automatiquement d'après la formule de Jaky. On garde le poids du sol à 1, ce qui correspond à une application totale de la gravité. principales mais d'autres tracés (contours, dégradés) sont possibles.
On peut alors, tout étant défini, passer au bouton **<Calculate>** pour lancer les calculs. Il faut alors sauvegarder les données en choisissant un nom approprié.

4.4.2. Phase Calculs : [19]

La construction est faite en différentes phases : d'abord, la paroi est mise en place, ainsi que les boutons. Suit une première excavation, (10 m. de hauteur). La seconde phase d'excavation suit.

Ce phasage de travaux peut être facilement simulé dans **PLAXIS** au moyen de l'option *Staged construction* (construction par étapes) qui permet l'activation ou la désactivation de zones de sol ou de structures : les poids, rigidités des éléments enlevés sont alors ramenés à zéro.

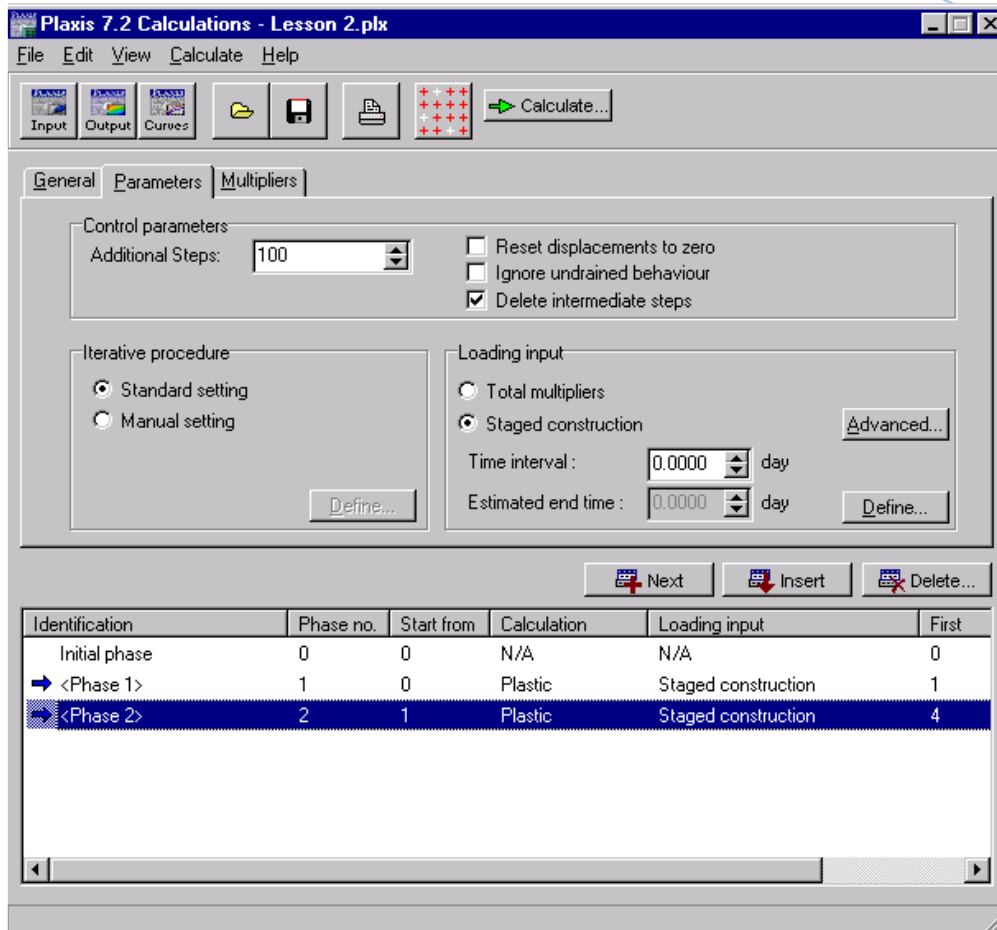


Figure 4.12: Fenêtre de définition des phases de calcul.

4.4.3. Phase Out put:

Visualisation des résultats : en cliquant sur le bouton « output » on obtient d'abord la visualisation du maillage déformé à la seconde phase de calcul.

En allant dans le menu déformation et choisissant totale déplacement, on peut visualiser les déplacements.

Les contraintes peuvent aussi être visualisées.

4.4.4. Courbes :

En allant dans le programme *Curves*, on peut tracer l'évolution des déplacements de Points sélectionnés mais aussi du paramètre de chargement (dans le sous-menu "multipliers")

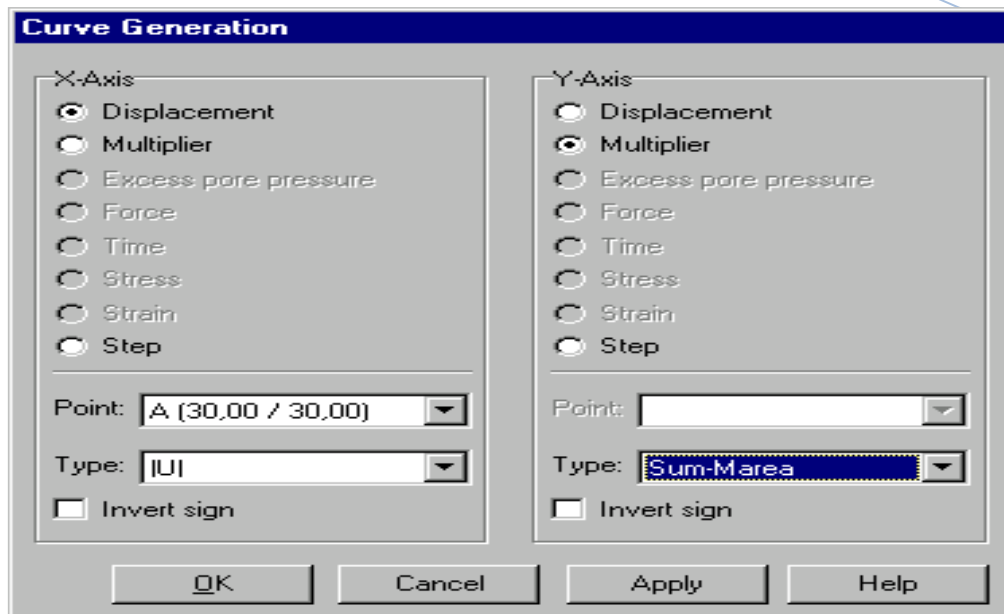


Figure 4.13 : Fenêtre de génération des courbes.

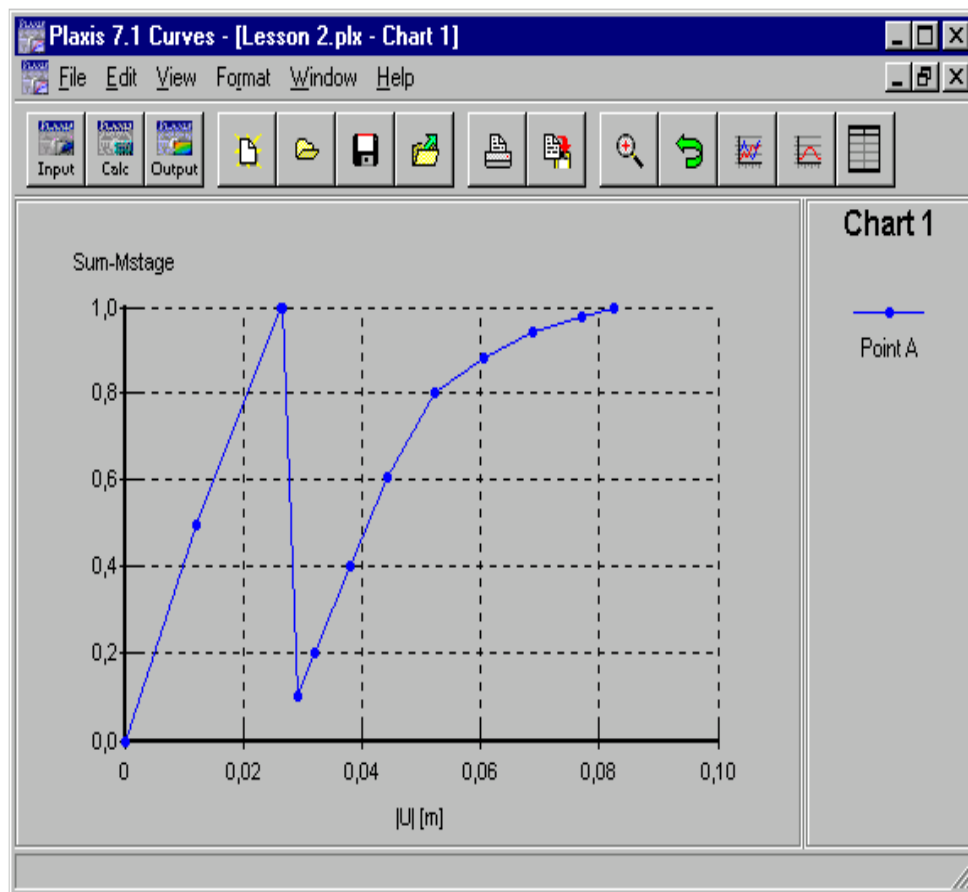


Figure 4.14 : Evolution du déplacement du point A en fonction du paramètre ΣM_{stage}

Chapitre 05
**Vérification de la stabilité et analyse
des données d'auscultation des
infiltrations du barrage étudié**

Chapitre 05

Vérification de la stabilité et analyse des données d'auscultation des infiltrations du barrage étudié

5.1. Introduction :

La sécurité des barrages est un sujet important. C'est plutôt un impératif, présent de façon plus ou moins explicite dans tout acte et toute décision de chaque intervenant dans la conception, la construction et l'exploitation d'un barrage. La sécurité dépend de beaucoup de petits détails d'exécution et d'exploitation, autant que des choix fondamentaux de projet. Le souci permanent de la sécurité doit être consubstantiel à l'action du barragiste, pour deux raisons :

- Éviter les ruptures catastrophiques, bien sûr;
- Mais aussi éviter de compromettre l'exploitation de l'ouvrage : la défaillance ou l'indisponibilité d'un barrage peut affecter des intérêts économiques vitaux et entraîner des dommages sérieux même en l'absence de rupture du barrage.

5.2. Propriétés mécaniques et hydrauliques du barrage :

5.2.1. Géométrie de l'ouvrage :

Longueur en crête de la digue	$L = 430,00 \text{ m}$
Largeur de la crête	$l_c = 09,00 \text{ m}$
Largeur maximale de la base de la digue	$B_{bd} = 602,50 \text{ m}$
Pente amont	$P_{am} = 1/3,5$
Pente aval	$P_{av} = 1/3$
Hauteur maximale de la digue	$H = 93 \text{ m}$
Volume d'eau de la retenue	$V_e = 200 \text{ hm}^3$

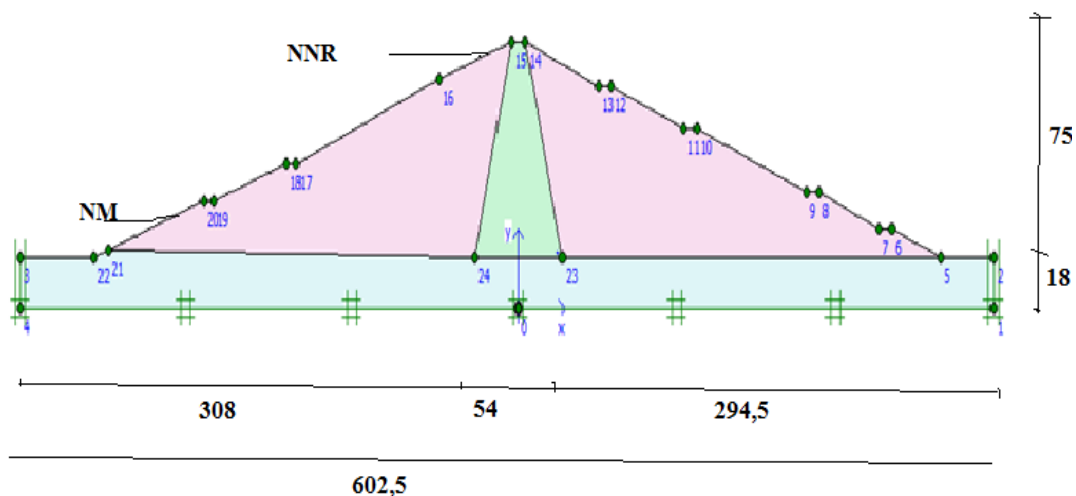


Figure 5.1 : Géométrie du barrage

5.2.2. Caractéristiques des matériaux du barrage :

Les propriétés de sols et des interfaces sont résumées dans le tableau (5.1).

Tableau 5.1 : Caractéristiques géotechniques choisies pour la modélisation

Paramètres	Nom	Noyau	Recharge	Fondation	Unité
General					
Materiel model	Model	Mohr-coulomb	Mohr-coulomb	Mohr-coulomb	-
Drainage type	Type	Non drainé	drainé	drainé	-
Poids volumique sec	γ_{unsat}	20,00	21,00	20,5	KN/m^3
Poids volumique humide	γ_{sat}	20,50	22,00	21,00	KN/m^3
Physiques					
Module de Young	E	40000	40000	40000	KN/m^2
Coefficient de poisson	ν	0,38	0,49	0,49	-
Cohésion	c_{REF}	2	2	2	KN/m^2
Angle de frottement	ϕ	25	34	35	°
Angle de dilatance	ψ	0	4	5	°
Perméabilité horizontale	K_x	10^{-9}	$5 \cdot 10^{-6}$	10^{-8}	m/day
Perméabilité verticale	K_y	10^{-9}	10^{-6}	10^{-8}	m/day

5.3. Partie Input (Les entrées) :

5.3.1. Géométrie et conditions aux limites :

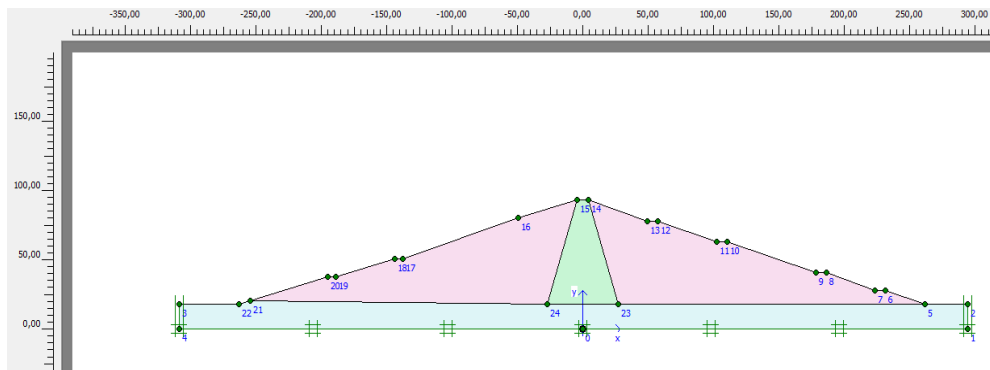


Figure 5.2 : Géométrie et conditions aux limites du barrage

5.3.2. Génération du maillage :

Le modèle de référence se fait par des éléments triangulaires à 15 nœuds, On ajuste la finesse du maillage sur « medium » pour tout le modèle, comme indiqué sur la Figure (5.3) . En ce qui concerne les conditions aux limites, la base du barrage est bloquée dans les deux directions alors que les frontières verticales sont bloquées dans le sens horizontal seulement pour permettre les tassements.

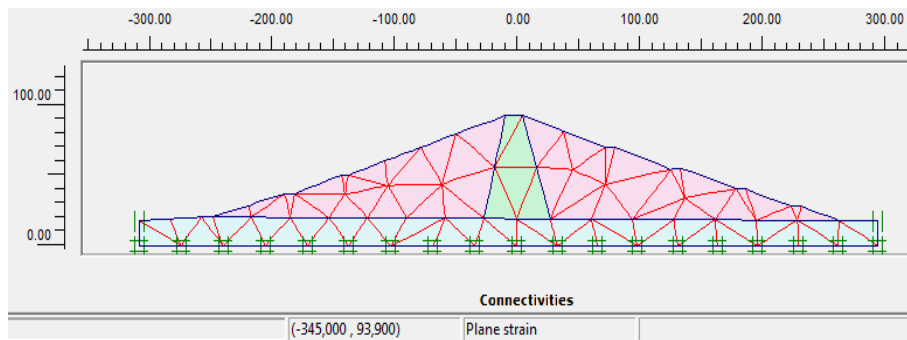


Figure 5.3 : génération de maillage.

5.4. Partie Calculs :

Notre étude est axée principalement sur l'analyser du comportement de barrage de **HAMMAM DEBAGH** willaya de Guelma à l'aide du logiciel **PLAXIS 2D** en utilisant le modèle de comportement Mohr-Coulomb et le calcul est effectué pour trois cas de chargement :

- 1) En fin de construction ;
- 2) En exploitation (Retenue pleine jusqu'au le niveau normal de retenue);
- 3) Lors d'une vidange rapide.

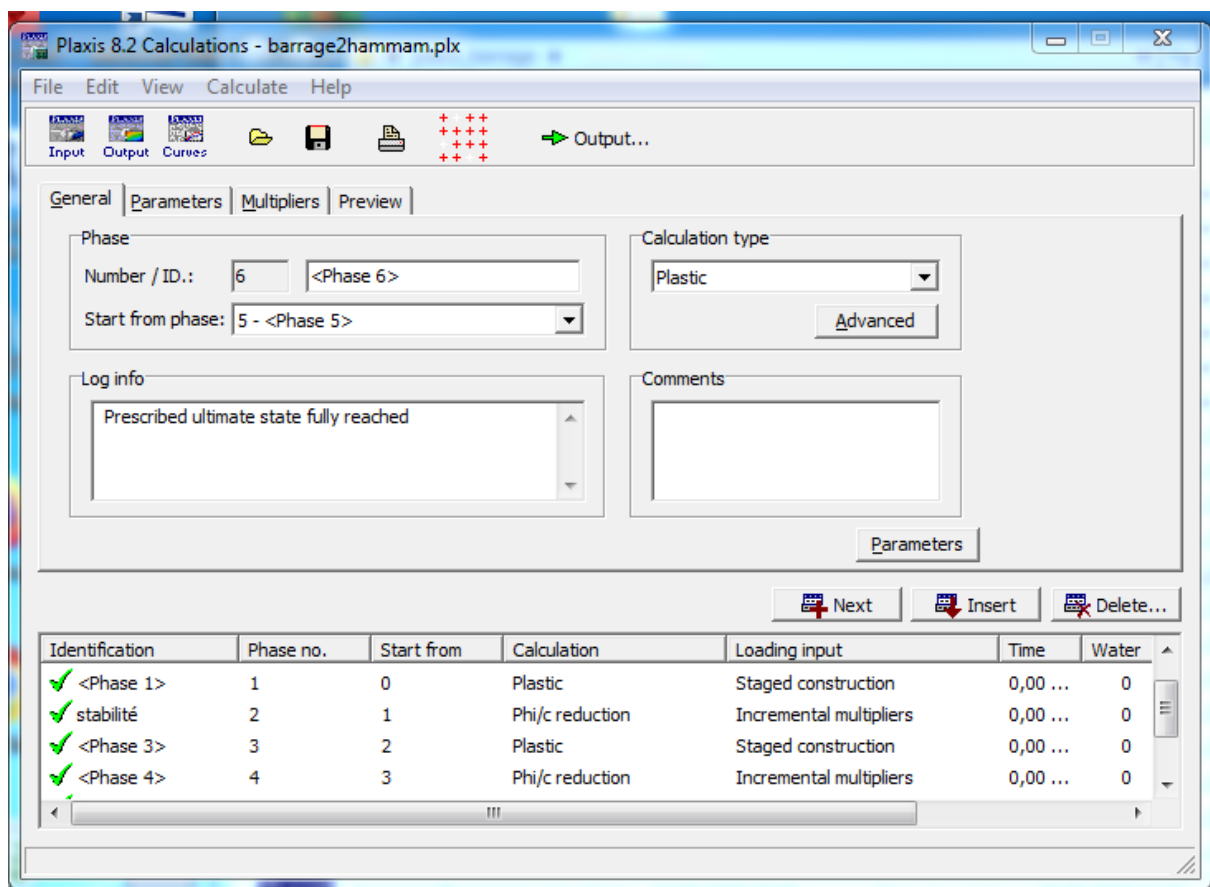


Figure 5.4 : étapes de calcul.

5.4.1. Phase 01 (en fin de construction) :

Des calculs pour l'analyse du comportement du barrage au cours de son exécution jusqu'à la fin de sa construction.

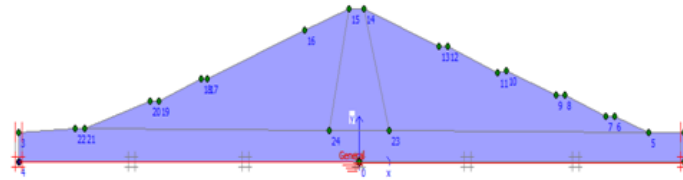


Figure 5.5 : barrage en fin de construction

5.4.2. Phase 02 (En exploitation Retenue pleine) :

Des calculs pour l'analyse du comportement du barrage au cours de remplissage du barrage par les eaux jusqu'au le niveau normal de retenue (NNR).

