

Université Mohamed Boudiaf - M'sila

FACULTÉ DE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Numéro de série :

Numéro d'inscription :

Thèse

Présentée pour l'obtention du diplôme de

DOCTORAT 3^{ÈME} CYCLE (LMD)

Spécialité: Génie Civil

Option: Géotechnique

THÈME

Modélisation des écoulements à travers la digue du
barrage Ain Zada

Présenté Par

BELHADDAD Hamza

Soutenue le : 27/06/2018

Devant le jury composé de :

<u>Nom & Prénom</u>	<u>Grade</u>	<u>Etablissement</u>	<u>Qualité</u>
KHEMISSA Mohamed	Professeur	Uni. de M'sila	Président
BENKADJA Rachid	Professeur	Uni. de M'sila	Encadreur
BOUDOUKHA Abderrahmane	Professeur	Uni. de Batna	Rapporteur
CHETTIH Mohamed	Professeur	Uni. de Laghouat	Rapporteur

Année Universitaire : 2017/2018

Remerciements

Toute ma gratitude, grâce et remerciements vont à dieu le tout puissant qui m'a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Ainsi je remercie du fond de mon cœur mes parents, ma femme, ma petite fille Raouane et toute ma famille pour leurs sacrifices, leurs encouragements, leur soutien jusqu'à la fin ce travail.

Je remercie tout particulièrement monsieur le professeur BENKADJA Rachid, mon Directeur de thèse, qui a dirigé mon travail et dont les précieuses orientations et conseils m'ont soutenu tout au long de mes travaux de recherche.

Je remercie les membres du jury dont monsieur le professeur KHEMISSA Mohamed qui m'a fait l'honneur de présider le jury ainsi que monsieur le professeur BOUDOUKHA Abderrahmane de l'Université de Batna et monsieur le professeur CHETTIH Mohamed de l'Université de Laghouat, qui ont accepté d'examiner ce modeste travail.

Je voudrais remercier également Mr le professeur A. ROUILLI de l'Université de Tébessa pour ses conseils et son aide concernant le logiciel Plaxis.

Je remercie profondément l'administration de l'agence nationale des barrages et transferts (ANBT) du barrage Ain Zada, Wilaya de Bordj Bou Arreridj pour leurs accueils inoubliables et leur disponibilité permanente pour l'acquisition des données.

Enfin, mes sincères reconnaissances et gratitudes à toute personne qui a contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.

Résumé

Le barrage Ain Zada, situé dans la wilaya de Bordj Bou Arreridj, est construit en 1986 d'une capacité de 121,40 millions de m³ alimentant les villes de Sétif, de BBA, etc... en eau potable. Ce barrage se compose de recharge en enrochement compacté supportant un noyau en argile incliné. Les deux matériaux sont séparés par un filtre à deux zones et le talus amont du remblai est protégé contre le battillage par un rip-rap.

Ce barrage possède un dispositif d'auscultation complet composé de piézomètres, de cellules de pressions interstitielles, de cellules de pressions pneumatiques, de pressions totales, des tassomètres, des séismographes et d'une station climatique dont les données sur plusieurs années ont été recueillies auprès de l'agence du barrage.

L'analyse stochastique par l'analyse spectrale des données de pressions interstitielles met en évidence l'existence d'une forte tendance traduisant une évolution à long terme du signal ou bien des fluctuations de longues périodes traduisant une non stationnarité du processus. L'analyse ondelettes du niveau de la retenue (NR), de la pluie et des pressions interstitielles (PH) met en évidence l'absence de structure à court et moyen terme et l'existence de structures non-stationnaires à long terme. La multirésolution croisée par niveau d'échelle permet de quantifier plus précisément le degré de causalité de la relation NR-PH en fonction de l'échelle de décomposition, cette intercorrélacion confirme la liaison entre le niveau de la retenue et les pressions interstitielles sur le long terme. La distribution est fractale et l'hétérogénéité est continue. Le spectre multifractal de la distribution des moments montre qu'il s'agit d'une hétérogénéité différente sur tout l'intervalle d'observation. Ce caractère multifractal explique que les variations des pressions interstitielles ne répondent pas aux mêmes mécanismes à court, moyen et long terme. L'analyse R/S (Rescaled Range Analysis) montre que les pressions interstitielles dans le noyau argileux sont non stationnaires et les valeurs passées et futures sont très liées.

Le comportement mécanique de la digue du barrage Ain Zada par éléments finis à l'aide du logiciel Plaxis 2D montre que le barrage est stable pour les différentes situations de chargement durant la vie de l'ouvrage et les pressions interstitielles sont en parfaite adéquation avec les paliers de niveau de la retenue.

Mots-clés : Barrage Ain Zada, noyau argileux, pressions interstitielles, niveau de retenue, stochastique, comportement mécanique, Plaxis.

Abstract

The Ain Zada dam, located in Bordj Bou Arreridj, is built in 1986 with a capacity of 121,40 million m³ supplying in drinking water the towns of Setif, BBA, etc.... This dam consists of compacted rockfill recharge supporting an inclined clay core. The two materials are separated by two-zone filter and the upstream embankment protected against rip-rap.

This dam possess a complete auscultation device composed of piezometers, cells pore pressures, cells of pneumatic pressures, total pressures, settlement gauges, seismographs and a climate station whose data over several years have been collected from the dam agency.

The stochastic analysis by the spectral analysis of the data of the pore pressures highlights the existence of a strong trend reflecting a long-term evolution of the signal or long periods fluctuations reflecting non-stationary of this process. Wavelet level lake (NR), rain, and interstitial (PH) analysis show the absence of short- and medium-term structure and the existence of non-stationary long-term structures. The cross-multiresolution by level of scale allows to quantify more precisely the causality degree of the relationship NR-PH as a function of the decomposition scale, this cross-correlation confirms the link between the lake level and the pore pressures on the long term. The distribution is fractal and the heterogeneity is continuous. The multifractal spectrum of the moments distribution shows a different heterogeneity over the entire observation interval. This multifractal character explains the pore pressures variations do not respond to the same mechanisms in the short, medium and long term. The R/S (Rescaled Range Analysis) analysis shows the pore pressures in the clay core are non-stationary and the values of past and future are very linked.