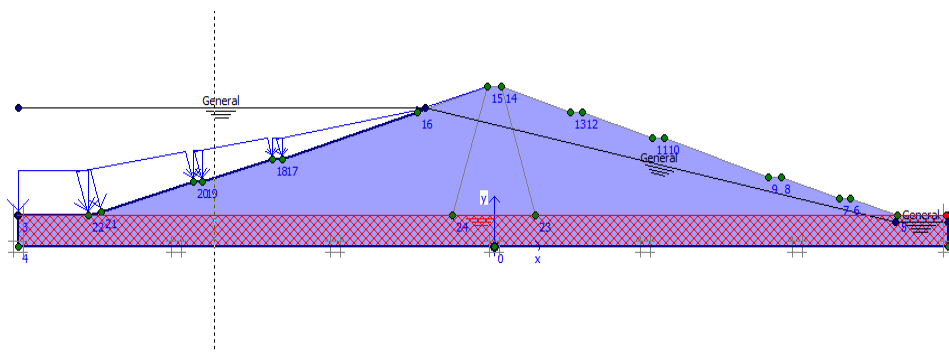


Figure 5.6 : barrage en exploitation retenue pleine

5.4.3. Phase 03 (Lors d'une vidange rapide) :

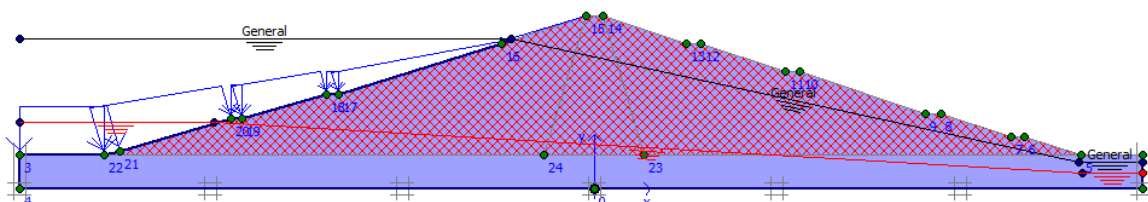


Figure 5.7 : Lors d'une vidange rapide

5.5. Partie Résultats de la modélisation :

5.5.1. Phase 01 (en fin de construction) :

✚ Maillage déformé :

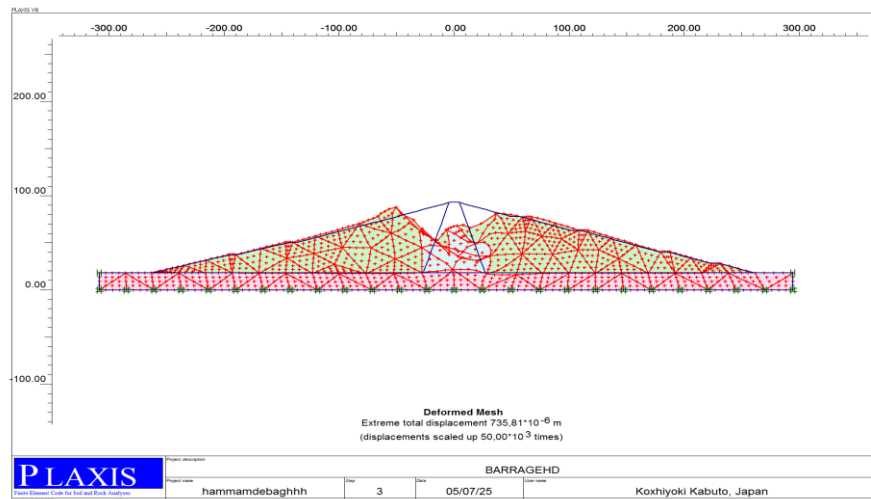


Figure 5.8 : génération de maillage.

✚ Les contraintes :

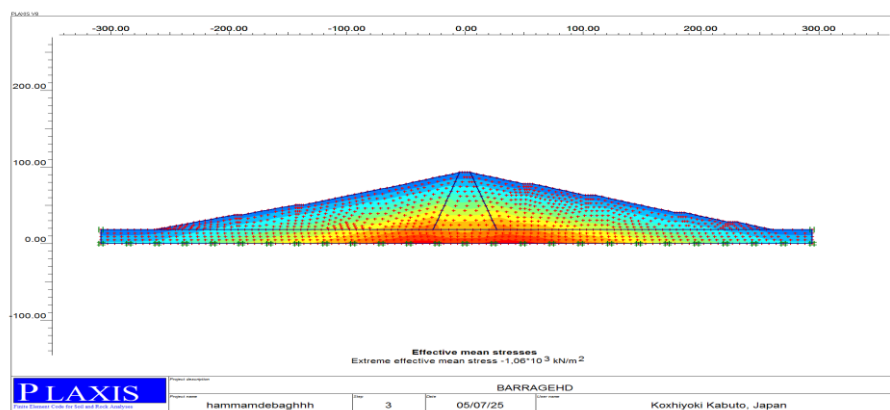


Figure 5.9 : contraintes effectives maximales = - 1,06.10³ KN/m²

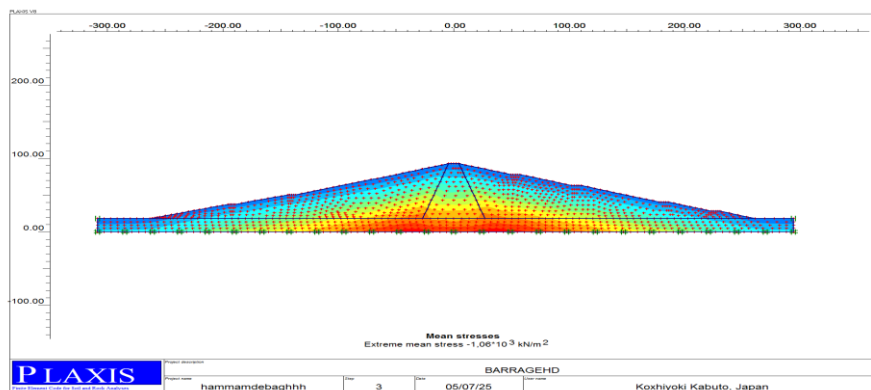


Figure 5.10 : contraintes total maximales = - 1,06.10³ KN/m²

✚ Déplacement total :

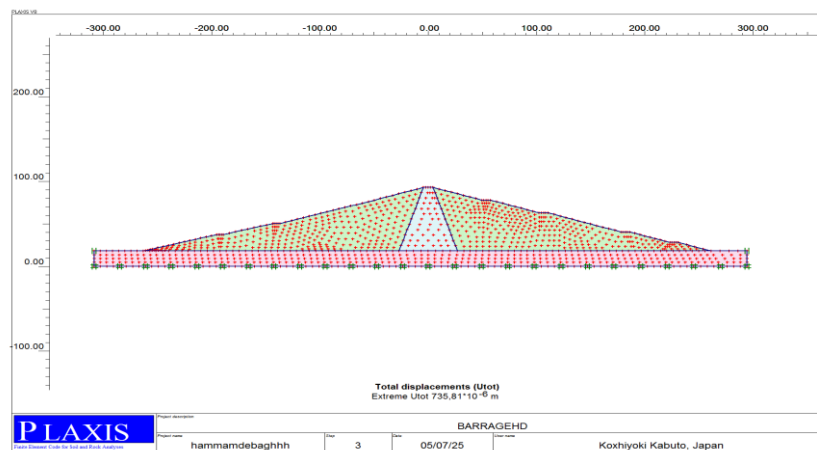


Figure 5.11 : déplacements total = 735.81×10^{-6} m

✚ Déplacement horizontale :

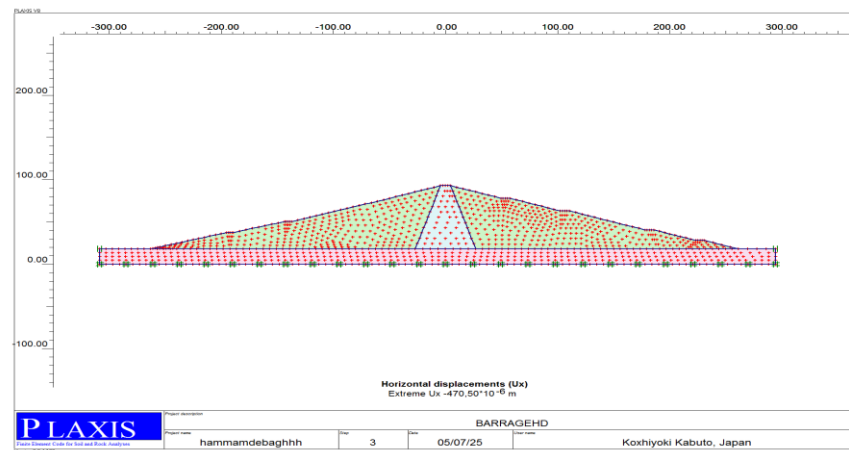


Figure 5.12 : déplacements horizontaux = -470.50×10^{-6} m

✚ Déplacement verticale :

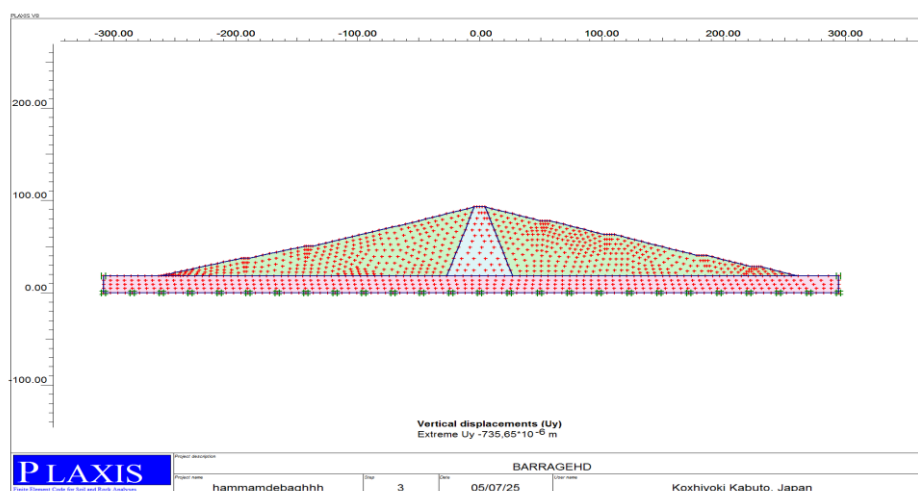


Figure 5.13 : déplacements verticaux = -735.65×10^{-6} m

✚ Coefficient de sécurité :

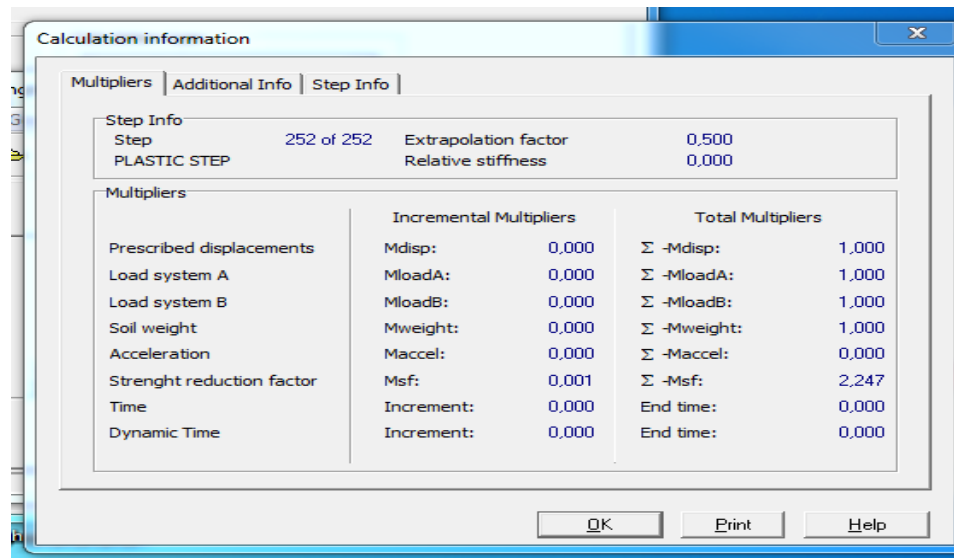


Figure 5.14: facteur de sécurité

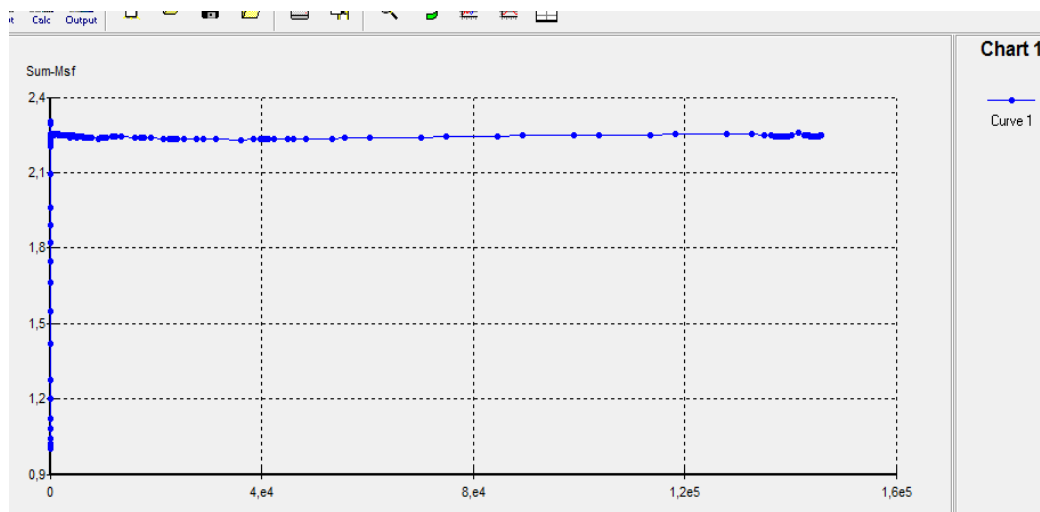


Figure 5.15 : courbe de facteur de sécurité

✚ Discutions des résultats de la simulation obtenue a la fin de construction :

D'après Les résultats numériques, relatifs au premier cas de modélisation, on remarque que:

- Les figures (5.9 et 5.10) montrent que les contraintes effectives et les contraintes total sont fortement condensées au centre du barrage et à la base du barrage car les surpressions dues à la construction ne sont pas encore dissipées.
- La figure 5.12 représente la répartition des déplacements horizontaux avec une valeur maximale de -470.50×10^{-6} m. Les déplacements horizontaux maximums obtenus représentent le cumul de déplacement pendant les phases de construction, Ces déplacements horizontaux maximums sont situés dans la partie amont du barrage. Le déplacement vertical maximal figure (5.13) est égal à -735.65×10^{-6} m. Ces déplacements verticaux maximums sont situés dans la partie supérieure du barrage et

ils diminuent en fonction de la profondeur jusqu'à une valeur nulle à la base du versant. Cette distribution de déplacements donne une idée sur la masse du sol en mouvement et puis rendu stable.

5.5.2. Phase 02 (retenue pleine) :

✚ Maillage déformé :

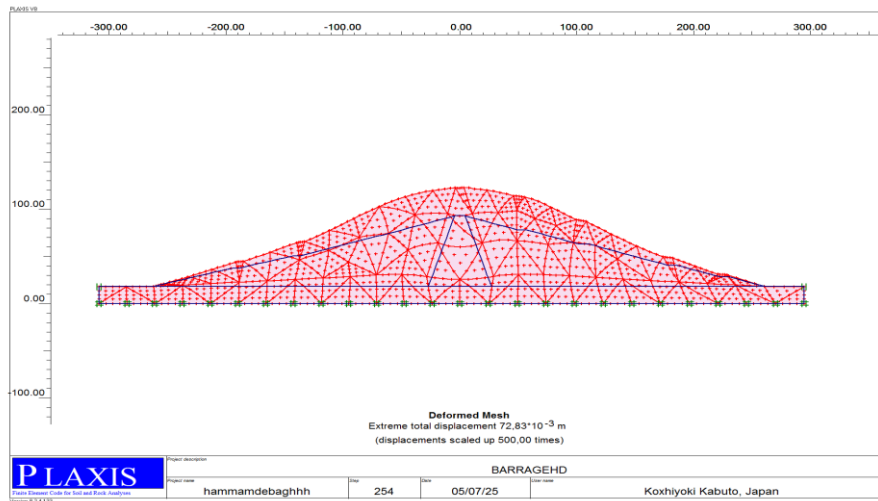


Figure 5.16 : génération de maillage.

✚ Les contraintes :

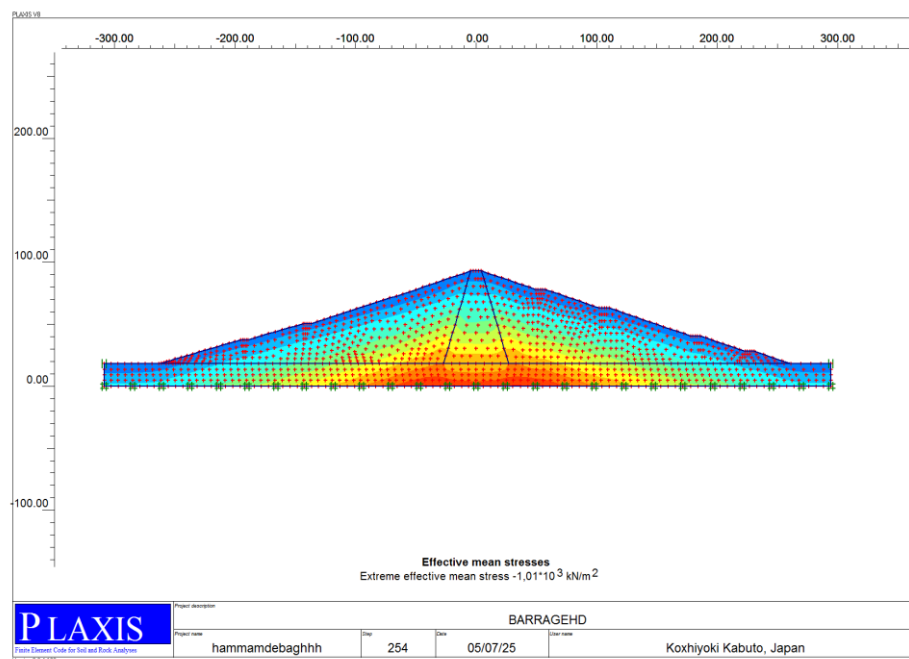


Figure 5.17 : contraintes effectives sous l'effet de la charge
Hydrostatique maximales = $- 1,01 \cdot 10^3$ KN/m²

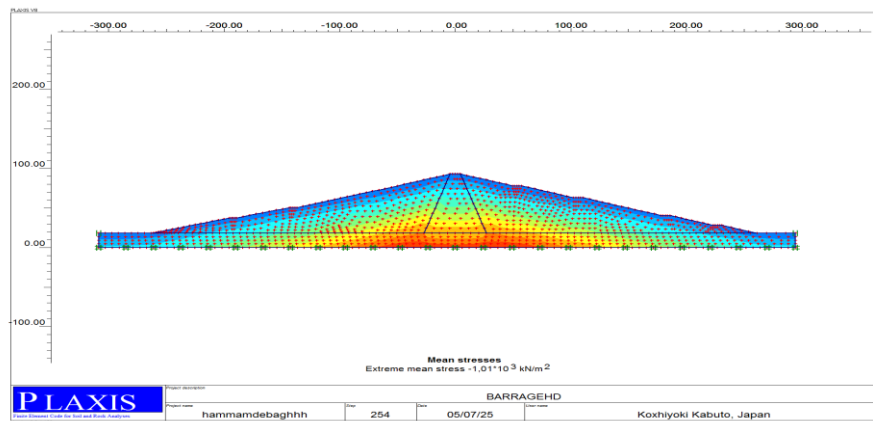


Figure 5.18 : contraintes total sous l'effet de la charge

Hydrostatique maximales = $-1,01 \cdot 10^3 \text{ KN/m}^2$

➤ Déplacement total :

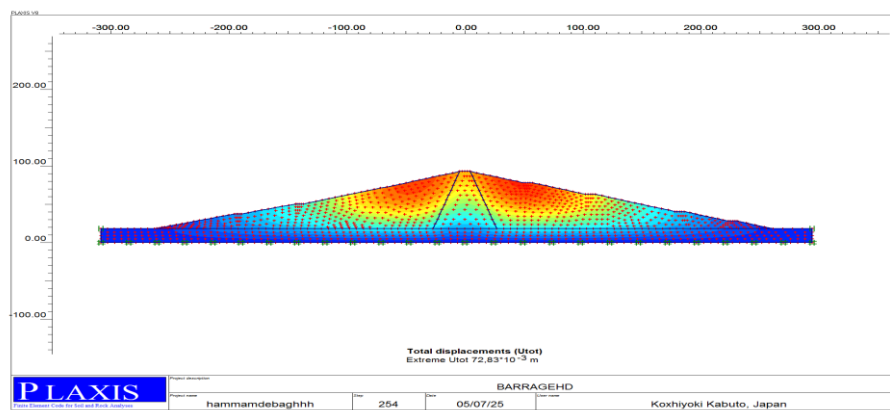


Figure 5.19 : déplacements total sous l'effet de la charge

hydrostatiques maximales = $72.83 \cdot 10^{-3} \text{ m}$

➤ Déplacement horizontale :

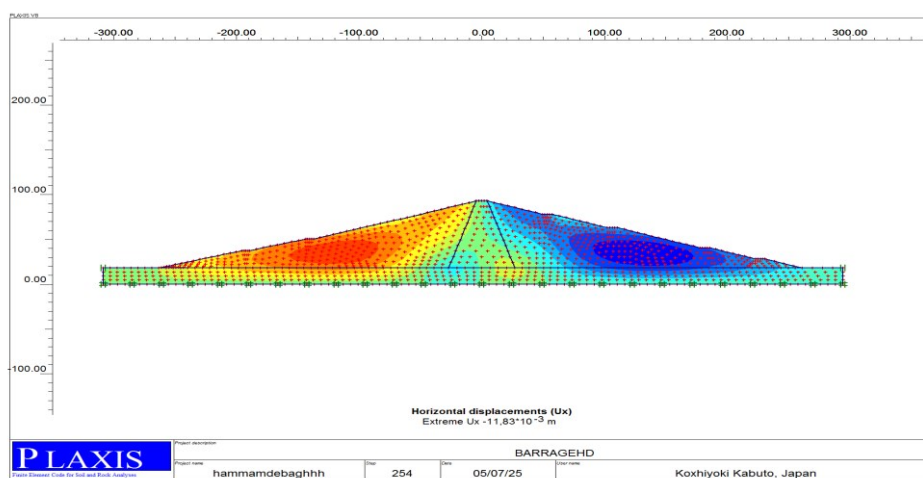


Figure 5.20 : déplacements horizontaux sous l'effet de la charge

hydrostatiques maximales = $-11.83 \cdot 10^{-3} \text{ m}$

➤ Déplacement verticale :

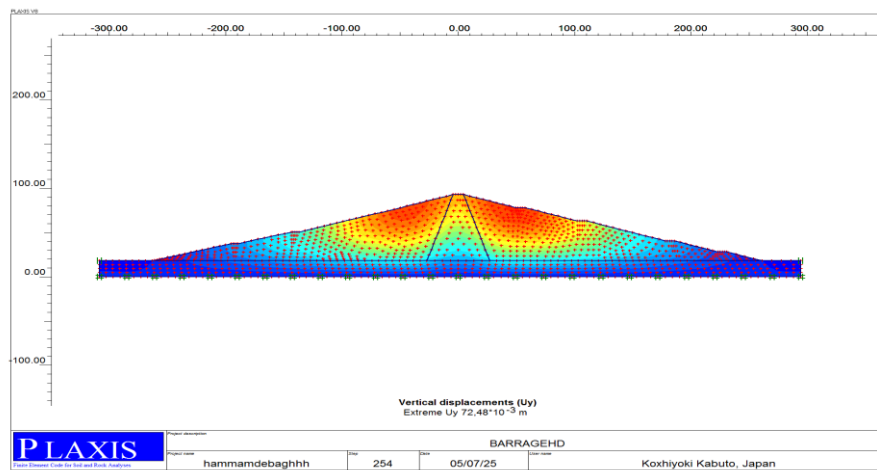


Figure 5.21: déplacements verticaux sous l'effet de la charge
Hydrostatiques maximales = $72.48 \cdot 10^{-3} \text{ m}$

➤ Coefficient de sécurité :

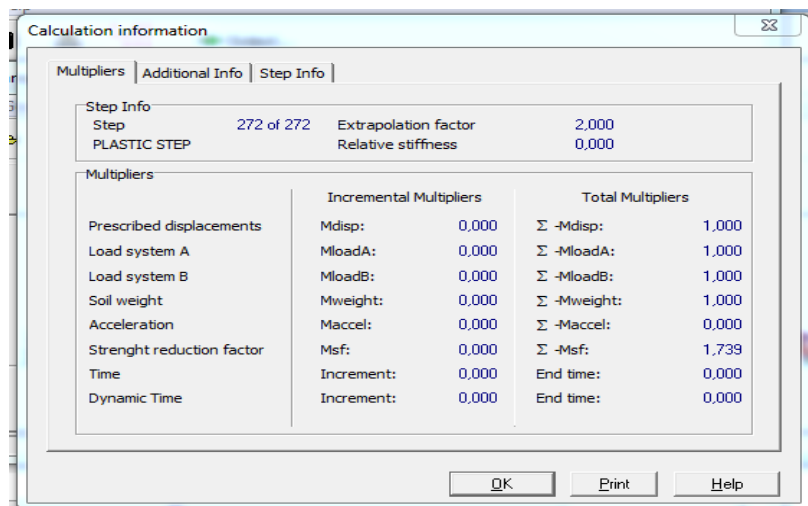


Figure 5.22 : facteur de sécurité $f_s = 1,73$

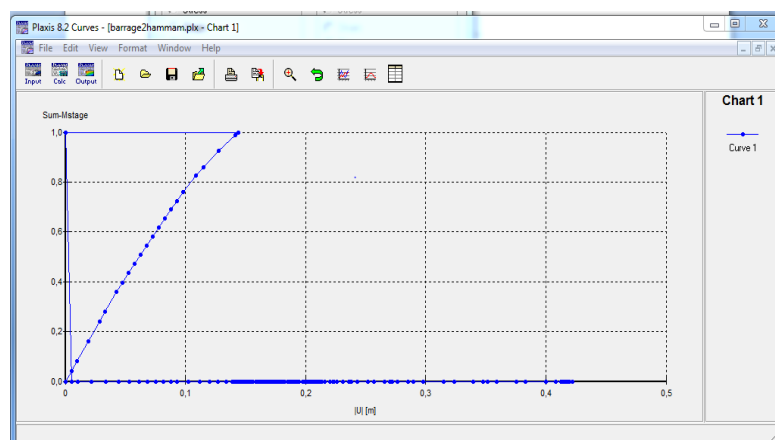


Figure 5.23 : courbe de facteur de sécurité

Discussions des résultats de la simulation obtenue a la fin de construction :

- Les figures (5.16 et 5.17) représentent la variation des les contraintes effectives, et contraintes total sous l'effet de la charge hydrostatique du barrage,
- La figure (5.19) montre que Les déplacements horizontaux maximaux sont accentués au niveau du talus aval à cause de la charge d'eau et les pressions hydrostatiques appliquées sur le talus amont. Donc il y 'aura un glissement qui sera dans le coté aval car le coté amont est stabilisé par le poids de l'eau. Le remplissage de la retenue correspond à une phase importante dans la vie de l'ouvrage, c'est le moment où l'ouvrage est mis en charge et va donc être soumis à la pression exercée par l'eau. On observe une variation croissante de la base de la fondation vers la crête du barrage pour la valeur des déplacements verticaux figure (5. 20).

5.5.3. Phase 03 (Lors d'une vidange rapide) :

des calculs pour l'analyse du comportement du barrage au cours de vidage rapide

✚ Maillage déformé :

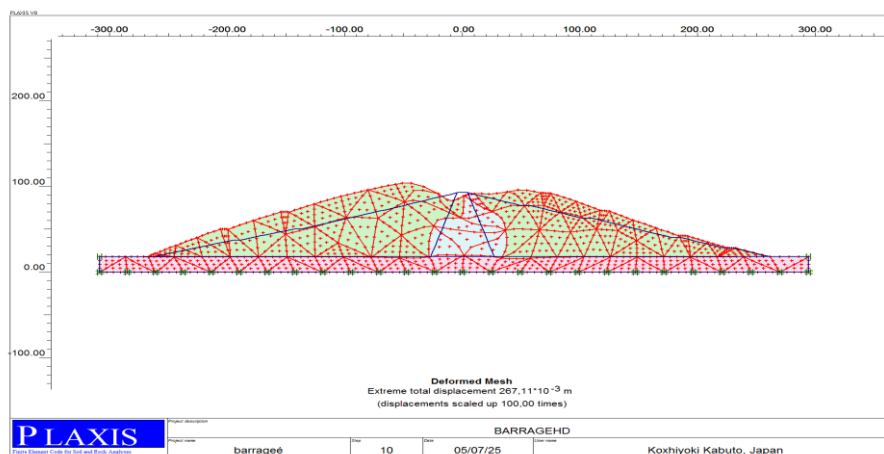


Figure 5.24 : génération de maillage.

✚ Les contraintes :

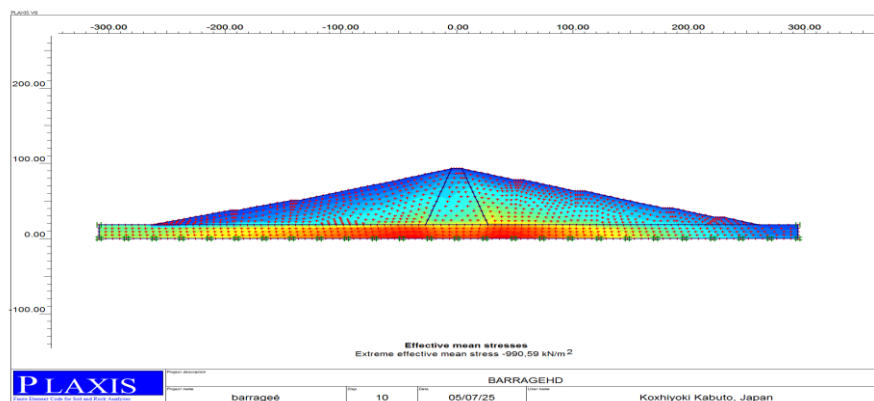


Figure 5.25 : contraintes effectives maximales = -990.59 KN/m²

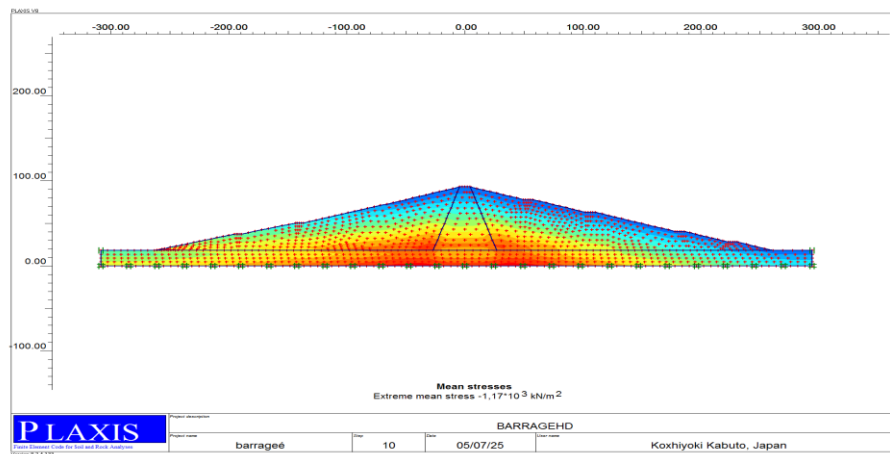


Figure 5.26: contraintes total maximales = $-1.17 \cdot 10^{-3} \text{ KN/m}^2$

➤ Déplacement total :

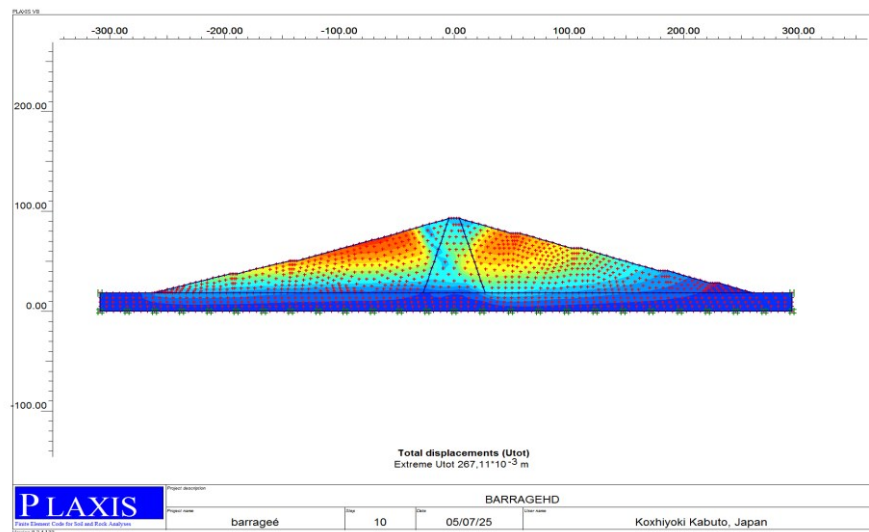


Figure 5.27: déplacements total maximales = $267.11 \cdot 10^{-3} \text{ m}$

➤ Déplacement horizontale :

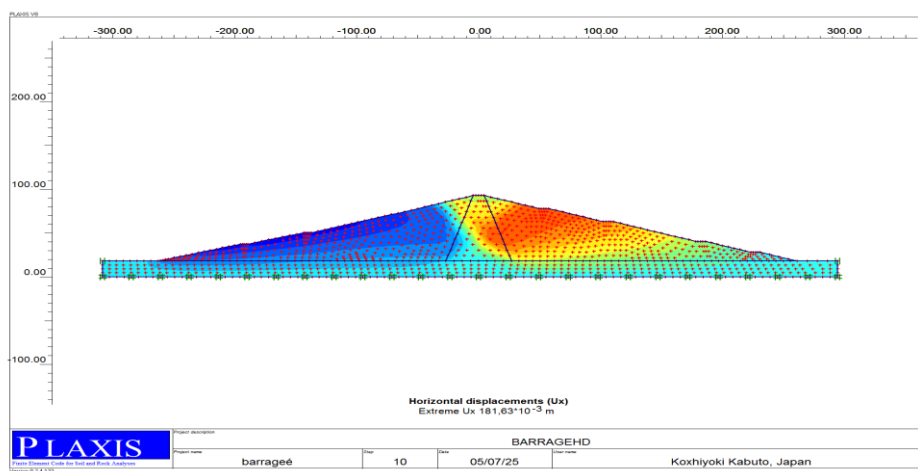


Figure 5.28: déplacements horizontaux maximales = $181.63 \cdot 10^{-3} \text{ m}$

➤ Déplacement verticale :

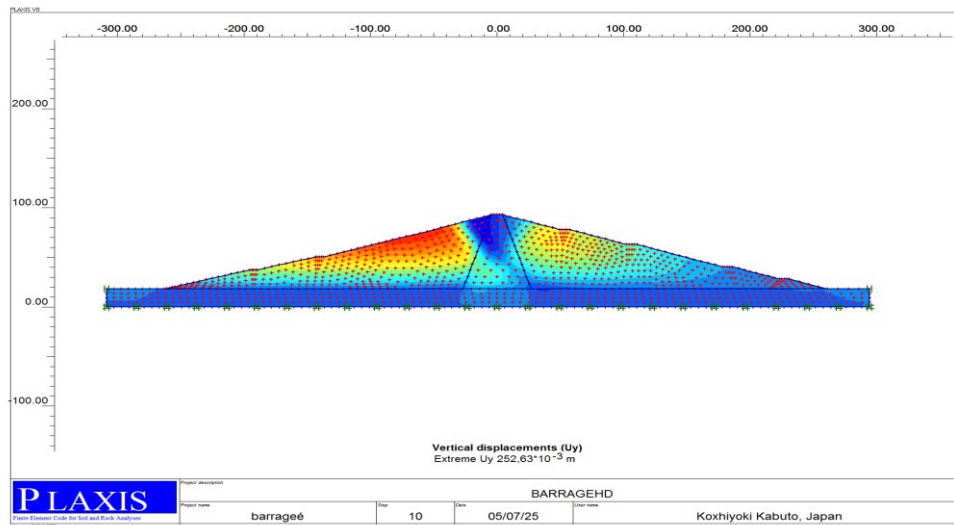


Figure 5.29 : déplacements verticaux maximales = 252.63×10^{-3} m

➤ Coefficient de sécurité :

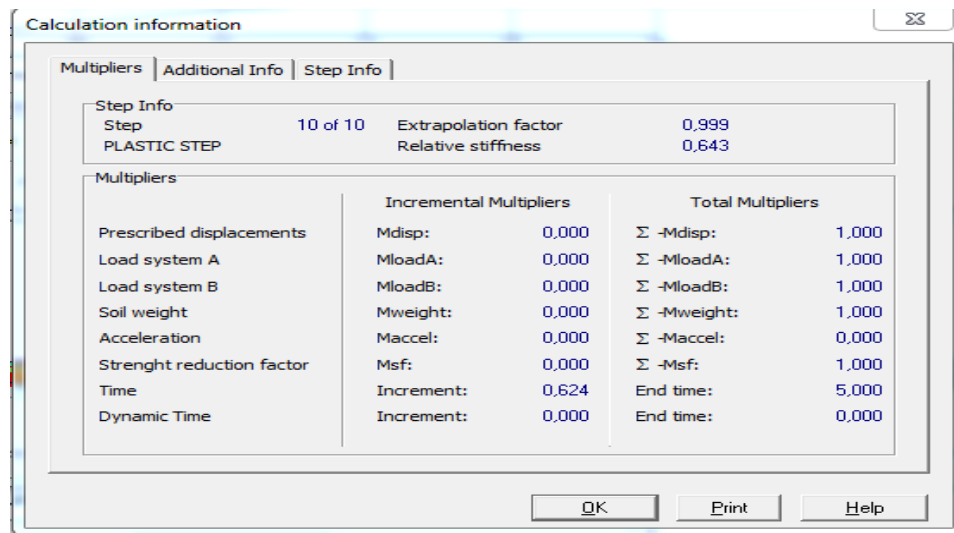


Figure 5.30 : facteur de sécurité $f_s = 1,00$

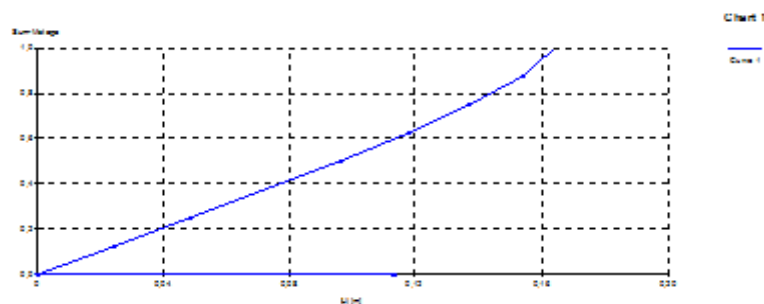


Figure 5.31 : courbe de facteur de sécurité

Discussions des résultats de la simulation obtenue a la fin de construction :

Un dernier cas de charge à considérer est le cas d'une vidange rapide, l'eau dans le barrage n'aura pas de temps à s'évacuer et il est important de connaître le comportement du barrage. On a obtenu après le calcul numérique les résultats suivants :

- Les grandes valeurs des pressions interstitielles et des contraintes effectives d'après les figures (5.24) et (5.25) sont localisées au niveau de la base du barrage à cause de la disparition du poids d'eau et la pression interstitielles entre les grains qui n'a pas eu le temps de se dissiper.
- À cause de l'élimination de la charge les déplacements horizontaux sont plus marqués dans le talus aval avec une valeur maximale égal à $181.63.10^{-3}$ cm figure (5.27). Donc le glissement aura lieu au niveau du talus amont à cause de la disparition du poids d'eau et la pression interstitielles entre les grains qui n'a pas eu le temps de se dissiper.
- Le déplacement vertical augmente avec l'augmentation de la hauteur du barrage jusqu'à une valeur maximale en crête égale à 252.63×10^{-3} figure (5.28).

- Les résultats de simulation des différentes phases de modélisation étudiée sont récapitulés dans le tableau (5. 2).

Tableau 5.2 : Récapitulations des résultats de la simulation.

Phase de calcul	Barrage vide	Barrage remplie d'eau	Vidange rapide du barrage
Contraintes effectives (KN/m ²)	$-1.06 .10^3$	$-1.01 .10^3$	-990.59
Contraintes total (KN/m ²)	$-1.06 .10^3$	$-1.01 .10^3$	$-1.17 .10^3$
Déplacements totaux (m)	$735.81 .10^{-6}$	$72.83 .10^{-3}$	$267.11.10^{-3}$
Déplacements horizontaux (m)	$-470.5 .10^{-6}$	$-11.83 .10^{-3}$	$181.63.10^{-3}$
Déplacements verticaux (m)	$-735.65 .10^{-6}$	$-72.48 .10^{-3}$	$252.63.10^{-3}$
Coefficient de sécurité (Fs)	2,24	1,73	1,00

5.6. Analyse des mesures piézométriques du barrage étudié :

Dans cette partie de l'étude, nous recueillons des informations de l'administrative du barrage de **HAMMAM DEBAGH** . Et nous avons trouvé des informations sur les piézomètres dans les deux rives de barrage (gauche et droite) suivant les tableau sous dessus (5.3, 5.4), En raison de la simplicité des outils qui sont utilisés pour mesurer les fuites, Ce, nous allons analyser les données d'une manière scientifique.

5.6.1. Variations de niveau d'eau dans les piézomètres : [20]

La variation de niveau d'eau dans les piézomètres est réalisée pour seulement trois ans successifs 2017, 2018, 2019, 2020 , 2021 , 2022 , 2023 et 2024.

Selon les disposition des piézomètres dans les deux rive (rive gauche et rive droite), pour voir la fluctuation du niveau d'eau en fonction du plan d'eau dans la retenue.

Tableau (5.3) : Mesure de la nappe piézomètre lecture directe en rive droite

Date de lecteur	N° Piézométrique	Cote tete (1) piézométrique	Mesure (2)	Profond piézometre	Niveau nappe (4)=1-2	Niveau de la retenue (3)	$\Delta H(3 - 4)$
10/01/2017	HD 0-1	3 32 ,09	40, 64	51,97	291,45	328,84	37 ,39
	HD 1-1	372,32	39 .08	71 ,74	333,24		-4,40
	HD 1-2	363,70	32,79	62,42	330,38		-1,54
	HD 1-3	350,82	20,29	51 ,55	330,53		-1,69
	HD 2-1	382,69	45,27	83,04	337,42		-8,58
	HD 2-2	380,31	50,57	88,70	329,74		-0,90
	HD 2-3	372,56	36.57	72 ,37	335,99		-7,15
	HD 3-3	392,09	26,51	71 ,86	365,58		-36,74

Tableau 5.4 : Mesure de la nappe piézomètre lecture directe en rive gauche

Date de lecteur	N° Piézométrique	Cote tete (1) piézométrique	Mesure (2)	Profond d piézom etre	Niveau nappe (4)=1-2	Niveau de la retenue (3)	$\Delta H(3 - 4)$
10/01/2017	HG 1-1	350 ,83	59,03	70,20	291,80	328,84	37 ,04
	HG 1-2	350,74	63 ,57	70 ,05	287,17		41,67
	HG 1-3	345,19	59,02	63,43	286,17		42,67
	HG 1-4	336,77	49 ,49	55 ,74	287,28		41,56
	HG 2-1	373,71	76,24	92,65	297,47		31 ,37
	HG 2-2	379,33	81,14	98,94	298,19		30 ,65
	HG 2-3	371,62	82,78	91,80	288, 84		40,00
	HG 2-4	362,88	74 ,86	82 ,55	288, 02		40,82
	HG 3-1	373,27	79,49	92,60	293,78		35 ,06
	HG 3-2	393,27	97,95	110,82	295,95		32 ,89

5.6.2. Les coordonnées des Piézomètres :

Dans ces mesures nous avons besoin du côté des piézomètres en système

Tableau 5.5 : Les coordonnées des piézomètres du barrage.