The mechanical behavior through the dike of Ain Zada dam by finite elements using the Plaxis 2D shows this dam is stable for the different loading situations during the life of the book and the pore pressures are in perfect adequacy with the gradual level lake.

Key words: Ain Zada dam, core clay, pore pressures, level of lake, stochastic, mechanical behavior, Plaxis.

ملخص

يقع سد عين زادة بولاية برج بوعريريج، بني في عام 1986 بقدرة تصل إلى 121,40 مليون متر مكعب لتزويد كل من المدن سطيف و برج بوعريريج وما إلى ذلك بمياه الشرب. يتكون هذا السد من تعبئة الركام المضغوط الذي يدعم نواة الطين المائلة كل من المادتين يفصل بينها مرشح مكون من طبقتين ولحماية منحدر أعلى من السد ضد التيار عن طريق ساتر ريب راب.

يحتوي هذا السد على جهاز فحص كامل يتكون من بئر، وخلايا الضغط المسامي، وخلايا الضغط الهوائية، والضغط الكلية، جهاز قياس الرص، جهاز قياس الزلازل ومحطة مناخية و التي منها تم جمع البيانات على مدى عدة سنوات من وكالة السد.

إن التحليل العشوائي من خلال التحليل الطيفي لبيانات الضغط المسامي تكشف عن وجود اتجاه قوي يعكس تطور طويل المدى للإشارة أو تقلبات طويلة المدى مما يعكس عدم استقرار العملية. يبين تحليل الموجات لمستوى الخزان (NR) المطر و الضغط المسامي (PH) عن غياب الهيكل القصير ومتوسط المدى ووجود هياكل غير ثابتة على المدى الطويل. التحليل بطريقة multirésolution croisée حسب مستوى المقياس يجعل من الممكن تحديد درجة العلاقة السببية للعلاقة PH -RN كدالة لنطاق التحلل ويؤكد هذا الترابط العلاقة بين مستوى الخزان والضغط المسامية على المدى الطويل. التوزيع الكسيرية يبين عدم التجانس المستمر. يظهر الطيف المتعدد الكسيرية Le spectre multifractal لتوزيع العزم أنه مختلف عن كامل فترة المراقبة ويوضح هذا الطابع أن الاختلافات في الضغوط البينية لا تستجيب للآليات نفسها على المدى القصير والمتوسط والطويل. يظهر تحليل (Rescaled Range Analysis) أن الضغوط المسامية في نواة الطين هي غير ثابتة والقيم الماضية والمستقبلية ترتبط ارتباطا وثيقا.

أثبت السلوك الميكانيكي بسد عين زادا من خلال عناصر محددة باستخدام برنامج بلاكسيس ببعدين أن السد مستقر في مختلف حالات التحميل خلال عمر الهيكل والضغط المسامية تتماشى مع مستوى الخزان.

الكلمات المفتاحية: سد عين زادة، نواة الطين، الضغط المسامي ، مستوى الخزان، العشوائية، السلوك الميكانيكي ، بلاكسيس.

Liste des figures

Figure I.1 Les différents types de barrages en béton.....	05
Figure I.2 Coupe du barrage-poids.....	06
Figure I.3 Barrage-poids (Barrage Béni Haroun Mila-Algérie).....	06
Figure I.4 Coupe du barrage à contreforts.....	07
Figure I.5 Barrage à contrefort (barrage Erraguene Jijel-Algérie).....	08
Figure I.6 Coupe du barrage-voûte.....	09
Figure I.7 Barrage-voûte (Barrage Tichy Haf Bejaia -Algérie).....	10
Figure I.8 Les différents types de barrages en remblai.....	11
Figure I.9 Coupe du barrage en enrochements.....	12
Figure I.10 Barrage en enrochement (Barrage Deurdeur d'Aïn Defla-Algérie).....	13
Figure I.11 Coupe du barrage homogène.....	14
Figure I.12 Barrage homogène (Barrage Matemale-France).....	15
Figure I.13 Coupe du barrage zoné.....	15
Figure I.14 Barrage zoné (Barrage Lekhal Bouira -Algérie).....	16
Figure I.15 Barrage de Fergoug après première rupture en 1881.....	26
Figure I.16 Le barrage de Fergoug après deuxième rupture en 1927.....	26
Figure II.1 Barrage Ain Zada wilaya de Bordj Bou Arreridj, Algérie	27
Figure II.2 Carte géologique du barrage Ain Zada, Extraite de la carte géologique Boussellam au 1/50000 (J.Savornin, 1935).....	29
Figure II.3 Coupe géologique de terrain de fondation du barrage Ain Zada	31
Figure II.4 Photo du barrage Ain Zada (ANBT, 2013).....	32
Figure II.5 Coupe longitudinale de la digue du barrage Ain Zada	33
Figure II.6 Photo de l'évacuateur de crue.....	37
Figure II.7 Coupe longitudinale de l'évacuateur de crue.....	38
Figure II.8 Les ouvrages de prise.....	39
Figure II.9 Photo de tour de prise du barrage Ain Zada.....	40
Figure III.1 Les instruments d'auscultation du barrage Ain Zada.....	48
Figure III.2 Piézomètre ouvert et sonde à interface.....	50
Figure III.3 Les instruments de mesure de la pression interstitielle	51
Figure III.4 Les instruments de mesure de la pression pneumatique.....	52
Figure III.5 Les instruments de mesure de la pression totale.....	54
Figure III.6 La sonde tassométrique.....	54