PIEZOMETRE	Les coordonnées		
	X	Y	Z
RIVE DOITE			
HD 0-1	906 840	360 630	332 09
HD 1-1	729	530	372 32
HD 1-2	750	529	363 17
HD 1-3	780	530	350 82
HD 2-1	640	493	382 69
HD 2-2	699	487	388 31
HD 2-3	769	499	372 56
HD 3-1	650	460	389 37
HD 3-2	680	460	392 39
HD 3-3	719	461	392 09
HD 3-4	760	460	380 58
HD 4-1	630	420	397 22
HD 4-2	670	420	400 96
HD 4-3	730	420	395 21
RIVE GAUCHE			
HG 1-1	764	903	350 83
HG 1-2	800	898	350 74
HG 1-3	850	903	345 19
HG 1-4	895	895	336 77
HG 2-1	722	957	373 71
HG 2-2	771	953	379 33
HG 2-3	815	948	371 62
HG 2-4	860	940	362 88
HG 3-1	721	992	373 27
HG 3-2	747	989	393 12

5.6.3. Positions des piézomètre :

Il ya 22 piézomètres repartie sur les deux rive de barrage (rive gauche 10 piézomètres et La rive droite : 14 piézomètre) et six piézomètre désactivés suivant la

figure (5.32)

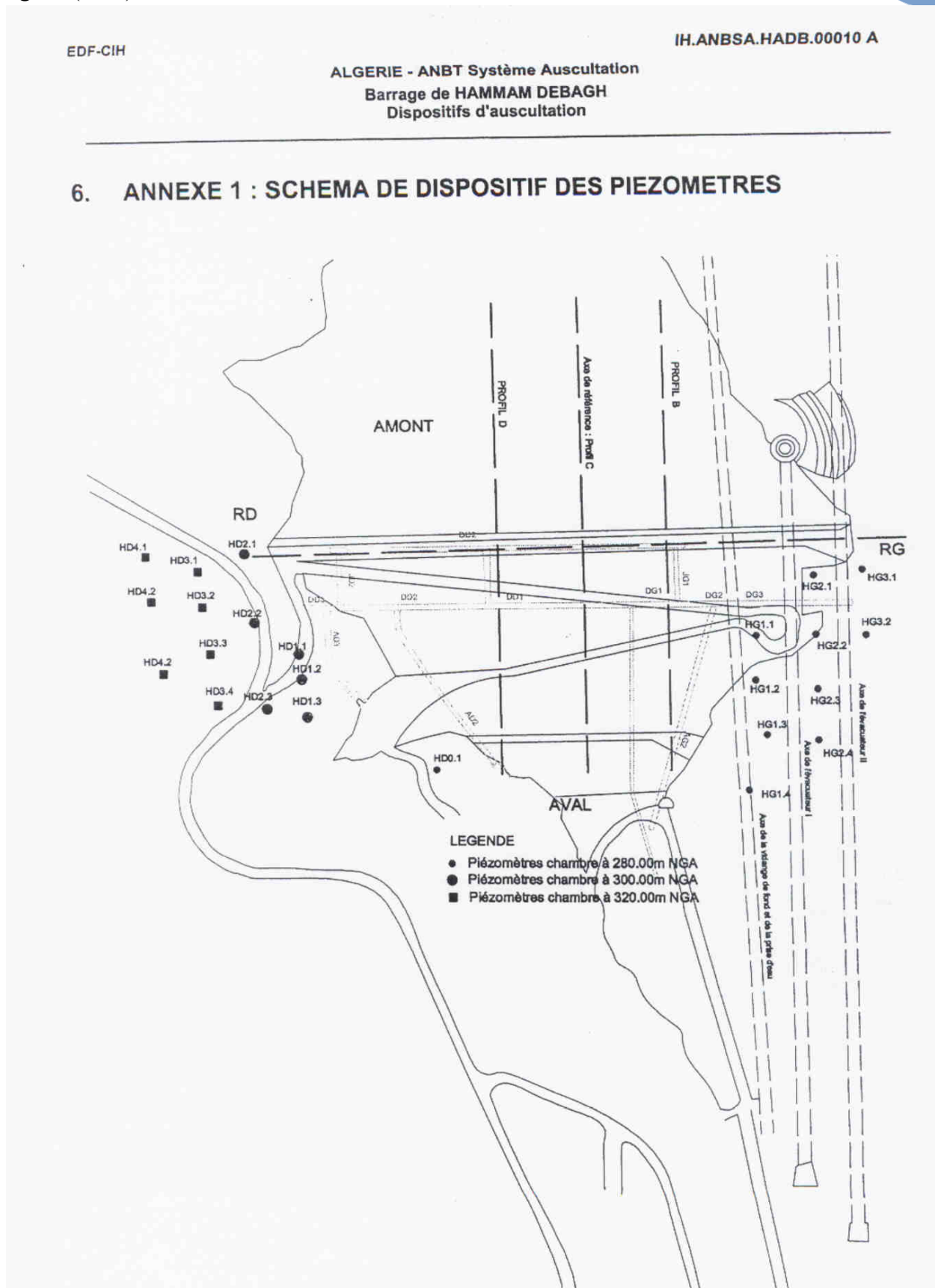
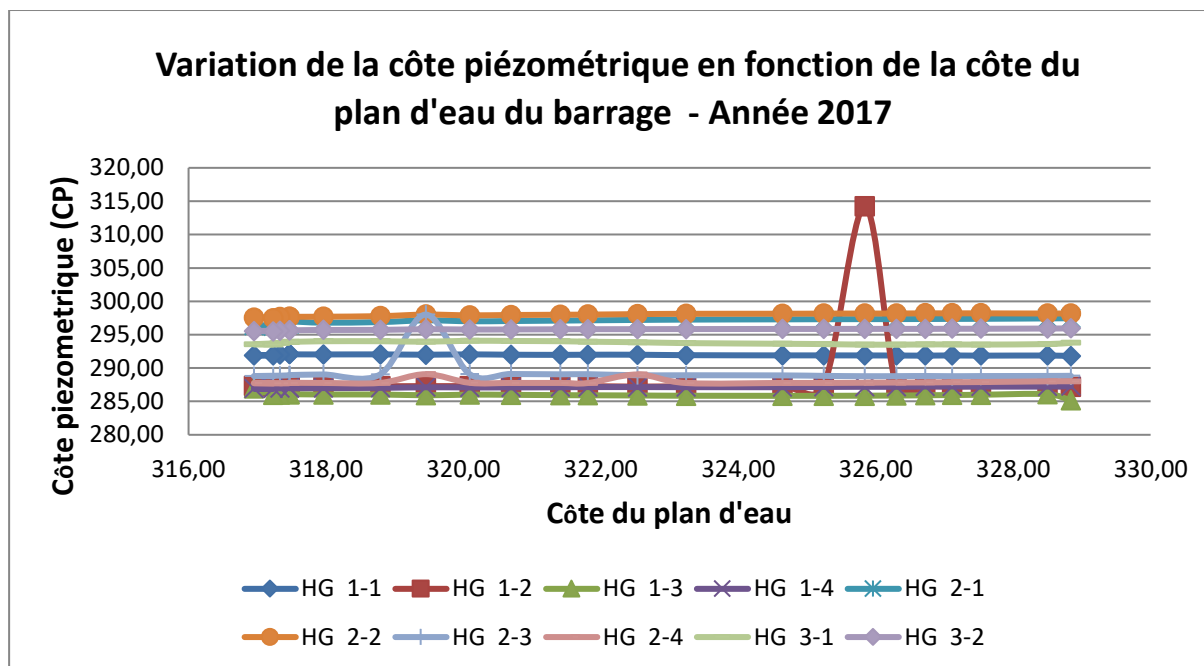


Figure 5. 32 : Schéma de la disposition des piézomètres dans les deux rive (gauche et droite)

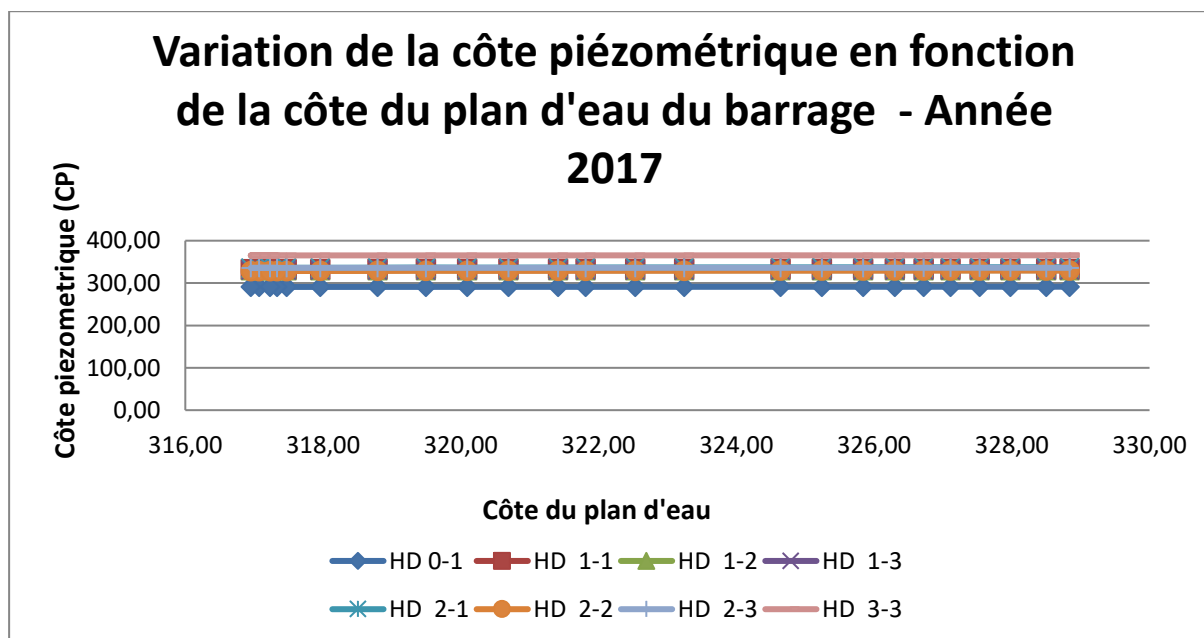
Année 2017 :

✚ Rive gauche :



Courbe 5.1 : Variation de la côte piézométrique en fonction de la cote de retenue du barrage année 2017 rive gauche.

✚ Rive droite :



Courbe 5.2 : Variation de la côte piézométrique en fonction de la cote de retenue du barrage année 2017 rive droite.

Interprétation du graphique de la variation piézométrique rive gauches et droite années 2017 :

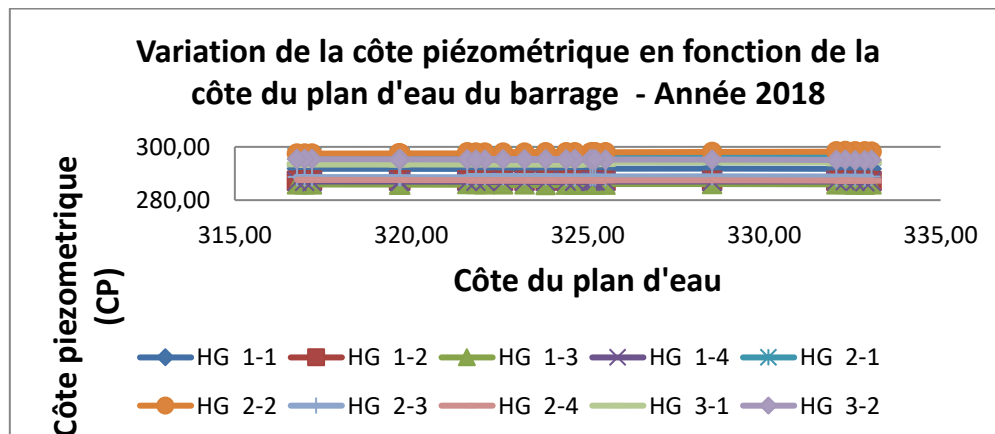
Le graphique présente la variation de la cote piézométrique en fonction de la cote du plan d'eau du barrage ,mesurée au niveau de la **rive gauche** et la **rive droite**.

La majorité du courbes montrent une évolution relativement stable ,avec des valeurs comprises entre **285 m** et **290 m** .cependant ,on observe une anomalie marquée au niveau du piézomètre **HG 1-2** et qui affiche un pic soudain atteignant environ **315 m** , notamment supérieur aux autres relevés, Cette élévation brusque peut être interprétés comme suit :

- **Hypothèse d'un défaut de mesure** : il pourrait s'agit d'une erreur ponctuelle de lecture ou d'un dysfonctionnement du capteur (bouchage, signal erroné, etc.)
 - **Phénomène local de surpression** : si la donnée est correcte, cela pourrait indiquer une surpression localisée, due à une accumulation d'eau ou à un défaut d'étanchéité.
 - **Événement hydraulique exceptionnel** : une variation rapide du niveau du plan d'eau ou une manœuvre de vidange aussi provoqué une telle réaction locale. Cette valeur doit faire l'objet d'une vérification plus approfondie .si elle se confirme, elle pourrait traduire un comportement anormal du massif du barrage à cet endroit précis, nécessitant une analyse géotechnique complémentaire.
- En revanche, sur la **rive droite**, les données piézométriques relèvent un comportement globalement homogène et stable .les cotes piézométriques relevées varient de manière régulière entre environ 290 m et 370 m selon les piézomètres, sans fluctuations majeures ni anomalies détectables. Cela témoigne d'un bon fonctionnement hydrogéologique, d'une répartition uniforme des pressions interstitielles, et d'une étanchéité satisfaisante de cette partie du barrage.

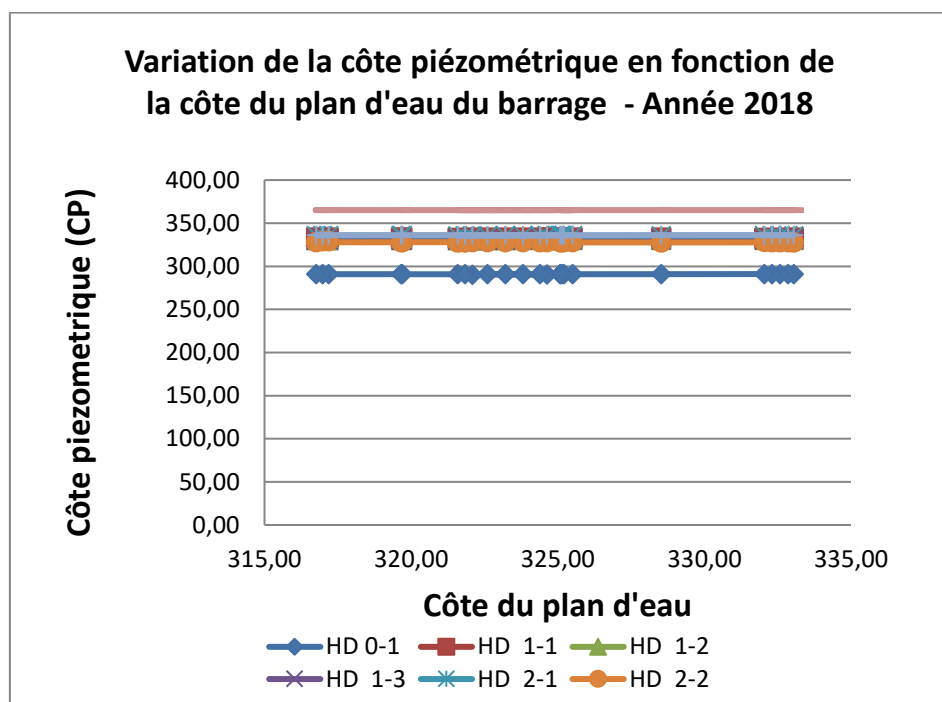
Année 2018

Rive gauche :



Courbe 5.3 : Variation de la cote piézométrique en fonction de la cote de retenue du barrage année 2018 rive gauche .

Rive droite :



Courbe 5.4 : Variation de la cote piézométrique en fonction de la cote de retenue du barrage année 2018 rive droite.

Interprétation du graphique de la variation piézométrique rive gauches et droite années 2018 :

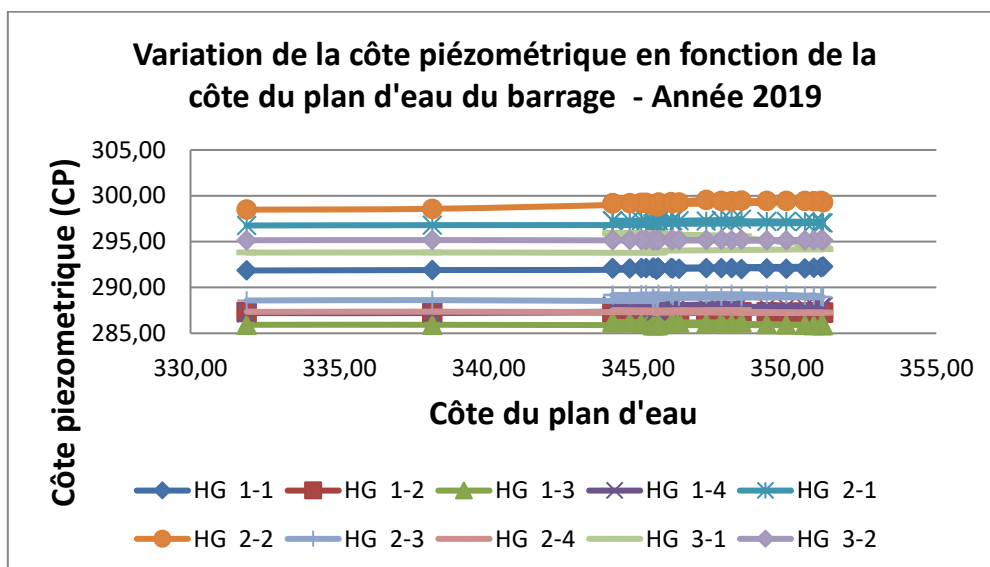
Le graphique présente la variation de la cote piézométrique en fonction de la cote du plan d'eau du barrage, mesurée au niveau de la **rive gauche** et la **rive droite**.

En revanche, sur la **rive gauche**, les données piézométriques relèvent un comportement globalement homogène et stable. Les cotes piézométriques relevées varient de manière régulière entre environ **287 m** et **297 m** selon les piézomètres, sans fluctuations majeures ni anomalies détectables. Cela témoigne d'un bon fonctionnement hydrogéologique, d'une répartition uniforme des pressions interstitielles, et d'une étanchéité satisfaisante de cette partie du barrage.

En revanche, sur la **rive droite**, les données piézométriques relèvent un comportement globalement homogène et stable. Les cotes piézométriques relevées varient de manière régulière entre environ **290 m** et **370 m** selon les piézomètres, fluctuations majeures ni anomalies détectables. Cela témoigne d'un bon fonctionnement hydrogéologique, d'une répartition uniforme des pressions interstitielles, et d'une étanchéité satisfaisante de cette partie du barrage.

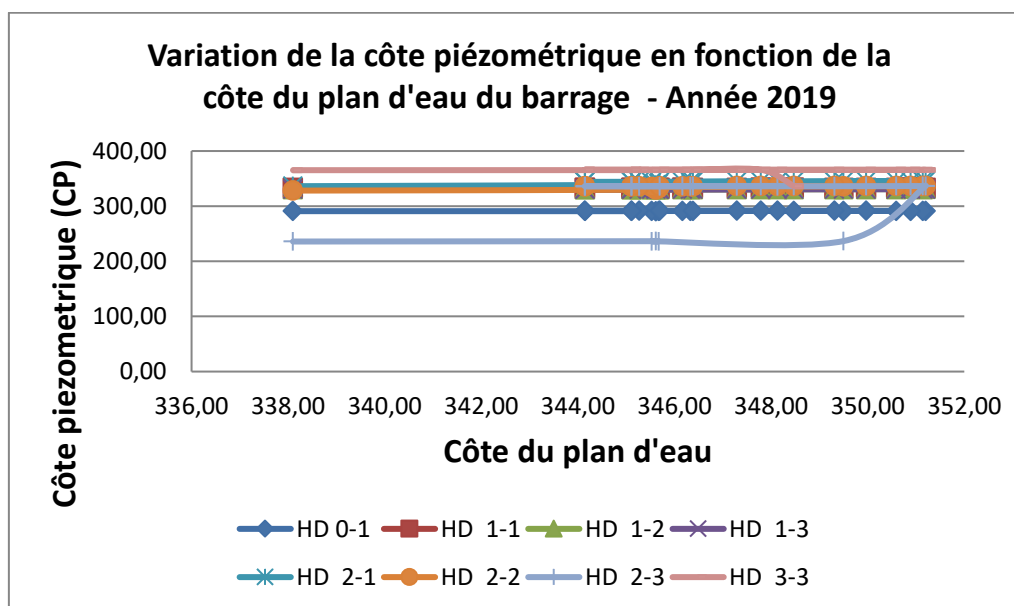
Année 2019

✚ Rive gauche :



Courbe 5.5 : Variation de la cote piézométrique en fonction de la cote de retenue du barrage année 2019 rive gauche .

✚ Rive droite :



Courbe 5.6 : Variation de la cote piézométrique en fonction de la cote de retenue du barrage année 2019 rive droite.