Figure III.7 Station climatique au barrage Ain Zada.....	55
Figure III.8 Évolution niveau de retenue du barrage Ain Zada.....	56
Figure III.9 Évolution hauteur de pluie	57
Figure III.10 Évolution des piézomètres des sols du barrage Ain Zada	58
Figure III.11 Évolution des piézomètres des roches du barrage Ain Zada.....	58
Figure III.12 Évolution des pressions interstitielles du barrage Ain Zada (Profil : 0+ 506,30).....	59
Figure III.13 Évolution des pressions interstitielles du barrage Ain Zada (Profil : 0+581,10).....	59
Figure III.14 Évolution des pressions interstitielles du barrage Ain Zada (Profil : 0+656,50).....	60
Figure III.15 Évolution des pressions interstitielles du barrage Ain Zada (Profil : 0+731,80).....	60
Figure III.16 Évolution des pressions pneumatiques du barrage Ain Zada (Profil :0+506,30).....	61
Figure III.17 Évolution des pressions pneumatiques du barrage Ain Zada (Profil : 0+581,10).....	61
Figure III.18 Évolution des pressions pneumatiques du barrage Ain Zada (Profil : 0+656,50).....	62
Figure III.19 Évolution des pressions pneumatiques du barrage Ain Zada (Profil : 0+731,80).....	62
Figure III.20 Évolution des pressions totales du barrage Ain Zada (Profil : 0+456,30).....	63
Figure III.21 Évolution des pressions totales du barrage Ain Zada (Profil : 0+618,00).....	63
Figure III.22 Évolution des pressions totales du barrage Ain Zada (Profil : 0+772,00).....	64
Figure III.23 Évolution tassomètre (T1) du barrage Ain Zada.....	64
Figure III.24 Évolution tassomètre (T2) du barrage Ain Zada.....	65
Figure IV.1 Les spectres de densité de variance des pressions interstitielles (Profil 1).....	69
Figure IV.2 Les spectres de densité de variance des pressions interstitielles (Profil 2).....	69

Figure IV.3 Les spectres de densité de variance des pressions interstitielles (Profil 3).....	70
Figure IV.4 Les spectres de densité de variance des pressions interstitielles (Profil 4).....	70
Figure IV.5 Analyse en ondelettes, du niveau de la retenue.....	72
Figure IV.6 Analyse en ondelettes de la pluie	73
Figure IV.7 Analyse en ondelettes de pression interstitielle PH 1-1.....	73
Figure IV.8 Analyse en ondelettes de pression interstitielle PH 1-2.....	73
Figure IV.9 Analyse en ondelettes de pression interstitielle PH 1-3.....	74
Figure IV.10 Analyse en ondelettes de pression interstitielle PH 1-4.....	74
Figure IV.11 Analyse en ondelettes de pression interstitielle PH 2-1.....	74
Figure IV.12 Analyse en ondelettes de pression interstitielle PH 2-2.....	75
Figure IV.13 Analyse en ondelettes de pression interstitielle PH 2-3.....	75
Figure IV.14 Analyse en ondelettes de pression interstitielle PH 3-2.....	75
Figure IV.15 Analyse en ondelettes de pression interstitielle PH 3-3.....	76
Figure IV.16 Analyse en ondelettes de pression interstitielle PH 3-4.....	76
Figure IV.17 Analyse en ondelettes de pression interstitielle PH 4-1.....	76
Figure IV.18 Analyse en ondelettes de pression interstitielle PH 4-2.....	77
Figure IV.19 Analyse en ondelettes de pression interstitielle PH 4-3.....	77
Figure IV.20 Analyse en ondelettes de pression interstitielle PH 4-4.....	77
Figure IV.21 Énergie du niveau de la retenue et de la pluie en fonction de l'échelle dyadique temporelle.....	79
Figure IV.22 Énergie des pressions interstitielles en fonction de l'échelle dyadique temporelle (Profil 1).....	79
Figure IV.23 Énergie des pressions interstitielles en fonction de l'échelle dyadique temporelle (Profil 2).....	80
Figure IV.24 Énergie des pressions interstitielles en fonction de l'échelle dyadique temporelle (Profil 3).....	80
Figure IV.25 Énergie des pressions interstitielles en fonction de l'échelle dyadique temporelle (Profil 4).....	81
Figure IV.26 Relation entre le niveau de la retenue et les pressions interstitielles (Profil 1).....	82

Figure IV.27 Relation entre le niveau de la retenue et les pressions interstitielles (Profil 2).....	83
Figure IV.28 Relation entre le niveau de la retenue et les pressions interstitielles (Profil 3).....	83
Figure IV.29 Relation entre le niveau de la retenue et les pressions interstitielles (Profil 4).....	83
Figure IV.30 Relation entre PH 1-1 le niveau de la retenue, pluie.....	84
Figure IV.31 Relation entre PH 1-1 et les pressions interstitielles (Profil 1).....	84
Figure IV.32 Relation entre PH 1-1 et les pressions interstitielles (Profil 2).....	84
Figure IV.33 Relation entre PH 1-1 et les pressions interstitielles (Profil 3).....	85
Figure IV.34 Relation entre PH 1-1 et les pressions interstitielles (Profil 4).....	85
Figure IV.35 Log-log spectre des pressions interstitielles (Profil 1).....	87
Figure IV.36 Log-log spectre des pressions interstitielles (Profil 2).....	88
Figure IV.37 Log-log spectre des pressions interstitielles (Profil 3).....	88
Figure IV.38 Log-log spectre des pressions interstitielles (Profil 4).....	88
Figure IV.39 Log-log spectre du niveau de la retenue et la pluie.....	89
Figure IV.40 Distribution des moments de pression interstitielle PH 1-1.....	91
Figure IV.41 Distribution des moments de pression interstitielle PH 1-2.....	91
Figure IV.42 Distribution des moments de pression interstitielle PH 1-3.....	91
Figure IV.43 Distribution des moments de pression interstitielle PH 1-4.....	92
Figure IV.44 Distribution des moments de pression interstitielle PH 2-1.....	92
Figure IV.45 Distribution des moments de pression interstitielle PH 2-2.....	92
Figure IV.46 Distribution des moments de pression interstitielle PH 2-3.....	93
Figure IV.47 Distribution des moments de pression interstitielle PH 3-2.....	93
Figure IV.48 Distribution des moments de pression interstitielle PH 3-3.....	93
Figure IV.49 Distribution des moments de pression interstitielle PH 3-4.....	94
Figure IV.50 Distribution des moments de pression interstitielle PH 4-1.....	94
Figure IV.51 Distribution des moments de pression interstitielle PH 4-2.....	94
Figure IV.52 Distribution des moments de pression interstitielle PH 4-3.....	95

Figure IV.53 Distribution des moments de pression interstitielle PH 4-4.....	95
Figure IV.54 Distribution des moments du niveau de la retenue	95
Figure IV.55 Les spectres multifractales de pression interstitielle PH 1-1.....	96
Figure IV.56 Les spectres multifractales de pression interstitielle PH 1-2.....	96
Figure IV.57 Les spectres multifractales de pression interstitielle PH 1-3.....	97
Figure IV.58 Les spectres multifractales de pression interstitielle PH 1-4.....	97
Figure IV.59 Les spectres multifractales de pression interstitielle PH 2-1.....	97
Figure IV.60 Les spectres multifractales de pression interstitielle PH 2-2.....	98
Figure IV.61 Les spectres multifractales de pression interstitielle PH 2-3.....	98
Figure IV.62 Les spectres multifractales de pression interstitielle PH 3-2.....	98
Figure IV.63 Les spectres multifractales de pression interstitielle PH 3-3.....	99
Figure IV.64 Les spectres multifractales de pression interstitielle PH 3-4.....	99
Figure IV.65 Les spectres multifractales de pression interstitielle PH 4-1.....	99
Figure IV.66 Les spectres multifractales de pression interstitielle PH 4-2.....	100
Figure IV.67 Les spectres multifractales de pression interstitielle PH 4-3.....	100
Figure IV.68 Les spectres multifractales de pression interstitielle PH 4-4.....	100
Figure IV.69 Les spectres multifractales de niveau de la retenue.....	101
Figure IV.70 Les spectres multifractales de la pluie.....	101
Figure IV.71 Analyse R/S de niveau de la retenue et de la pluie.....	104
Figure IV.72 Analyse R/S des pressions interstitielles (Profil 1).....	104
Figure IV.73 Analyse R/S des pressions interstitielles (Profil 2).....	104
Figure IV.74 Analyse R/S des pressions interstitielles (Profil 3).....	105
Figure IV.75 Analyse R/S des pressions interstitielles (Profil 4).....	105
Figure V.1 Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.....	113
Figure V.2 Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$	113
Figure V.3 Définition du module à 50 % de la rupture.....	114
Figure V.4 Géométrie du barrage Ain Zada	116
Figure V.5 Différentes zones du barrage Ain Zada (Plaxis).....	117
Figure V.6. Maillage du barrage Ain Zada	118
Figure V.7 Les conditions aux limites	118
Figure V.8 Répartition des déplacements totaux.....	120
Figure V.9 Répartition des déplacements totaux verticaux.....	120
Figure V.10 Répartition des déplacements totaux horizontaux.....	121

Figure V.11 Répartition des contraintes totales.....	122
Figure V.12 Ligne de saturation et degré de saturation du barrage Ain Zada	123
Figure V.13 Répartition des déplacements totaux.....	123
Figure V.14 Répartition des déplacements totaux horizontaux.....	124
Figure V.15 Répartition des déplacements totaux verticaux	124
Figure V.16 Répartition des contraintes totales.....	125
Figure V.17 Répartition des pressions interstitielles au NR= 45 m.....	127
Figure V.18 Répartition des pressions interstitielles au NR= 40 m.....	128
Figure V.19 Répartition des pressions interstitielles au NR= 35 m.....	128
Figure V.20 Répartition des pressions interstitielles au NR= 30 m.....	129
Figure V.21 Répartition des pressions interstitielles et le niveau de la retenue	130
Figure V.22 Répartition des déplacements totaux (vidange rapide).....	131
Figure V.23 Répartition des déplacements totaux verticaux (vidange rapide).....	132
Figure V.24 Répartition des déplacements totaux horizontaux (vidange rapide).....	132
Figure V.25 Répartition des contraintes totales (vidange rapide).....	133

Liste des tableaux

Tableau II.1 Description de la géologie du site du barrage Ain zada.....	30
Tableau II.2 Les caractéristiques de la digue du barrage Ain Zada.....	33
Tableau.II.3 Les résultats des essais sur l'argile	35
Tableau.II.4 Les caractéristiques physiques de l'enrochement.....	36
Tableau II.5. Les caractéristiques de l'évacuateur de crue du barrage Ain Zada.....	38
Tableau II.6 Les caractéristiques de prise du barrage Ain Zada	39
Tableau II.7 Les caractéristiques de la retenue du barrage Ain Zada.....	43
Tableau III.1 L'implantation des piézomètres ouverts.....	49
Tableau III.2 L'implantation des cellules des pressions interstitielles.....	50
Tableau III.3 L'implantation des cellules pneumatiques.....	52
Tableau III.4. L'implantation cellules des pressions totales.....	53
Tableau IV.1 Valeurs de $C1$ et α des spectres multifractales des PH, NR et Pluie.....	102
Tableau IV.2 Valeurs de τ , H et r de l'analyse R/S des PH, NR et P.....	106
Tableau V.1. Caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux utilisés du barrage Ain Zada	116
Tableau V.2 Coefficient de sécurité en fonction des différents cas de charge de barrage.....	119
Tableau V.3 Valeurs calculées des pressions interstitielles du barrage Ain Zada.....	126
Tableau V.4 Les pressions interstitielles maximales du barrage Ain Zada (Plaxis).....	129

Sommaire

Remerciements	i
Résumé.....	ii
Abstract	iii
ملخص.....	iv
Liste des figures	v
Liste des tableaux	xi

Introduction générale

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre I

Généralités sur les barrages

I.1	Introduction	4
I.2	Les différents types des barrages	4
I.2.1	Barrage en béton.....	5
I.2.1.1	Barrage-poids	5
I.2.1.1.1	Avantages d'un barrage-poids	7
I.2.1.1.2	Inconvénients d'un barrage-poids.....	7
I.2.1.2	Barrages à contreforts	7
I.2.1.2.1	Avantages d'un barrage à contrefort.....	8
I.2.1.2.2	Inconvénients d'un barrage à contrefort	8
I.2.1.3	Barrage-voûte.....	9
I.2.1.3.1	Avantages d'un barrage voûte	10
I.2.1.3.2	Inconvénients d'un barrage voûte	10
I.2.2	Les barrages en remblai.....	11
I.2.2.1	Barrage en enrochement.....	11
I.2.2.2	Barrages en terre	13
I.2.2.2.1	Barrage homogène	14
I.2.2.2.2	Barrage zoné	15
I.2.2.3	Avantages digue en terre /Enrochement à noyau.....	16
I.2.2.4	Inconvénients digue en terre /Enrochement à noyau	17
I.3	Les critères de choix du site et du type de barrage	17
I.3.1	Critères techniques	17