Interprétation du graphique de la variation piézométrique rive gauches et droite années 2019 :

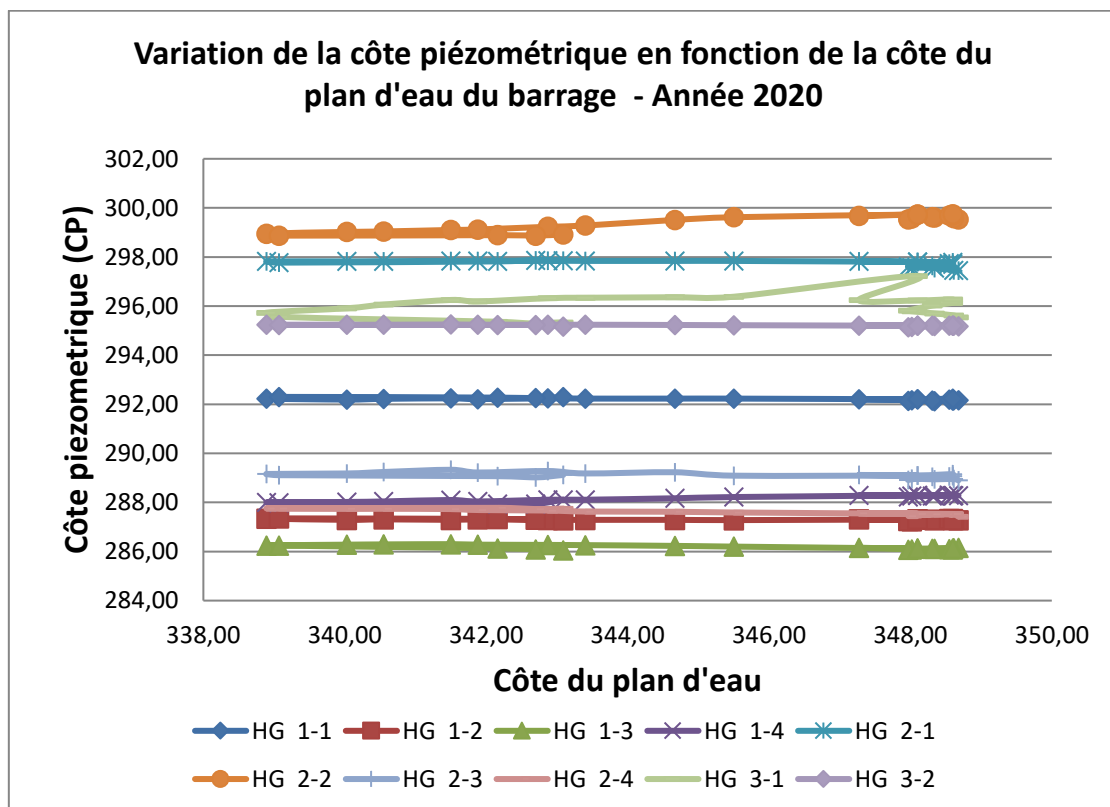
Le graphique présente la variation de la cote piézométrique en fonction de la de la cote du plan d'eau du barrage, mesurée au niveau de la **rive gauche** et la **rive droite**.

En revanche, sur la **rive gauche**, les données piézométriques relèvent un comportement globalement homogène et stable. Les cotes piézométriques relevées varient de manière régulière entre environ **286 m** et **298 m** selon les piézomètres, sans fluctuations majeures ni anomalies détectables. Cela témoigne d'un bon fonctionnement hydrogéologique, d'une répartition uniforme des pressions interstitielles, et d'une étanchéité satisfaisante de cette partie du barrage.

En revanche, sur la **rive droite**, les données piézométriques relèvent un comportement globalement homogène et stable. Les cotes piézométriques relevées varient de manière régulière entre environ **248 m** et **355 m** selon les piézomètres, sans fluctuations majeures ni anomalies détectables. Cela témoigne d'un bon fonctionnement hydrogéologique, d'une répartition uniforme des pressions interstitielles, et d'une étanchéité satisfaisante de cette partie du barrage.

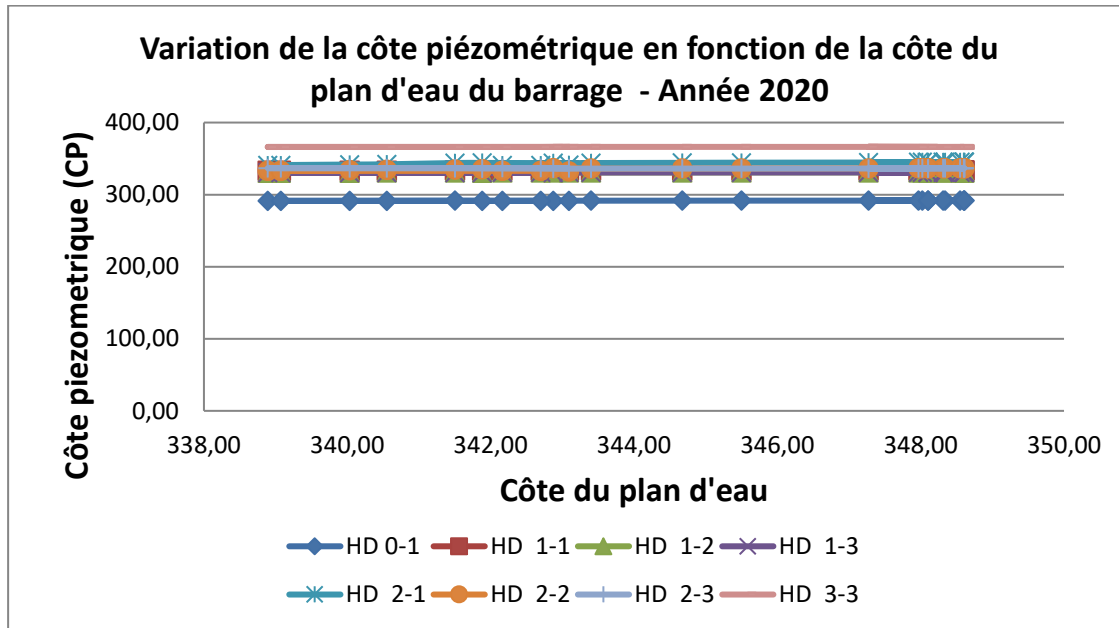
Année 2020

Rive gauche :



Courbe 5.7 : Variation de la cote piézométrique en fonction de la cote de retenue du barrage année 2020 rive gauche.

Rive droite :



Courbe 5.8 : Variation de la cote piézométrique en fonction de la cote de retenue du barrage année 2020 rive droite.

Interprétation du graphique de la variation piézométrique rive gauches et droite années 2020 :

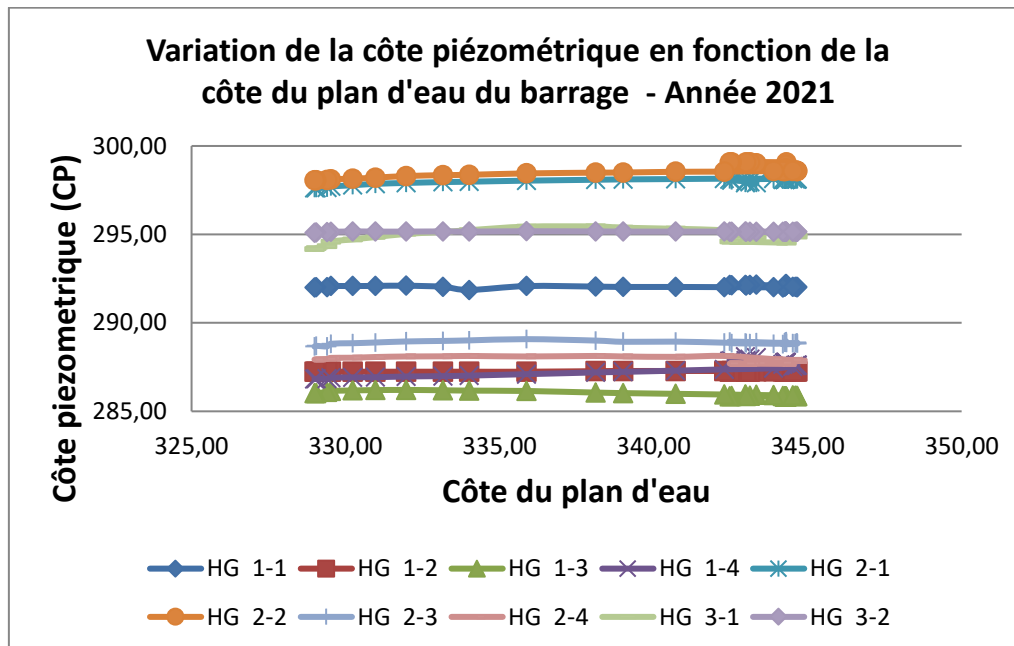
Le graphique présente la variation de la cote piézométrique en fonction de la cote du plan d'eau du barrage, mesurée au niveau de la **rive gauche** et la **rive droite**.

En revanche, sur la **rive gauche**, les données piézométriques relèvent un comportement globalement homogène et stable. Les cotes piézométriques relevées varient de manière régulière entre environ **2876 m** et **300 m** selon les piézomètres, sans fluctuations majeures ni anomalies détectables. Cela témoigne d'un bon fonctionnement hydrogéologique, d'une répartition uniforme des pressions interstitielles, et d'une étanchéité satisfaisante de cette partie du barrage.

En revanche, sur la **rive droite**, les données piézométriques relèvent un comportement globalement homogène et stable. Les cotes piézométriques relevées varient de manière régulière entre environ **298 m** et **360 m** selon les piézomètres, sans fluctuations majeures ni anomalies détectables. Cela témoigne d'un bon fonctionnement hydrogéologique, d'une répartition uniforme des pressions interstitielles, et d'une étanchéité satisfaisante de cette partie du barrage.

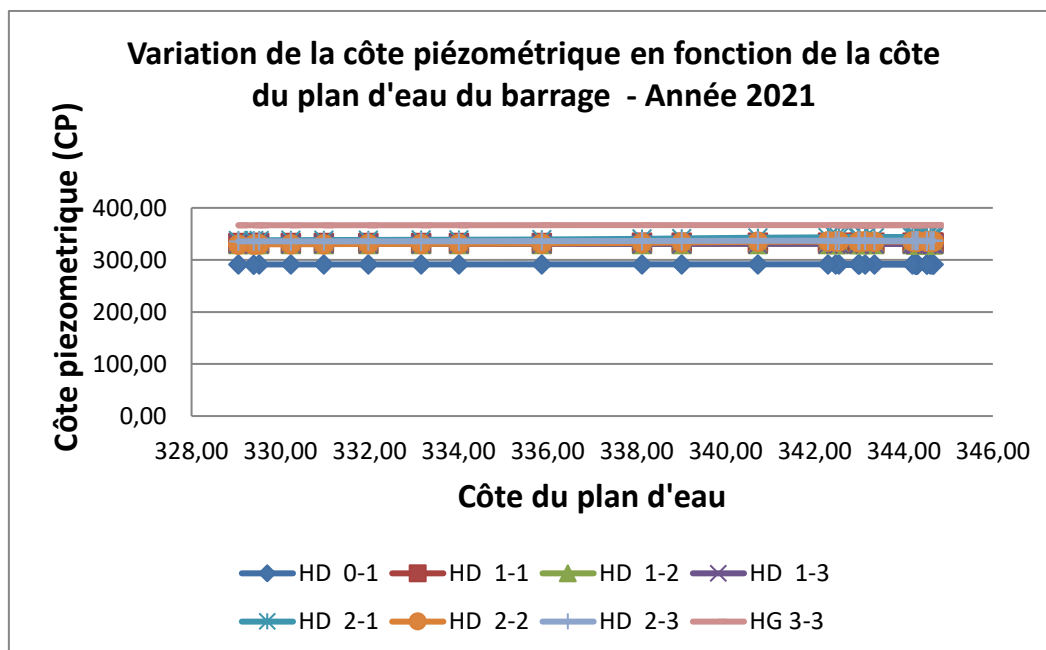
Année 2021

✚ Rive gauche :



Courbe 5.9 : Variation de la côte piézométrique en fonction de la cote de retenue du barrage année 2021 rive gauche .

✚ Rive droite :



Courbe 5.10 : Variation de la côte piézométrique en fonction de la cote de retenue du barrage année 2021 rive droite.

Interprétation du graphique de la variation piézométrique rive gauches et droite années 2021 :

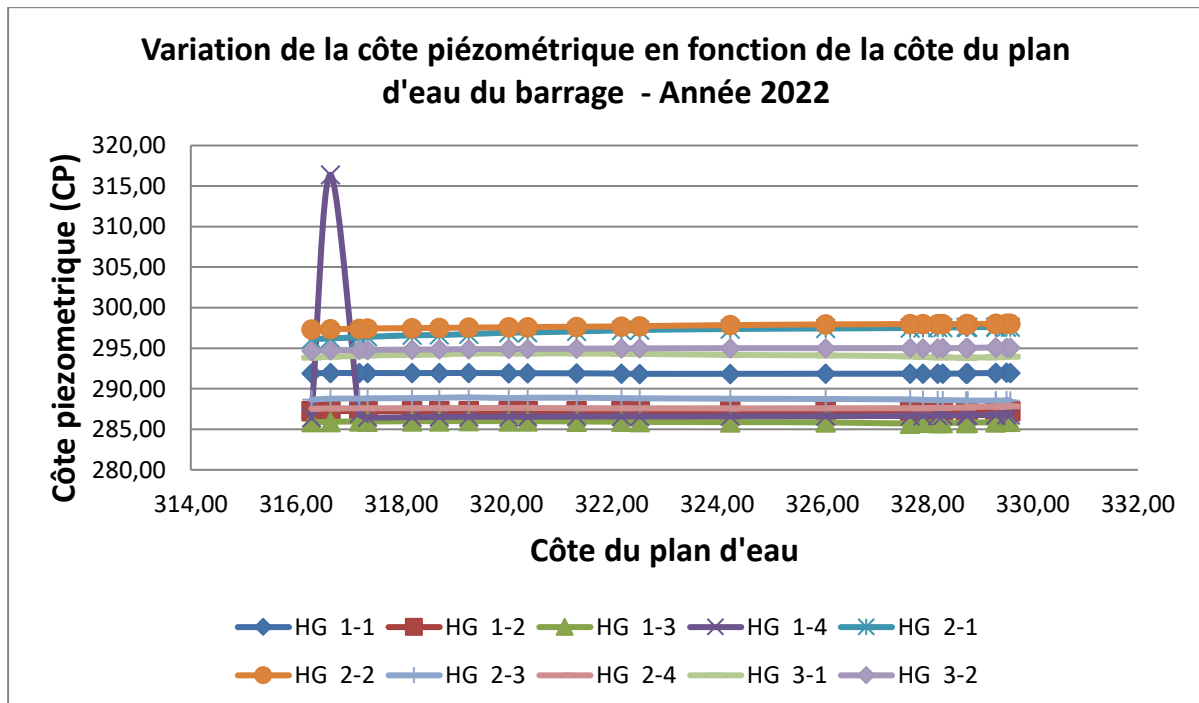
Le graphique présente la variation de la cote piézométrique en fonction de la cote du plan d'eau du barrage, mesurée au niveau de la **rive gauche** et la **rive droite**.

En revanche, sur la **rive gauche**, les données piézométriques relèvent un comportement globalement homogène et stable.les cotes piézométriques relevées varient de manière régulière entre environ **288 m** et **298 m** selon les piézomètres, sans fluctuations majeures ni anomalies détectables. Cela témoigne d'un bon fonctionnement hydrogéologique, d'une répartition uniforme des pressions interstitielles, et d'une étanchéité satisfaisante de cette partie du barrage.

En revanche, sur la **rive droite**, les données piézométriques relèvent un comportement globalement homogène et stable.les cotes piézométriques relevées varient de manière régulière entre environ **295 m** et **3750 m** selon les piézomètres, sans fluctuations majeures ni anomalies détectables. Cela témoigne d'un bon fonctionnement hydrogéologique, d'une répartition uniforme des pressions interstitielles, et d'une étanchéité satisfaisante de cette partie du barrage.

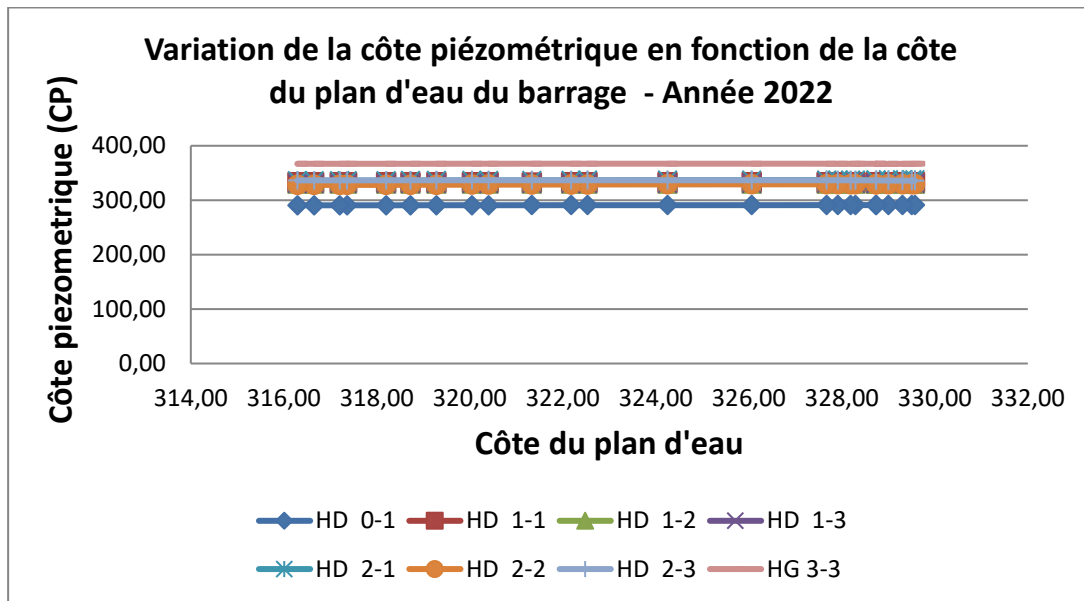
Année 2022

Rive gauche :



Courbe 5.11 : Variation de la cote piézométrique en fonction de la cote de retenue du barrage année 2022 rive gauche

Rive droite :



Courbe 5.12 : Variation de la cote piézométrique en fonction de la cote de retenue du barrage année 2022 rive droite.

Interprétation du graphique de la variation piézométrique rive gauches et droite années 2022 :

Le graphique présente la variation de la cote piézométrique en fonction de la cote du plan d'eau du barrage, mesurée au niveau de la **rive gauche** et la **rive droite**.

la majorité du courbes montrent une évolution relativement stable ,avec des valeurs comprises entre **284 m** et **297 m** .cependant ,on observe une anomalie marque au niveau du piézomètre **HG 1-4** qui affiche un pic soudain atteignant environ 315 m , notamment supérieur aux autres relevés, Cette élévation brusque peut être interprétés comme suit :

- **Hypothèse d'un défaut de mesure :** il pourrait s'agit d'une erreur ponctuelle de lecture ou d'un dysfonctionnement du capteur (bouchage, signal erroné, etc.)
- **Phénomène local de surpression :** si la donnée est correcte, cela pourrait indiquer une surpression localisée, due à une accumulation d'eau ou à un défaut d'étanchéité.
- **Événement hydraulique exceptionnel :** une variation rapide du niveau du plan d'eau ou une manœuvre de vidange pourrait aussi provoquer une telle réaction locale .

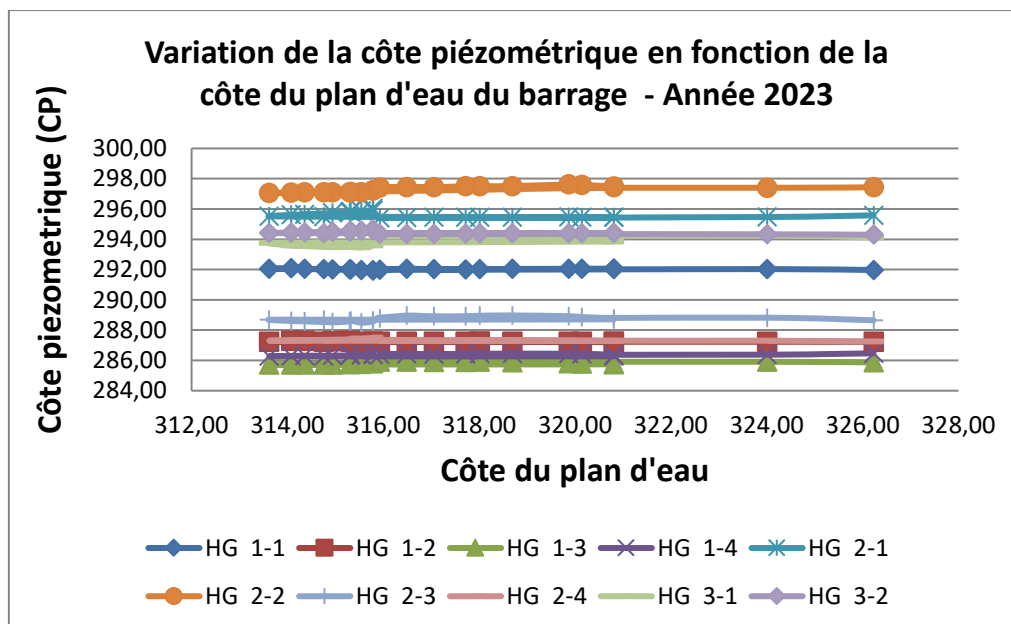
Cette valeur doit faire l'objet d'une vérification plus approfondie .si elle se confirme, elle pourrait traduire un comportement anormal du massif du barrage à cet endroit précis, nécessitant une analyse géotechnique complémentaire.

En revanche, sur la **rive droite**, les données piézométriques relèvent un comportement globalement homogène et stable .les cotes piézométriques relevées varient de manière régulière entre environ 270 m et 370 m selon les

piézomètres, sans fluctuations majeures ni anomalies détectables. Cela témoigne d'un bon fonctionnement hydrogéologique, d'une répartition uniforme des pressions interstitielles, et d'une étanchéité satisfaisante de cette partie du barrage.