I.3.1.1	Topographie et apports du bassin versant.....	17
I.3.1.2	Morphologie de la vallée	18
I.3.2	Critères géologiques	18
I.3.2.1	Étanchéité de la cuvette.....	18
I.3.2.2	Nature des fondations de l'ouvrage	18
I.3.2.3	Matériaux des zones d'emprunt	19
I.3.3	Critères hydrauliques.....	20
I.3.4	Critères socio-économiques.....	20
I.4	Rupture des barrages	21
I.4.1	Causes de rupture	21
I.4.1.1	Causes techniques	21
I.4.1.2	Causes naturelles.....	21
I.4.1.3	Causes humaines	22
I.4.2	Types de ruptures	22
I.4.2.1	Rupture instantanée ou graduelle.....	22
I.4.2.2	Rupture totale.....	22
I.4.2.3	Érosion interne	23
I.4.2.4	Érosion externe	23
I.4.2.5	Fissures longitudinales.....	24
I.4.2.6	Fissures transversales.....	24
I.4.2.7	Glissement du talus du barrage.....	24
I.4.2.8	Liquéfaction	25
I.4.3	Cas de rupture de barrage en Algérie	25

Chapitre II

Le barrage Ain Zada

II.1	Situation du barrage.....	27
II.2	Géologie du barrage Ain Zada.....	28
II.2.1	Dépôts quaternaires	28
II.2.2	Dépôts du Pliocène.....	28
II.2.3	Dépôts Éocène.....	28
II.3	Terrain de fondation	30
II.4	Description du barrage Ain Zada.....	32
II.5	La digue	32

II.5.1	Les matériaux utilisés dans la réalisation de la digue	33
II.5.1.1	L'argile	34
II.5.1.2	L'enrochement.....	35
II.5.1.3	Filtrant.....	36
II.5.1.4	Rip-rap	37
II.6	Les ouvrages annexes	37
II.6.1	Évacuateur de crue	37
II.6.2	Ouvrages de prise	39
II.6.2.1	Tour de prise	39
II.6.2.2	Les prises d'eau.....	40
II.6.2.3	Galerie.....	41
II.6.2.4	Chambre d'interconnexion	41
II.6.2.5	Ouvrage de sortie	41
II.6.2.6	Équipement hydromécanique.....	42
II.7	La retenue	42
II.7.1	Les caractéristiques de la retenue	43
II.7.2	Rendement de la retenue	43

Chapitre III

Le dispositif d'auscultation du barrage Ain Zada

III.1	Introduction	44
III.2	Type d'auscultation d'un barrage.....	44
III.2.1	L'auscultation générale	44
III.2.2	L'auscultation topographique.....	45
III.3	Intérêt de l'auscultation d'un barrage	45
III.4	Les instruments d'auscultation d'un barrage	45
III.4.1	Les piézomètres à tube ouvert	45
III.4.2	Les cellules	46
III.4.3	Les drains	46
III.5	Dispositif des instruments d'auscultation du barrage Ain Zada.....	47
III.6	Auscultation du barrage Ain Zada.....	49
III.6.1	Piézométrie.....	49
III.6.2	Les cellules des pressions hydrauliques	50
III.6.3	Les cellules des pressions pneumatiques.....	51

III.6.4	Les cellules des pressions totales	53
III.6.5	Tassomètres	54
III.6.6	Sismographes	55
III.6.7	La cote niveau de la retenue	55
III.6.8	Station climatique au barrage Ain Zada	55
III.7	Les données d'auscultation du barrage Ain Zada	56
III.7.1	Niveau de la retenue	56
III.7.2	Hauteur de pluie	57
III.7.3	Piézométrie (WS et WR) :	57
III.7.4	Les pressions interstitielles (PH)	58
III.7.5	Les pressions pneumatiques (PP)	60
III.7.6	Les pressions totales (PT)	62
III.7.7	Tassomètres	64
III.8	Conclusion	65

Chapitre IV

Analyse stochastique des données d'auscultation

IV.1	Introduction	66
IV.2	Analyse stochastique	67
IV.2.1	L'analyse spectrale	68
IV.2.2	Analyse par les ondelettes	71
IV.2.2.1	Les ondelettes continues	72
IV.2.2.2	L'énergie des signaux	79
IV.2.3	Analyse multirésolution	81
IV.2.4	L'analyse fractale	86
IV.2.5	L'analyse multifractale	90
IV.2.5.1	Les moments	91
IV.2.5.2	Les spectres multifractales	96
IV.2.6	Analyse par R/S (rescaled range analysis)	102
IV.3	Conclusion	107

Chapitre V

Comportement mécanique de la digue du barrage Ain Zada

V.1	Introduction	109
V.2	Les différentes méthodes finis	109
V.2.1	Méthode des éléments finis	110
V.2.2	Méthode des différences finis	110
V.2.3	Méthode des volumes finis	111
V.3	Calculs par la méthode aux éléments finis	111
V.4	Le code éléments finis Plaxis	112
V.5	Les différents modèles de comportement	112
V.5.1	Modèle élastique linéaire	112
V.5.2	Modèle de Mohr-Coulomb	113
V.5.3	Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model)	113
V.5.4	Modèle pour les sols mous (Soft Soil model)	113
V.5.5	Modèle pour les sols mous avec fluage (Soft Soil creep model)	113
V.5.6	Modèle pour les roches fracturées (Jointed Rock model)	113
V.6	Paramètres avancés du Modèle Mohr-Coulomb	114
V.6.1	Le module d'Young (E)	115
V.6.2	Le coefficient de Poisson (ν)	116
V.6.3	La cohésion (c)	116
V.6.4	L'angle de frottement (Φ)	116
V.6.5	L'angle de dilatance (ψ)	116
V.7	La géométrie du barrage Ain Zada	117
V.8	Etude sous Plaxis	118
V.8.1	Maillage du barrage Ain Zada	118
V.8.2	Les conditions aux limites mécaniques	119
V.8.3	Les phases d'étude	120
V.8.4	Cas en fin construction du barrage Ain Zada	121
V.8.5	Cas d'exploitation du barrage Ain Zada	123
V.8.5.1	Condition hydraulique	123
V.8.5.2	L'écoulement dans le barrage Ain Zada	126
V.8.5.2.1	La répartition des pressions interstitielles avec Plaxis	127
V.8.5.2.2	Résultats d'auscultation des pressions interstitielles	131

V.8.6	Cas de vidange rapide	132
V.9	Conclusion	135

Conclusion générale

Conclusion générale	136
---------------------------	-----

Références

Références	136
------------------	-----

Annexes

Introduction générale

Introduction générale

L'instabilité des digues constitue une menace grave à la vie humaine et aux infrastructures de base des agglomérations et leurs ruptures sont principalement liées aux surverses, aux effets renards ou aux défauts des fondations.