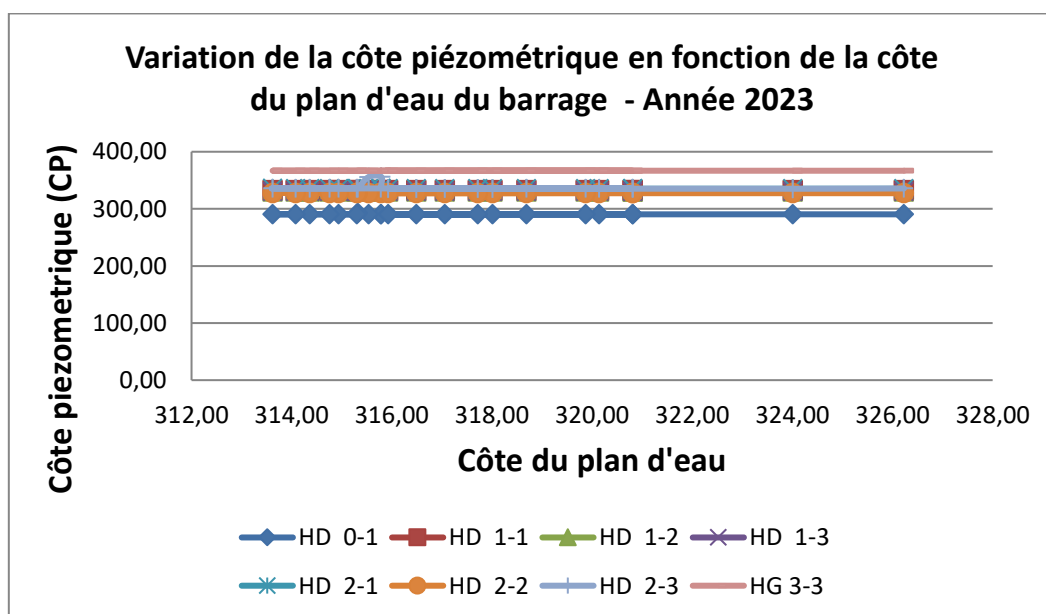
Année 2023

Rive gauche :



Courbe 5.13 : Variation de la côte piézométrique en fonction de la cote de retenue du barrage année 2023 rive gauche.

Rive droite :



Courbe 5.14 : Variation de la côte piézométrique en fonction de la cote de retenue du barrage année 2023 rive droite.

Interprétation du graphique de la variation piézométrique rive gauches et droite années 2023 :

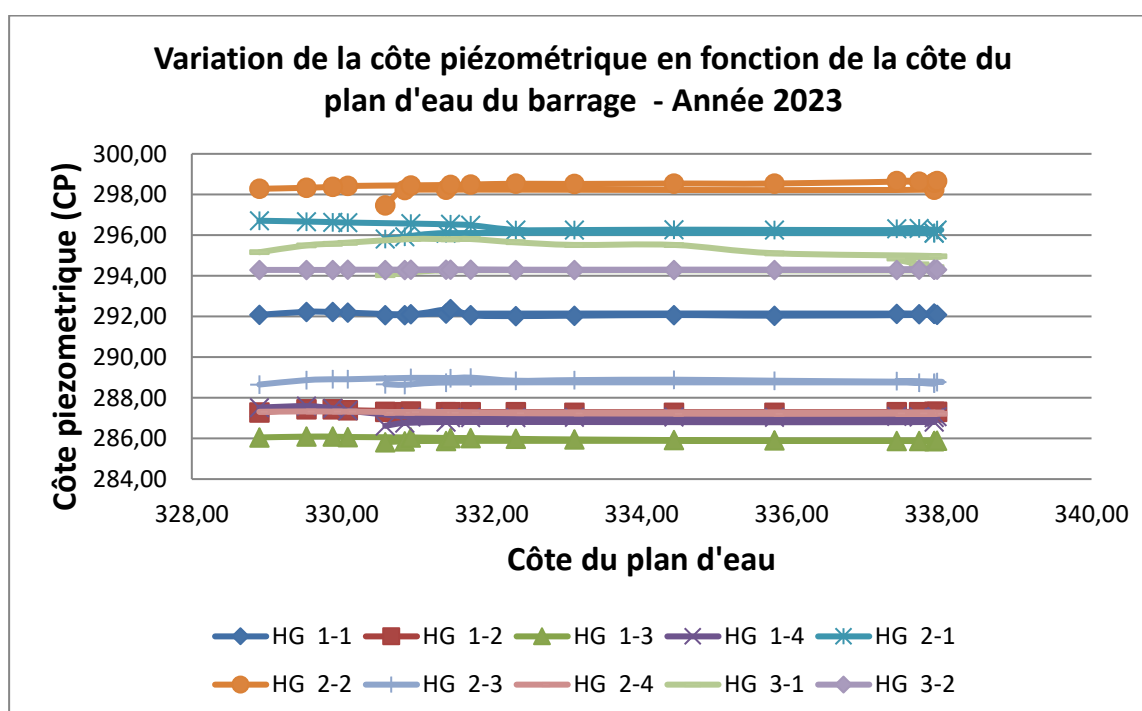
Le graphique présente la variation de la cote piézométrique en fonction de la cote du plan d'eau du barrage ,mesurée au niveau de la **rive gauche** et la **rive droite**.

En revanche, sur la **rive gauche**, les données piézométriques relèvent un comportement globalement homogène et stable.les cotes piézométriques relevées varient de manière régulière entre environ **285 m** et **297 m** selon les piézomètres, sans fluctuations majeures ni anomalies détectables. Cela témoigne d'un bon fonctionnement hydrogéologique, d'une répartition uniforme des pressions interstitielles, et d'une étanchéité satisfaisante de cette partie du barrage.

En revanche, sur la **rive droite**, les données piézométriques relèvent un comportement globalement homogène et stable.les cotes piézométriques relevées varient de manière régulière entre environ **295 m** et **360 m** selon les piézomètres, sans fluctuations majeures ni anomalies détectables. Cela témoigne d'un bon fonctionnement hydrogéologique, d'une répartition uniforme des pressions interstitielles, et d'une étanchéité satisfaisante de cette partie du barrage.

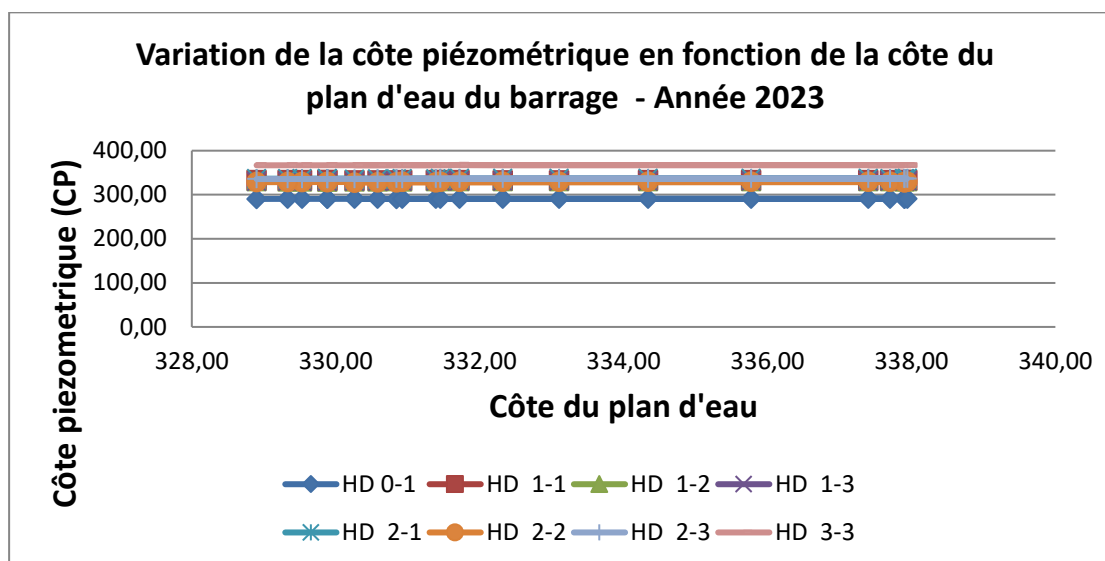
Année 2024

+ Rive gauche :



Courbe 5.15 : Variation de la cote piézométrique en fonction de la cote de retenue du barrage année 2024 rive gauche.

Rive droite :



Courbe 5.16 : Variation de la cote piézométrique en fonction de la cote de retenue du barrage année 2024 rive droite.

Interprétation du graphique de la variation piézométrique rive gauches et droite années 2024 :

Le graphique présente la variation de la cote piézométrique en fonction de la cote du plan d'eau du barrage, mesurée au niveau de la **rive gauche** et la **rive droite**.

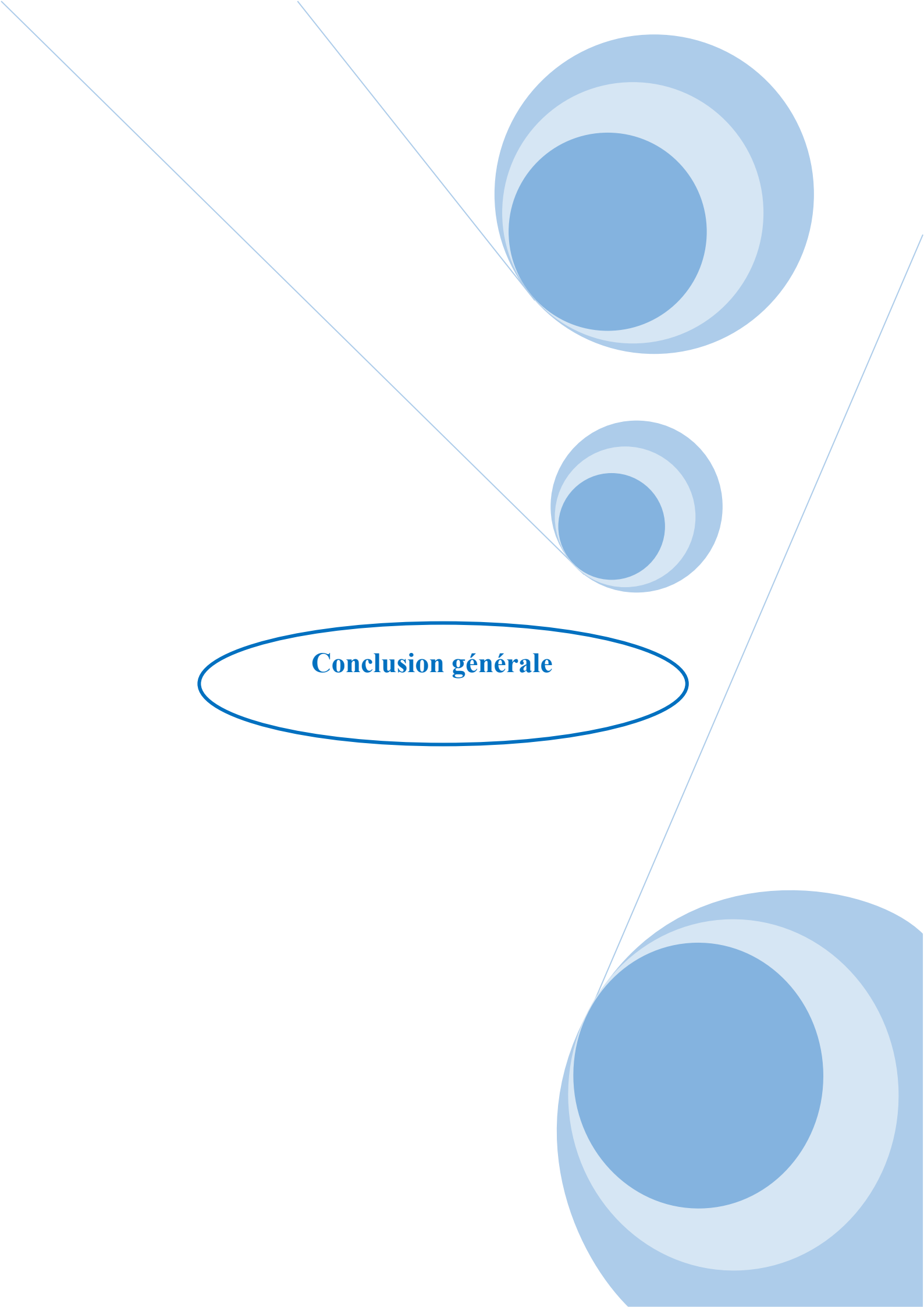
En revanche, sur la **rive gauche**, les données piézométriques relèvent un comportement globalement homogène et stable. Les cotes piézométriques relevées varient de manière régulière entre environ **286 m** et **298 m** selon les piézomètres, sans fluctuations majeures ni anomalies détectables. Cela témoigne d'un bon fonctionnement hydrogéologique, d'une répartition uniforme des pressions interstitielles, et d'une étanchéité satisfaisante de cette partie du barrage.

En revanche, sur la **rive droite**, les données piézométriques relèvent un comportement globalement homogène et stable. Les cotes piézométriques relevées varient de manière régulière entre environ **295 m** et **360 m** selon les piézomètres, sans fluctuations majeures ni anomalies détectables. Cela témoigne d'un bon fonctionnement hydrogéologique, d'une répartition uniforme des pressions interstitielles, et d'une étanchéité satisfaisante de cette partie du barrage.

5.7.Conclusion :

Les fuites d'eau dans les retenues de barrages présentent un problème épineux. En effet, l'étude de ce genre de problèmes par le biais des méthodes conventionnelles est très souvent inadéquate. Le traitement efficace de ce problème réside dans la détermination avec précision des endroits de circulation d'eau.

Dans ce chapitre, les résultats obtenus montrent qu'il y a une très bonne corrélation entre les différents paramètres hydrauliques. Les piézomètres ont un comportement qui est une stabilité de la pente dans le temps ceci veut dire que le massif rocheux au niveau de cette zone a subi une certaine détérioration, et une dépendance entre le niveau piézométrique et la cote du lac cela veut dire que le piézomètre capte les eaux de la retenue.

The background features three large, overlapping blue circles in the top right and bottom right corners. A thin blue line runs diagonally from the top left towards the center, and another thin blue line runs diagonally from the top right towards the center, meeting near the middle of the page.

Conclusion générale

Conclusion Générale

La sécurité des barrages en terre constitue un enjeu majeur dans la gestion durable des ressources hydrauliques, en particulier dans les régions où ces ouvrages jouent un rôle vital pour l'irrigation, l'approvisionnement en eau potable ou encore la protection contre les crues. À travers ce travail, nous avons étudié le cas du barrage en terre de Hammam Debagh situé à la wilaya de Guelma, en mettant l'accent sur les risques liés aux infiltrations et les dispositifs de drainage destinés à les maîtriser.

Nous avons d'abord établi le cadre théorique en classifiant les barrages en terre et en détaillant les concepts fondamentaux en matière de sécurité et les risques inhérents aux écoulements internes, tels que les glissements. Les fondements des stratégies d'analyse et d'auscultation des infiltrations ont été posés, soulignant l'importance cruciale des dispositifs de drainage et des systèmes de mesure, notamment les piézomètres.

L'étude s'est ensuite concrétisée par l'application à un barrage en terre spécifique situé en Algérie. Le logiciel PLAXIS a été un outil central pour la modélisation géotechnique hydraulique, nous permettant de simuler et de vérifier la stabilité de l'ouvrage dans des conditions variées et critiques : à la fin de sa construction, en régime permanent à retenue maximale, et face à une vidange rapide. Ces simulations numériques ont apporté des éclairages précieux sur les facteurs de sécurité et la distribution des pressions interstitielles.

Cependant, la modélisation numérique, bien que performante, reste une représentation de la réalité. C'est ici que l'analyse des données d'auscultation des infiltrations prend toute sa dimension et son importance capitale. Ce travail a intégré une analyse approfondie des mesures piézométriques collectées sur le barrage étudié. Ces données réelles, issues du terrain, ont permis non seulement de valider et d'ajuster les résultats des modèles numériques, mais surtout de fournir une compréhension dynamique et directe du comportement hydrique de l'ouvrage en service. L'interprétation des niveaux d'eau dans les piézomètres a permis de déceler les tendances, d'identifier les variations saisonnières et de détecter d'éventuelles anomalies dans le réseau d'écoulement. La confrontation entre le comportement modélisé et le comportement observé via les piézomètres est l'ultime test de la compréhension et de la sécurité du barrage.

En synthèse, les résultats obtenus ont souligné l'efficacité des dispositifs de drainage en place, tout en mettant en évidence certains points sensibles à surveiller dans le temps. Ils confirment également la pertinence d'associer la modélisation numérique à l'auscultation instrumentale pour une gestion préventive des risques.

malgré les apports significatifs, cette étude, comme toute démarche scientifique, connaît ses limites, notamment celles liées à la disponibilité et à la complétude des données historiques d'auscultation, ou aux simplifications inhérentes à la modélisation.

Ce travail ouvre la voie à des perspectives d'amélioration, notamment, il serait pertinent de :

Développer des méthodes d'intégration plus sophistiquées entre les données d'auscultation et les modèles numériques pour une calibration et une mise à jour en temps réel des prévisions de comportement.

Mener des analyses de séries temporelles plus robustes sur des ensembles de données piézométriques plus étendus (suite à l'augmentation de votre échantillon), afin d'identifier des corrélations fines et des délais de réponse aux événements hydrologiques.

Évaluer l'efficacité à long terme des systèmes de drainage à travers le suivi continu des piézomètres.

Intégrer des techniques d'apprentissage automatique pour la détection automatisée d'anomalies dans les données piézométriques, renforçant ainsi les systèmes d'alerte précoce.

Ce travail, en enrichissant la compréhension de la sécurité des barrages en terre et en soulignant l'importance cruciale de l'auscultation piézométrique, fournit des bases solides pour la gestion durable et la protection de ces infrastructures vitales en Algérie.

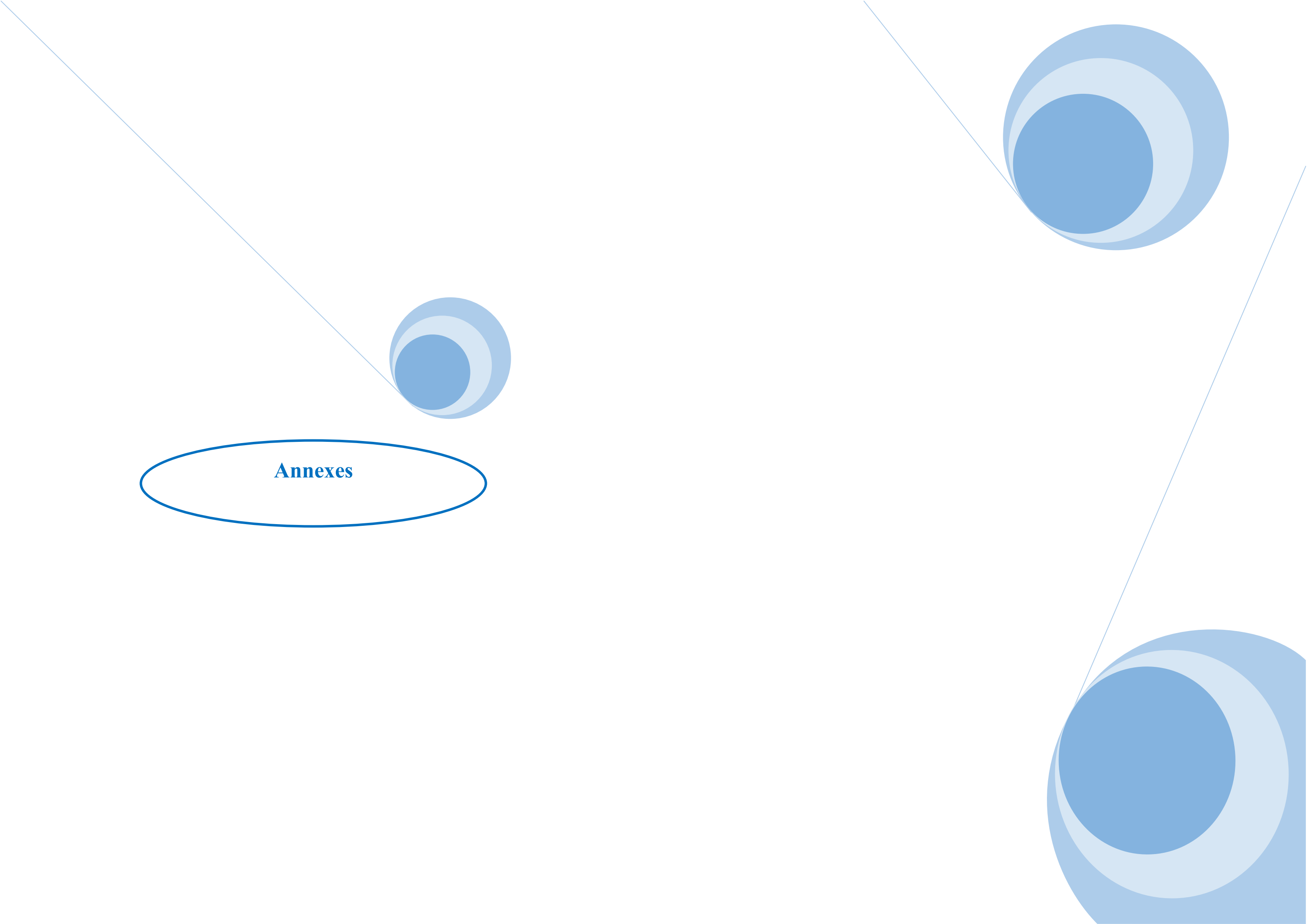
Références bibliographiques

- [1] patrick Le Delliou, 2004, « Les barrages :conception et maintenance », Entpe presses universitaires de Lyon, 270p.
- [2] Anton.J .Schleiss et Hanri Pougatsh , 2011, « les barrages du projet a la mise en service », Ed : Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, Lausanne SUISSE, 715p.
- [3] R .Rolley, H .Kreitmann, J. Dunglas, A. Pierre jean and L .Rolland (1977), «Technique des barrages en aménagement rural ». Ministère de l'agriculture, Paris, France, 325 p.
- [4] Dr. Lekouaghet Nassima « Polycopié de cours : Barrages en terre Master 2 Géotechnique », Université 08 Mai 1945 Guelma, Faculté des Sciences et de la Technologie, Département de Génie Civil & Hydraulique, 121p.
- [5] D r. Lehabab ep .Boukezzi zakia « Polycopié de cours : Barrages en terre », Université des Sciences et de la Technologie d'Oran MOHAMED BOUDIAF, Faculté d'Architecture et de Génie Civil, Département d'hydraulique, 121p.
- [6] Melle. Sefrou Wafa et Melle. Tabet Aouel Zoulikha ,2016, « Analyse des infiltrations dans les fondations des barrages en terre par conjugaison injection – Tapis amont », Mémoire M2 Infrastructure de Bases et Géotechniques (Travaux Publics), Département de Génie Civil Université Aboubekr Belkaid Telemcen, 111p.
- [7] Douis Mohammed Tayeb et Bedjouti Mohammed,2017, «Etude des infiltrations des eaux par les berges et le fond des barrages réservoirs en régions arides :Cas du barrage fontaine des gazelles–Biskra », Mémoire M2 - Hydraulique Option: Conception et Diagnost ic des systèmes d'AEP et d'assainissement Faculté de Technologie Université d'El-Oued,84p .
- [8] Bellahreche Mohamed et Hachemi youcef ,2021,« effet des drains sur la stabilité des barrages en terre »,mémoire M2 faculté sciences appliquées Département de Génie Civil Université ibn khaldoun tiaret,92p.
- [9] Roland Vidal , 2010, «Etude des normes pour la sécurité des ouvrages hydrauliques et création d'un programme interne de suivi», »,mémoire 5ème années spécialités genie civil INSA de Strasbourg France,
- [10] Cahier d'instructions pour l'exploitation , barrage de hammam debagh sur l'oued bouhamdane agence nationale des barrage A .N.B ,78 p .
- [11] Monographie –texte barrage de hammam debagh sur l'oued bouhamdane agence nationale des barrage , p115