En Algérie, ces phénomènes peuvent être observés et s'accroître dans le futur en raison, d'une part, du vieillissement de ces types d'ouvrages et d'autre part, de la recrudescence des intenses événements hydrologiques.

Les mécanismes impliquant l'instabilité des digues restent du domaine de la recherche, en raison des interactions complexes entre les écoulements et les matériaux constituant les digues et les fondations. Ces processus relèvent de l'hydraulique souterraine et de la géotechnique et leurs études s'effectuent principalement sur la base des modélisations physiques et numériques.

Plusieurs études ont été réalisées sur la physique des mécanismes de rupture des digues, sur l'analyse de leur stabilité et sur la simulation mais, peu de travaux ont été consacrés au comportement hydrodynamique du noyau argileux sous l'effet des écoulements.

Les conditions de l'écoulement dans une digue sont influencées par le mouvement de l'eau sous l'effet des forces engendrées par la nature des matériaux. Par conséquent, l'eau et la digue sont considérées comme un ensemble et se comportent comme un système dynamique. Mais, en raison de la nature complexe de l'interaction (eau – matériaux) liée aux échelles de temps et d'espace, des modèles mathématiques plus complexes sont de plus en plus utilisés, permettant une simulation plus ou moins précise et facilitent la compréhension de la dynamique de ces systèmes.

Dans l'optique de modéliser les déformations de la digue sous l'influence des écoulements, il est nécessaire de déterminer ces écoulements au sein de la digue. Pour cela nous utiliserons les équations de nappe souterraine à surface libre issues des équations de Darcy. Cependant, la modélisation par le code de calcul par éléments finis Plaxis est élaborée dans le but de simuler les écoulements à travers la digue à noyau central argileux et de traiter sa stabilité.

La surveillance des barrages est primordiale, car leur déformation pourrait se produire en raison de l'érosion, de la charge hydraulique et des séismes. Le diagnostic et l'analyse d'un barrage consistent à détecter les comportements anormaux, à déterminer les origines des

désordres, de prévoir les évolutions futures et les risques potentiels en utilisant des méthodes puissantes telles que les modèles stochastiques, modèles physiques et les calculs numériques.

Chaque barrage possède un caractère unique, un comportement complexe, des mécanismes et des effets majeurs des actions de l'eau. Une étude des écoulements à travers la digue et l'analyse des mesures d'auscultation seront menées sur le barrage Ain Zada en enrochements à noyau argileux mise en eau en 1986 dont le but est de vérifier sa stabilité après 27 ans de fonctionnement. Ce barrage est doté d'un dispositif d'auscultation important et les données de la piézométrie, de la pression interstitielle, de la pression pneumatique et de la pression totales sur plusieurs années nous ont été recueillies auprès de l'agence nationale du barrage Ain Zada.

En effet, l'étude de la stabilité du barrage nécessite une série de mesures chronologiques de surveillance. L'analyse de ces données d'auscultation fait appel à des méthodes statistiques plus ou moins élaborées permettant de séparer les différentes sources de variation du phénomène mesuré. Parmi ces méthodes, l'analyse par régression linéaire multiple avec le modèle HST (Hydrostatique – Saisonnier - Temporel) mis en œuvre par EDF (Électricité De France) depuis les années soixante. Toutefois, certaines méthodes stochastiques, telles que les analyses spectrales, les ondelettes, la multirésolution, les fractales, les multifractales, et R/S (rescaled range analysis) n'ont jamais été utilisées. Tenant compte des effets différés, et considérant l'ensemble digue – eau comme un système dynamique, ces méthodes ont été utilisées dans ce travail et permettent d'analyser les pressions interstitielles dans les noyaux argileux, influencées par le niveau de la retenue (NR) et/ou par la pluie.

La thèse est structurée de la façon suivante :

Le chapitre 1 présente à la fois une bibliographie et des généralités sur les barrages ainsi que les critères de choix des sites et des types de barrages avec les causes et types de leurs ruptures.

Dans le chapitre 2, une description détaillée du barrage Ain Zada est abordée. De la digue à noyau argileux, de la retenue et des ouvrages annexes tels que l'évacuateur de crue, la vidange, la prise, les galeries, les équipements hydromécaniques, seront également présentés.

Le chapitre 3 concerne le dispositif d'auscultation du barrage Ain Zada en détaillant les principaux types d'appareils d'auscultation existant dans le barrage Ain Zada et une

représentation détaillée des séries chronologiques des mesures (piézométrie, pressions hydrauliques, pneumatiques et les pressions totales).

Le chapitre 4 est consacré à une description relativement détaillée des outils mathématiques de traitement du signal utilisés dans ce travail. Il s'agit d'un chapitre essentiellement méthodologique, même si les méthodes de traitement du signal décrites ici sont parfois illustrées directement sur les données. Les méthodes exposées ici comprennent l'analyse stochastique qui comprend l'analyse spectrale, l'analyse ondelettes continues et multirésolution, l'analyse fractale et l'analyse R/S en décrivant leurs objectifs et leurs applications aux données disponibles du barrage Ain Zada.

Le chapitre 5 est consacré au comportement mécanique dans la digue à noyau argileux du barrage Ain Zada à l'aide du logiciel Plaxis 2D pour les différentes situations de chargement durant la vie de l'ouvrage (en fin de construction, en exploitation et dans le cas de vidange rapide)

Et enfin, une conclusion générale, les résultats obtenus et les perspectives découlant de ce travail sont présentés

Chapitre I
Généralités sur les barrages

I.1 Introduction

Un barrage est un ouvrage artificiel, généralement établi en travers d'une vallée, transformant un site naturel en réservoir d'eau. Avant les besoins en énergie électrique ont conduit à réaliser des ouvrages de dimensions considérables afin d'assurer la meilleure utilisation des ressources en énergie hydroélectrique. Les barrages sont conçus pour un objectif bien précis, et peuvent combiner plusieurs fonctions pour l'AEP, l'agriculture, l'industrie (Durand et al., 1999).

Le premier barrage connu a été construit en Égypte, vers 4000 av J-C, pour faire dévier le Nil afin de créer un site pour la ville de Memphis. De nombreux barrages ont été bâtis durant l'antiquité notamment par les Babyloniens, pour former des systèmes d'irrigation élaborés, qui ont permis de rendre fertiles des régions étant improductives en eau (CIGB, 1999).

La demande mondiale en eau ne cesse d'augmenter. Depuis presque 5 000 ans, les barrages participent efficacement à l'alimentation en eau, car ils stockent les excédents en période d'abondance pour les relâcher néfastes des crues. Actuellement, les barrages dont les retenus représentent actuellement une capacité totale de stockage de près de 6 000 km³, contribuent efficacement à la gestion des ressources mondiales en eau qui sont limitées, mal réparties et peuvent présenter de grandes variations saisonnières (Djemili, 2006).

En Algérie, d'après l'Agence Nationale des Barrages et transferts (2017) il existe 95 barrages dont 67 barrages en exploitations, 13 barrages en construction et 15 barrages en projet.

Les barrages peuvent être classés en deux groupes:

- Les barrages rigides, en béton ou en maçonnerie,
- Les barrages souples, en enrochement ou en terre,

Les premiers font l'objet de nombreuses méthodes de calcul basées notamment sur la résistance des matériaux et la théorie de l'élasticité.

Les seconds, et surtout les barrages en terre, sont un des principaux champs d'application de la mécanique des sols.

I.2 Les différents types des barrages

Les barrages forment avec le terrain sur lequel ils sont construits un ensemble indissociable : à chaque site, un type de barrage, un dimensionnement adapté tant sur le plan

technique qu'économique. C'est pourquoi il n'existe pas de barrage type standard. De plus, certains sont formés par la juxtaposition de plusieurs structures différentes justifiées par des caractéristiques de sol de fondation particulières et aussi par des choix économiques. En se contentant de définir quelques grandes catégories, on peut commencer par classer les barrages en fonction du matériau qui les constitue. Aux barrages construits en matériaux durs (la maçonnerie autrefois, aujourd'hui le béton), on oppose les barrages en matériaux meubles (la terre, les enrochements) (Choudens, 2008).

I.2.1 Barrage en béton

Les barrages en béton (Figure I.1) sont de trois groupes : barrage-poids, Barrages à contreforts et barrages-voûtes.

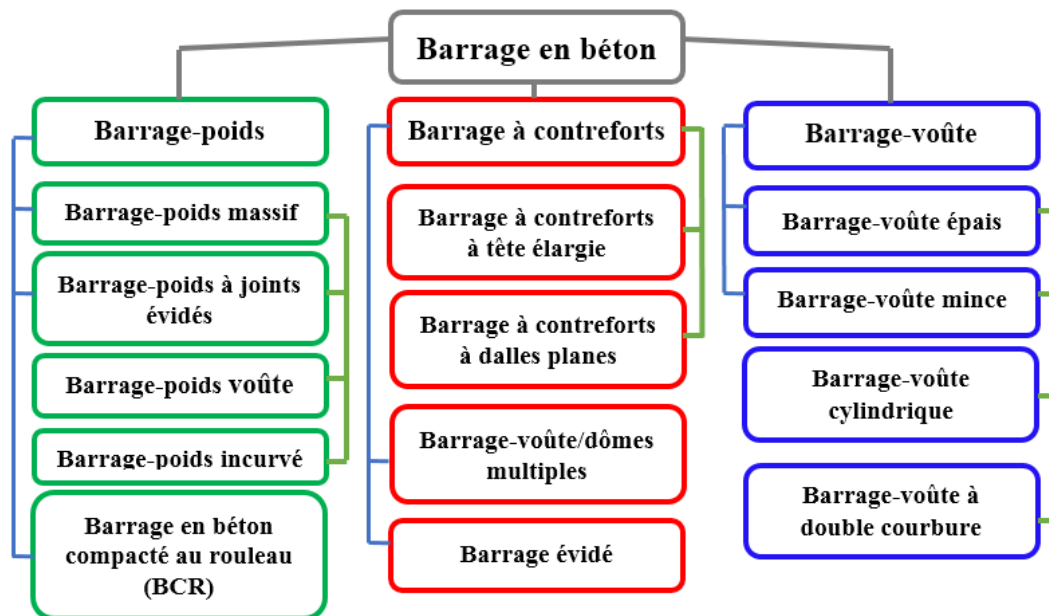


Figure I.1 Les différents types des barrages en béton

I.2.1.1 Barrage-poids

Le barrage-poids est l'un des types les plus anciens et il en existe un grand nombre dans les pays industrialisés (CFBR, 2012).

Il est structuré en béton à profil triangulaire, épaissi à sa base et affiné vers le haut (Figure I.2). La stabilité du barrage-poids sous l'effet de la poussée de l'eau est assurée par le poids propre du matériau. Ce type de barrage convient bien pour des vallées larges ayant une fondation rocheuse.

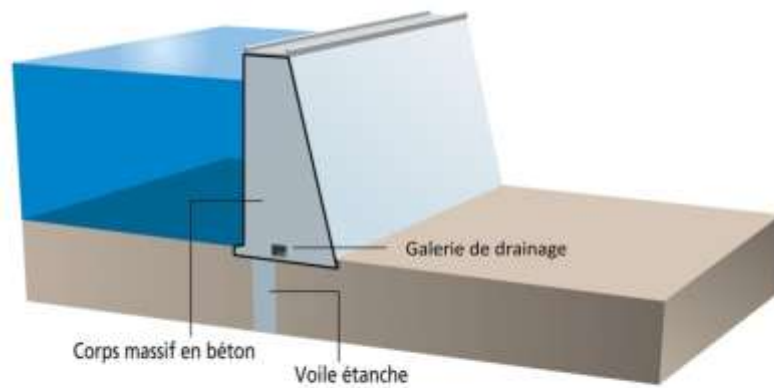


Figure I.2 Coupe du barrage-poids

Le barrage poids est un barrage en béton généralement choisi lorsqu'il sollicite peu la résistance des berges. La stabilité de ceux-ci est dépendante de sa propre masse. Sa section transversale est triangulaire afin de fournir une répartition de stabilité. La partie supérieure est rectangulaire pour fournir une largeur de crête adéquate à l'installation et au transport. Sa conception inclut une analyse de stabilité (glissement et renversement), une étude des contraintes, une analyse de la température durant la construction pour éviter une fissuration, et une étude des contre poussées sous le barrage (Carrère, 2000). La figure I.3 représente un exemple de barrage-poids de Béni Haroun à Mila (Algérie).