- [12] Barrage de hammam debagh ,piece n°2,étude des conditions du site ,Stuky-tractional , Sep1977
- [13] Djamel BENGORA, 2019, « Optimisation de la gestion du barrage hammam debagh Guelma dans la Seybouse Algérie »,Thèse de doctorat en sciences hydraulique et technique des eaux , Spécialité : hydraulique école nationale polytechnique ,175p.
- [14] « Taits essentiels de la géologie algérienne »,M Kieken ,livre a la mémoire de p. Fallot,tome 1S.G.F
- [15] El-miah-essalih, étude des conditions de fondation de la digue ,Coyne et Bellier ,6 oct 1980.
- [16] Bouacida Ahlem , 2018, « dimensionnement et auscultation d'un barrage en terre cas :hammam debagh Guelma», Mémoire M2 hydraulique et technique des eaux , faculté des Sciences et de la Technologie département Génie Civil et Hydraulique université 08 mai 1945, 124 p.
- [17] Rapport de comportement n°1 avril 2006 , agence nationale des barrage , Barrage et transferts direction de la maintenance barrage hammam debagh ,21p.
- [18] Zaidi lina et Slatnia faiza , 2020, « Modélisation d'un pieu profond sous chargement axial », Mémoire M2 Géotechniques , faculté des Sciences et de la Technologie département Génie Civil et Hydraulique université 08 mai 1945, 128p.
- [19] Moussaoui Amin ,M'rabet Ala eddin et Touhara Amin , 2016, « Modélisation des murs de soutènement mécanique stabilisées », Mémoire M2 Géotechniques , faculté des Sciences et de la Technologie département Génie Civil et Hydraulique université 08 mai 1945, 146p.
- [20] Fichiers exel, HAMMAM DEBAGH cellule electrique.xls ,cellule pneumatique .xls.

Neto-graphie :

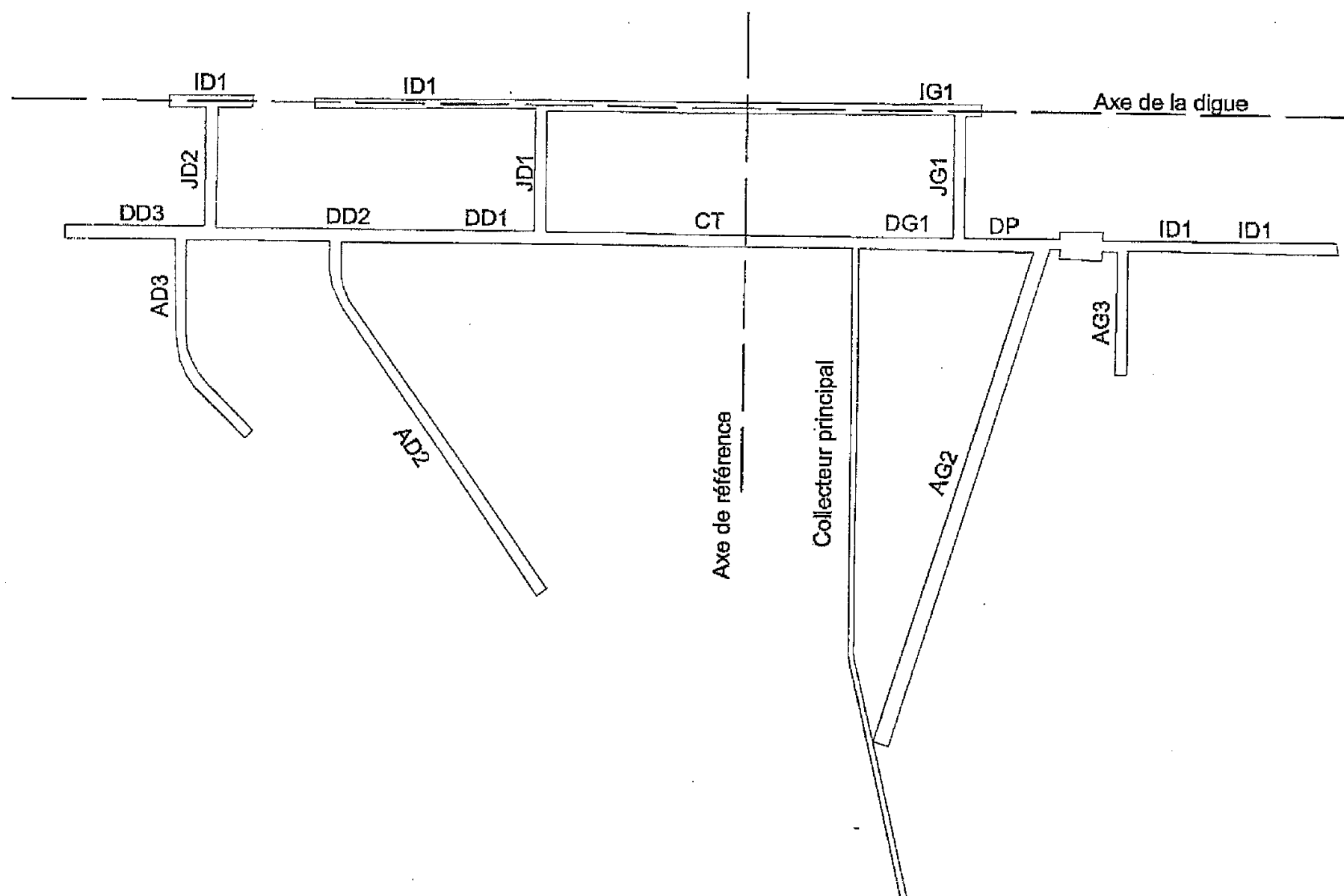
[a] <http://wikhydro.developpement-durable.gouv.fr>

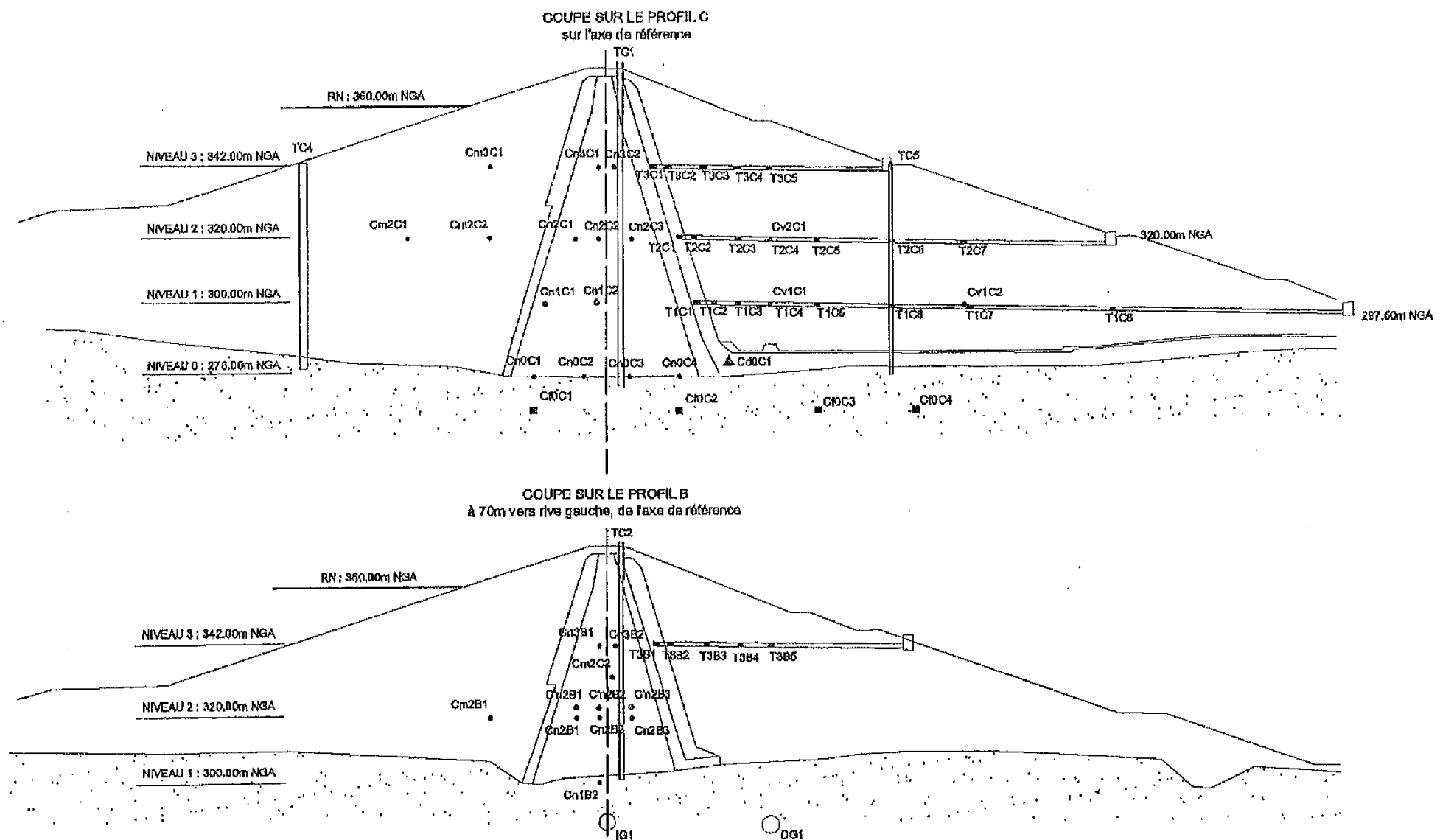


Annexes

EDF-CIH

IH.ANBSA.HADB.00010 /PREL
ALGERIE ANBT – Système d'Auscultation
Barrage de HAMMAM DEBAGH
Dispositif d'auscultation – Avril 2006





EDF-CIH

ALGERIE ANBT – Système d'Auscultation
Barrage de HAMMAM DEBAGH
Dispositif d'auscultation – Avril 2006

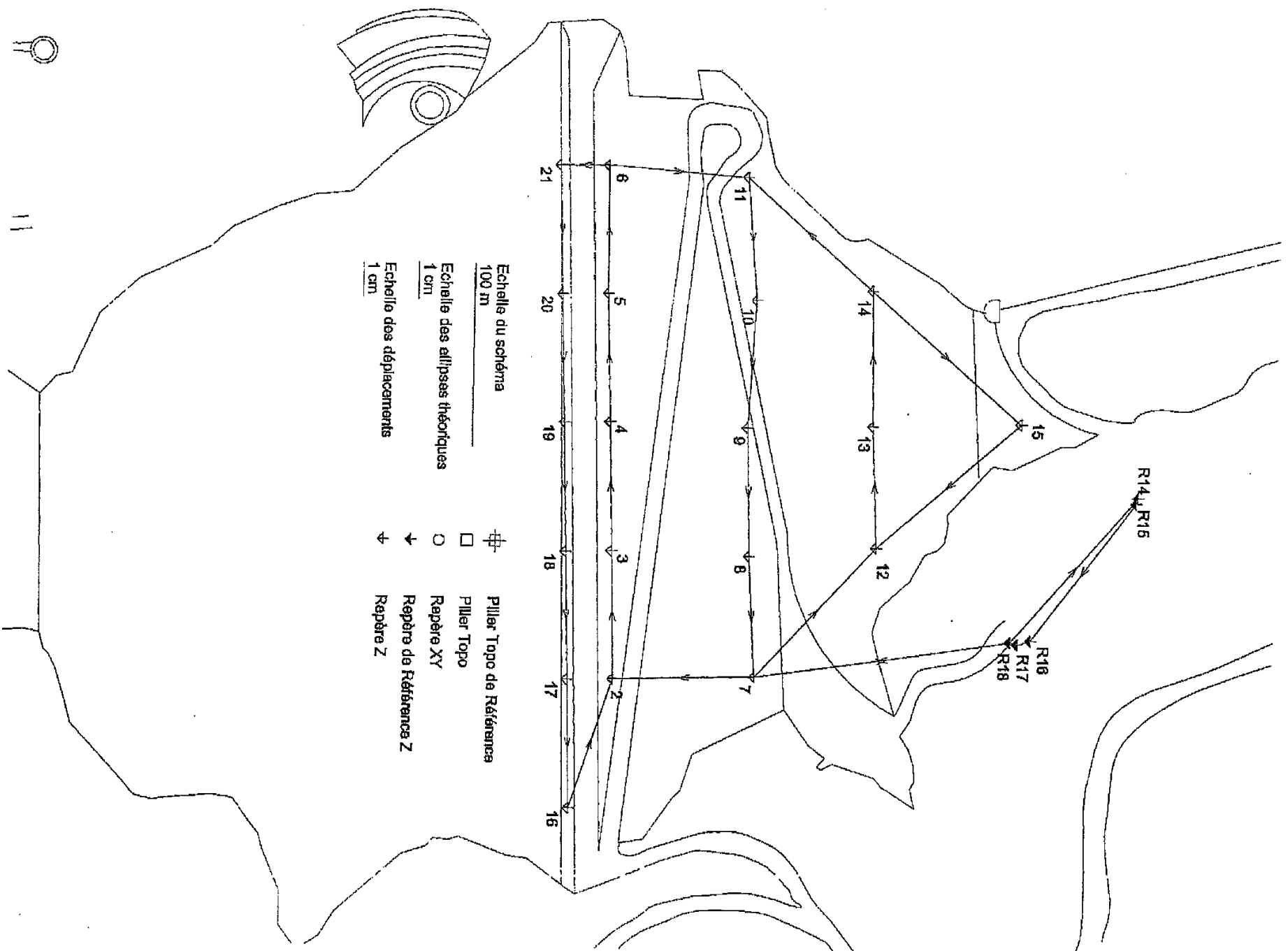
IH.ANBSA.HADB.00010 /PREL

EDF-CIH

IH,ANESA,HADB.00010 /PREL

ALGERIE ANBT – Système d'Auscultation
 Barrage de HAMMAM DEBAGH
 Dispositif d'auscultation – Avril 2006

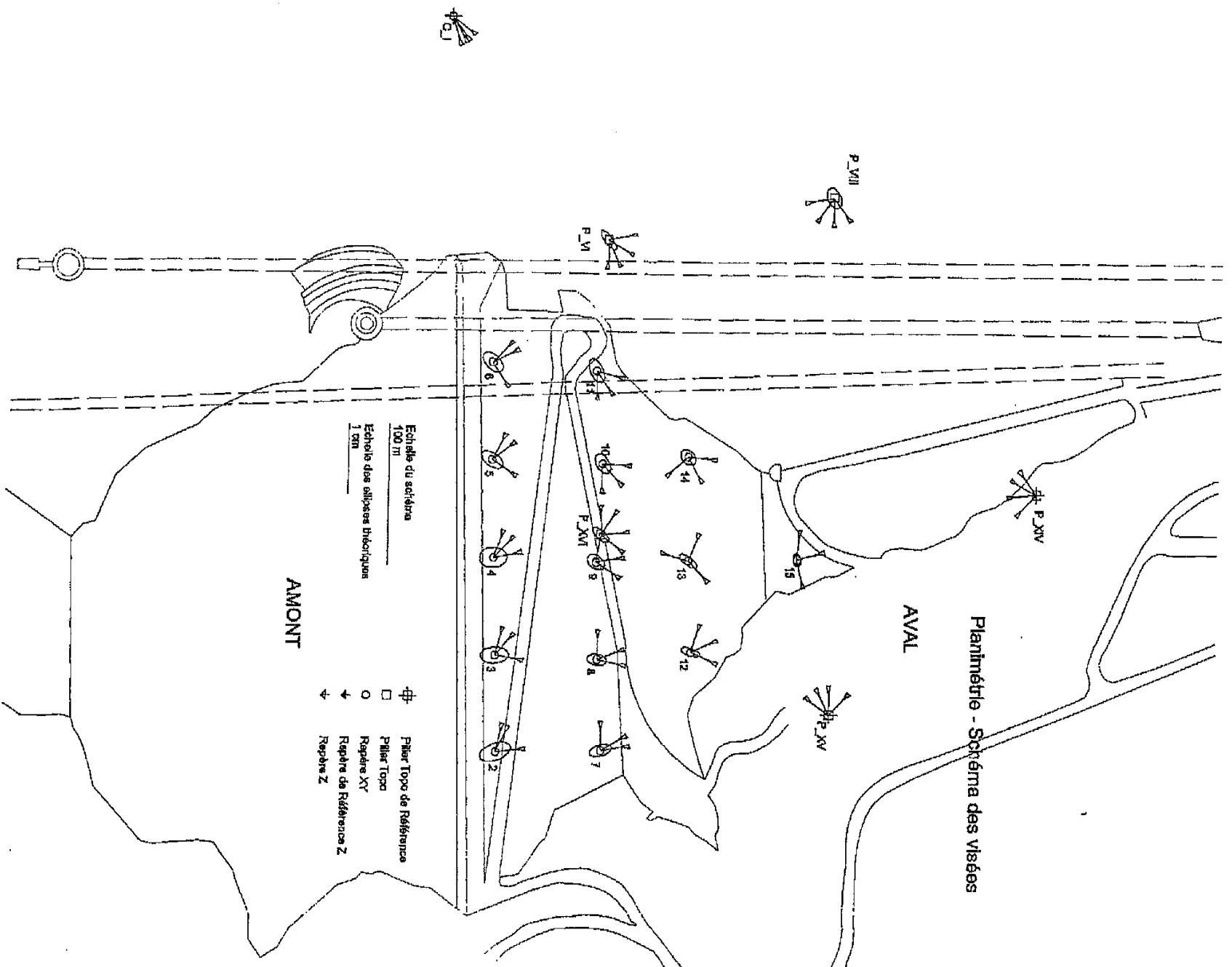
8.2 NIVELLEMENT



1H,ANBSA,HADB,00010 /PREL

8. ANNEXE 3 : SCHEMA DE DISPOSITIF DU RESEAU TOPOGRAPHIQUE

8.1 PLANIMETRIE

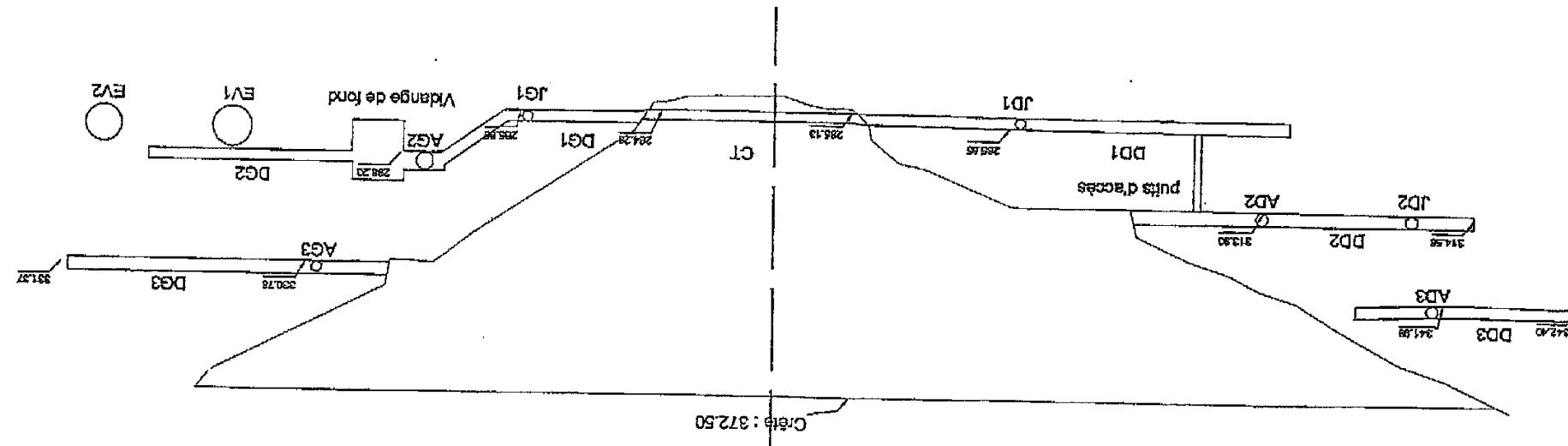


EDF-CIH

IH.ANBSA.HADB.00010 /PREL

ALGERIE ANBT – Système d'Auscultation
Barrage de HAMMAM DEBAGH

Dispositif d'auscultation – Avril 2006

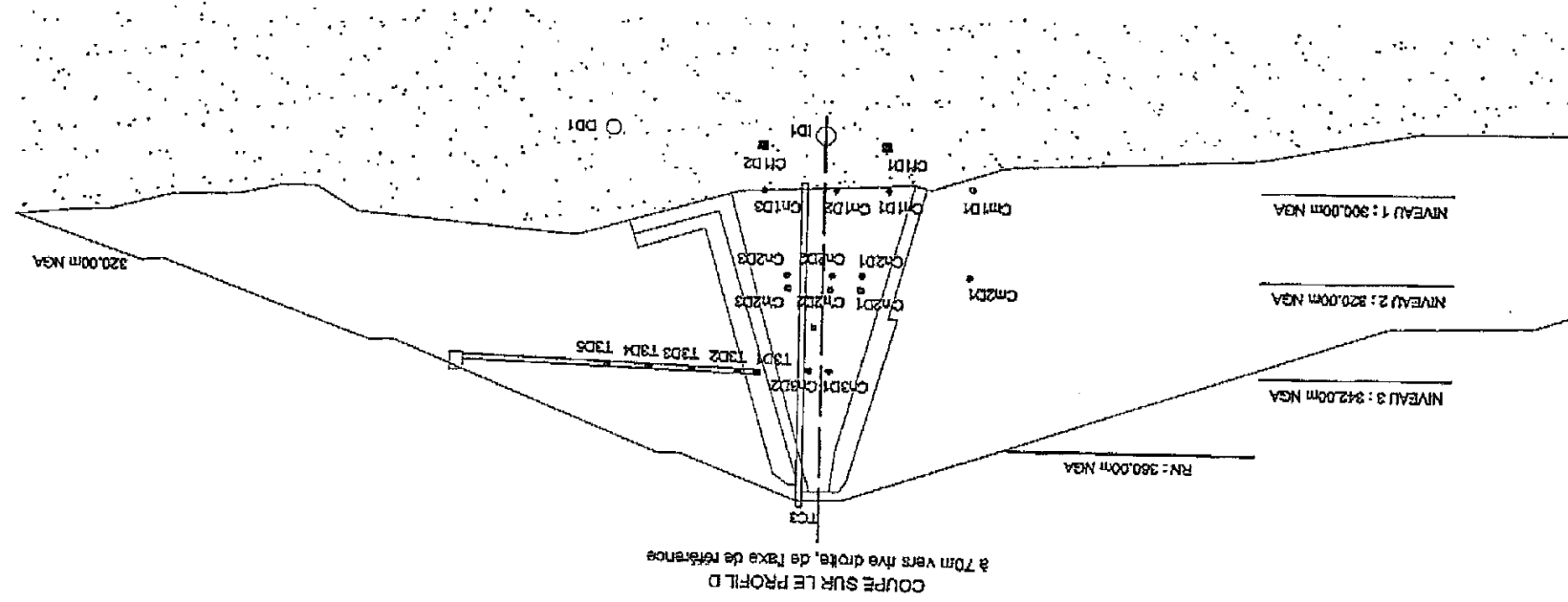


EDF-CIH

IH,ANBSA,HADB.00010 /PREL

ALGERIE ANBT – Système d'Auscultation
Barrage de HAMMAM DEBAGH

Dispositif d'auscultation – Avril 2006



EDF-CIH

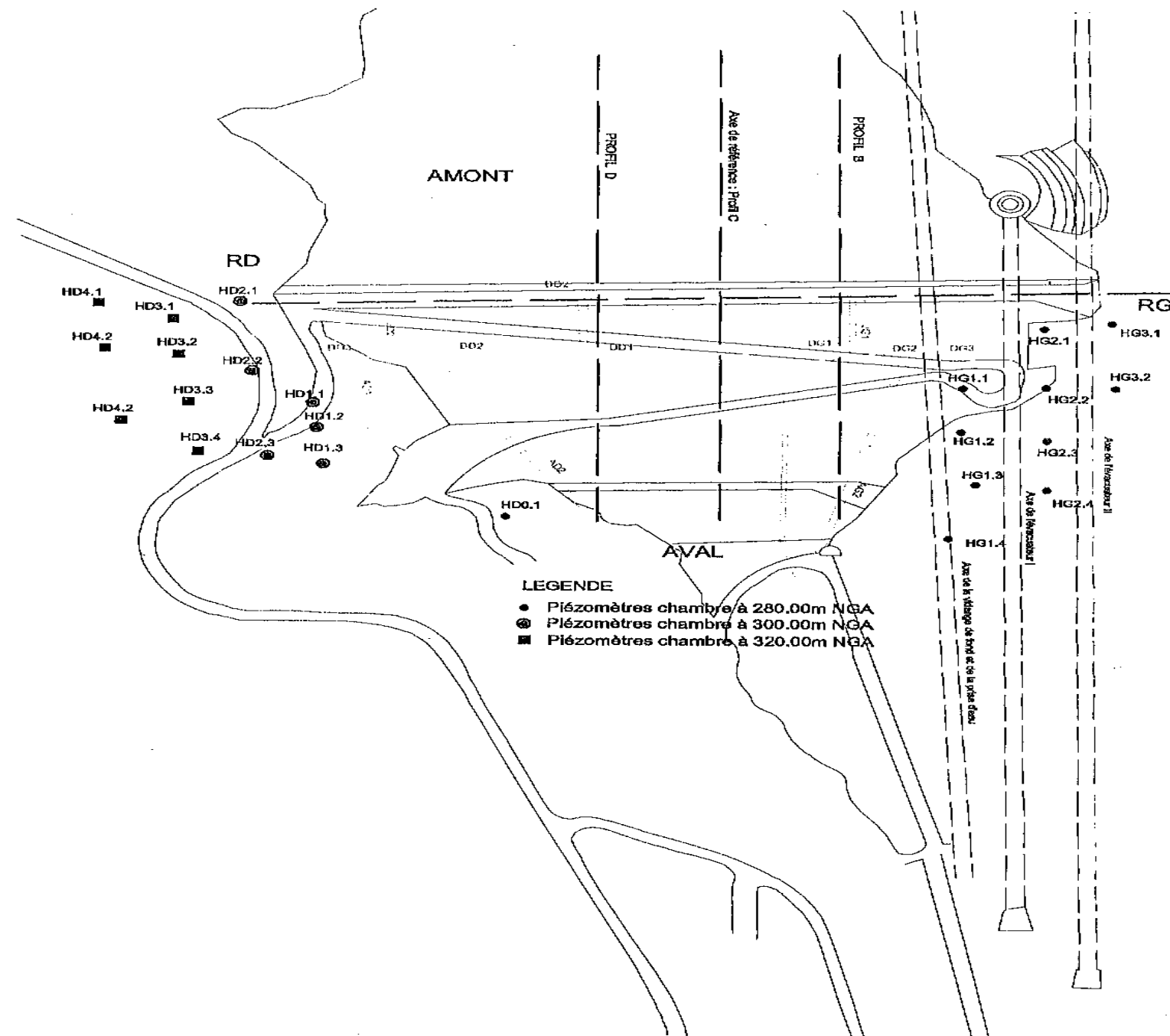
IH.ANBSA.HADB.00010 /PREL

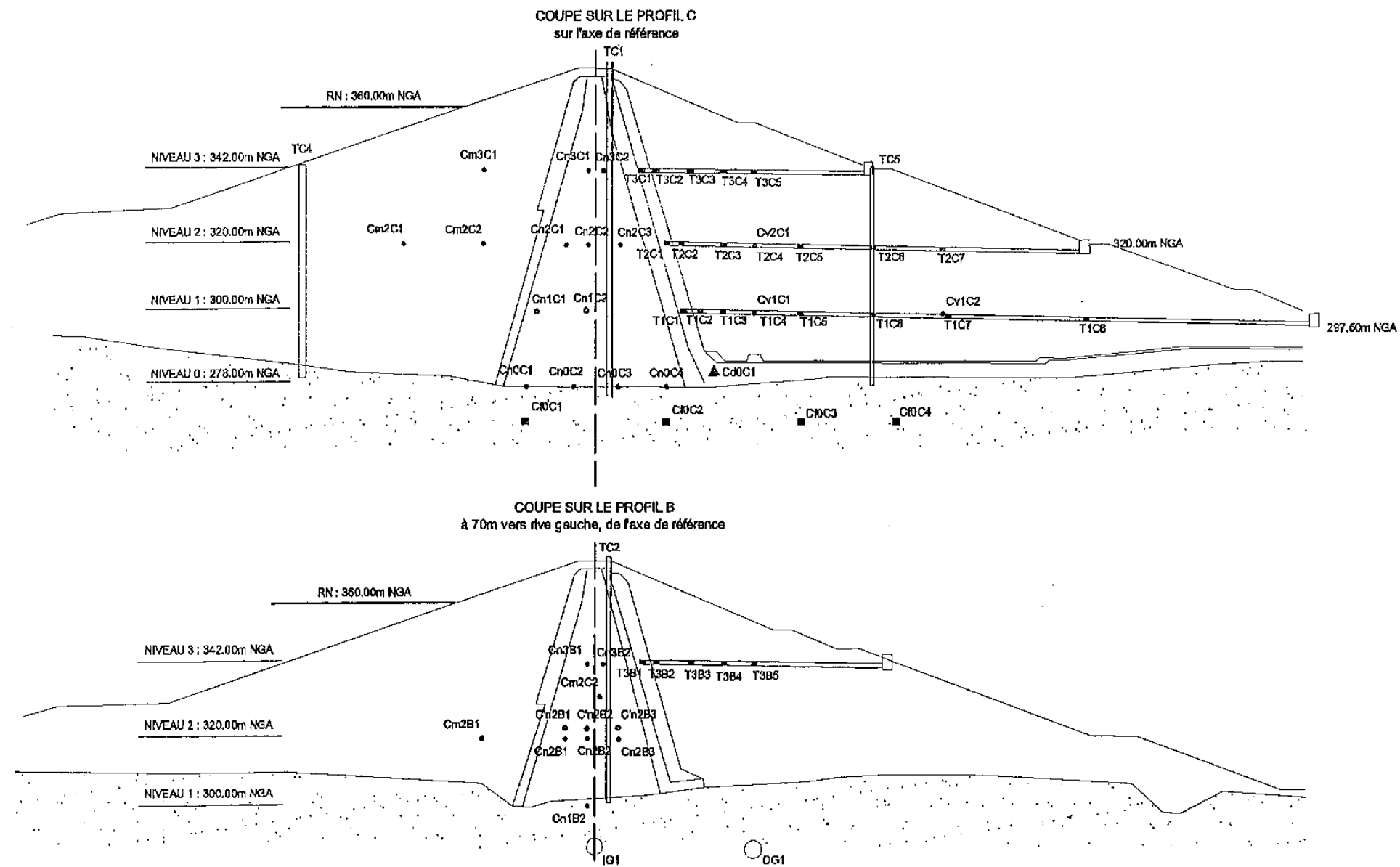
ALGERIE ANBT – Système d'Auscultation

Barrage de HAMMAM DEBAGH

Dispositif d'auscultation – Avril 2006

7. ANNEXE 1 : SCHEMA DE DISPOSITIF DES PIEZOMETRES





EDF-CIH

ALGERIE ANBT – Système d'Auscultation
Barrage de HAMMAM DEBAGH
Dispositif d'auscultation – Avril 2006

IH:ANBSA.HADB.00010 /PREL

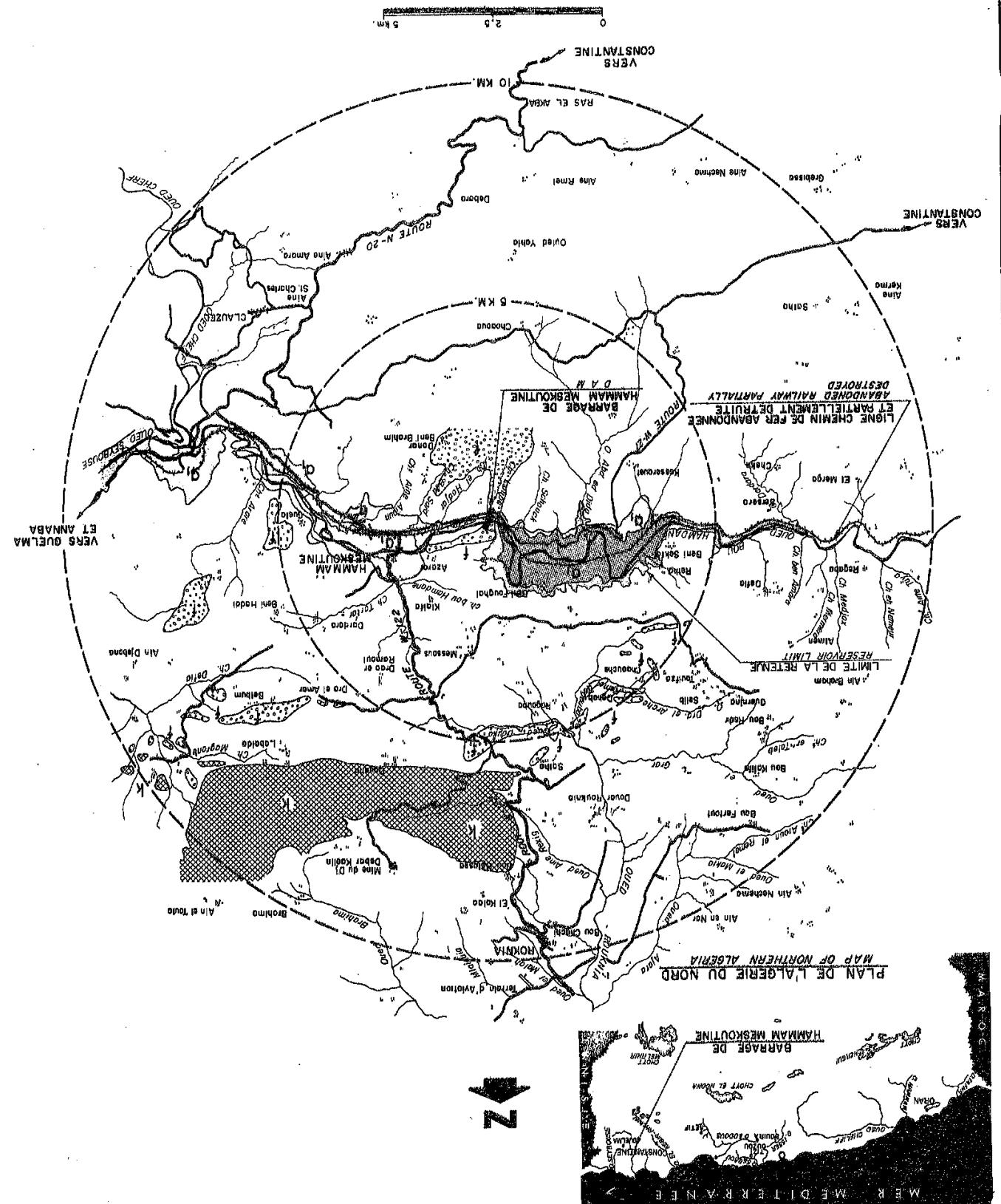
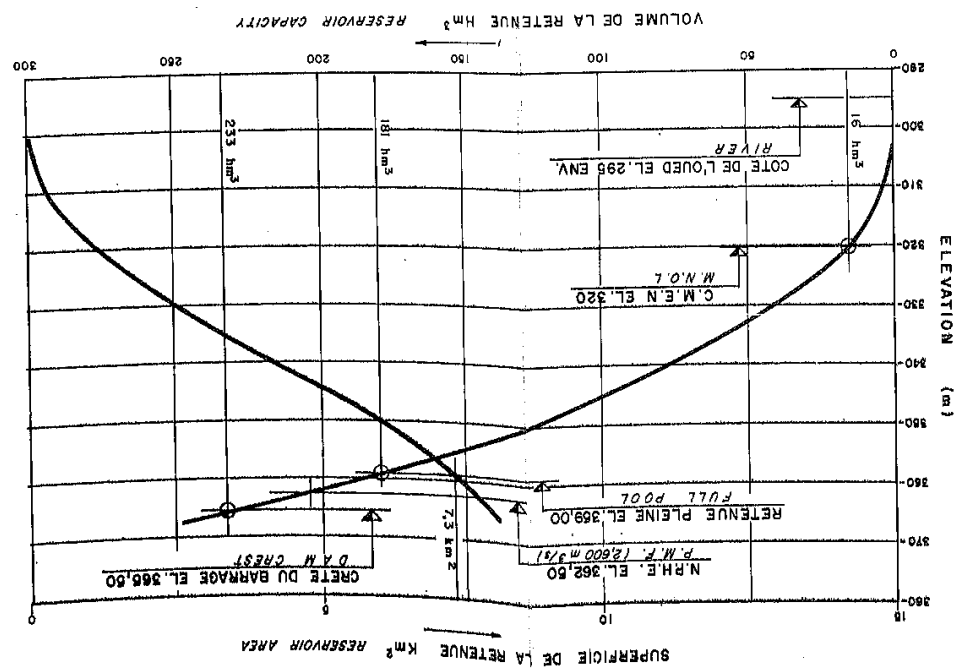
HYDROTECHNIC CORPORATION	
CONSULTING ENGINEERS	NEW YORK, N.Y. □
ALGERIE ORIENTALE-OUED BOU HAMMANE	MADRID, SPAIN □
BARRAGE DE HAMMAN MESKOUTINE	
PLAN DE SITUATION ET	
COURBES DE CAPACITE	
DE LA RETENUE	
PROJ. D.G.	VER. W.E.
DATE: JUL. 1974	REV. 0
PROJ. GRAPHIQUE	PLAN NO. 1

NO.	DATE	PAR	MODIFICATIONS
1			
2			
3			

SOURCES DES MATERIAUX
LEGENDE : LEGEND

QUATERNAIRE, TERRASSES, GRAVIERS ET LIMONS
 OLIGOCENE, GRES SCHISTES ET MARNES SCHISTEUSES NUMIDIQUES
 CRETACEOUS, CALCAIRES MASSIFS APTENSES

AREA CAPACITY CURVES
 N.P.H.E. * NIVEAU DES PLUS HAUTES EAUX
 P.M.F. * PROBABLE MAXIMUM FLOOD
 C.M.E.N. * COTE MINIMA EXPLOITATION NORMALE
 M.N.O.L. * MINIMUM NORMAL OPERATING LEVEL



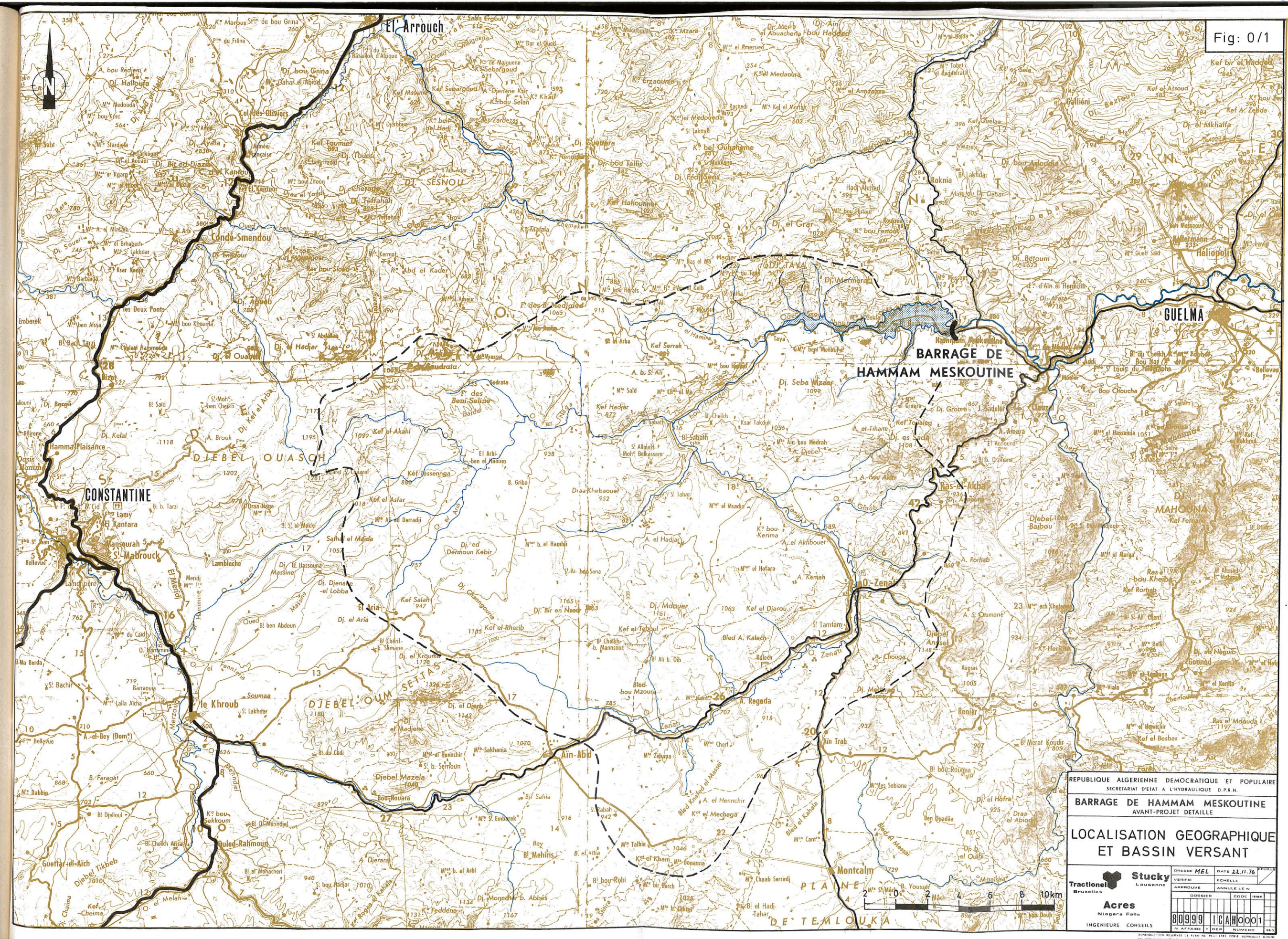


Fig: 5/1