Figure I.3 Barrage-poids (Barrage Béni Haroun Mila-Algérie)

I.2.1.1.1 Avantages d'un barrage-poids

Les avantages du barrage-poids sont : faibles contraintes dans le béton, faibles contraintes transmises par la fondation au rocher, les variations de températures ne produisent que de faibles variations de contraintes, l'évacuateur de crue peut facilement combiner avec le barrage (diriger les crues directement par dessous), le gradient des sous-pressions à travers la fondation est faible et les points délicats sont : la résistance mécanique et l'étanchéité (Rolley, 1989).

I.2.1.1.2 Inconvénients d'un barrage-poids

Les inconvénients du barrage-poids sont : les sous-pressions sont importantes dans la fondation, moyen risque de tassement, le volume du béton est important (pour le barrage-poids évidé, il est plus faible), le volume d'excavation de la fouille est important, fragilité au séisme (si les joints entre les blocs ne sont pas faits par injections) et l'échauffement du béton par la prise du ciment est assez problématique (Rolley, 1989).

I.2.1.2 Barrages à contreforts

Barrages à contreforts sont constitués d'une face en amont continue divisée en sections verticales séparées par des joints de dilatation, dont chaque section étant supportée par un contrefort (Figure I.4).

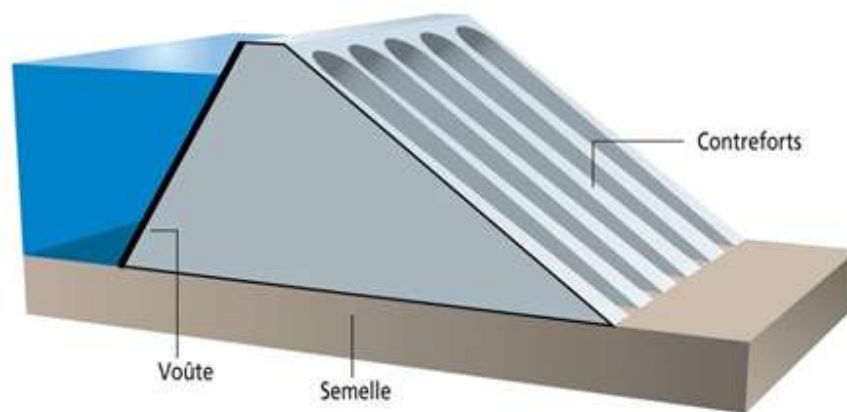


Figure I.4 Coupe du barrage à contreforts

Dans des climats froids, la face amont peut être sensible au gel, endommagent le béton. Pour cette raison les barrages à contrefort dans de telles régions sont souvent couverts à l'aval de manière à limiter les effets du climat (ESHA, 2005).

Les barrages à contreforts sont des barrages en béton constitués :

- D'une série de murs parallèles, généralement de forme triangulaire, plus ou moins épais et plus ou moins espacés (les contreforts)

- Des bouchures entre les contreforts transmettant à ceux-ci la poussée de l'eau. Ils sont bien adaptés aux vallées larges avec une fondation rocheuse de bonne qualité (Carrere, 2001).

Les bouchures elles-mêmes peuvent être de plusieurs types :

- D'une dalle plane en béton. Les voûtes sont en béton armé et de très faible épaisseur
- D'un élargissement du contrefort vers l'amont
- D'une voûte de faible portée

La figure I.5 représente un exemple de barrage à contrefort d'Erraguene à Jijel (Algérie).



Figure I.5 Barrage à contrefort (barrage Erraguene Jijel-Algérie)

I.2.1.2.1 Avantages d'un barrage à contrefort

Les avantages du barrage contrefort sont : les contraintes transmises par la fondation au rocher sont moyennes, les sous-pressions au niveau de la fondation sont faibles, le volume du béton est faible, l'échauffement du béton est faible et les risques de tassements sont moyens (Rolley, 1989).

I.2.1.2.2 Inconvénients d'un barrage à contrefort

Les inconvénients du barrage contrefort sont : très susceptibles au séisme, la résistance à l'accélération latérale est presque inexistante, la fouille est importante, le gradient des sous-pressions au niveau de la fondation est localement très élevé et les contraintes dues au gradient de température peuvent devenir importante à la tête du contrefort (Rolley, 1989).

I.2.1.3 Barrage-voûte

Les barrages-voûtes sont des ouvrages remarquables par leurs dimensions, leur finesse. Ils tirent au maximum partie de la capacité de résistance des matériaux et du rocher de fondation. Leur conception est aussi plus complexe que pour les autres types de barrages.

Comme son nom l'indique, un barrage-voûte résiste à la pression de l'eau par l'effet voûte (Figure I.6), c'est à dire en s'arc-boutant sur les flancs de la vallée. Son mode de résistance est donc très différent de celui d'un barrage-poids et met en jeu, non plus l'équilibre statique de tranches verticales parallèles, mais l'équilibre élastique de l'ensemble de l'ouvrage. Par contre, il sollicite fortement ses appuis et exige donc un rocher de bonne qualité pour rester dans le domaine élastique. Ce type de barrage est particulièrement adapté aux vallées étroites et profondes et de forme assez régulière. Ils sont notamment utilisés lorsque la largeur de la gorge ne dépasse pas 5 à 6 fois la hauteur du barrage projeté. Pour des largeurs plus importantes des dispositions constructives particulières doivent être adoptées. C'est le type de barrage le plus achevé en ce sens que c'est celui qui utilise le mieux les matériaux employés. Ses progrès sont allés de pair avec l'amélioration de la qualité des ciments et la maîtrise de la fabrication et de la mise en place des bétons (Moulay Elboudkhili, 2014).

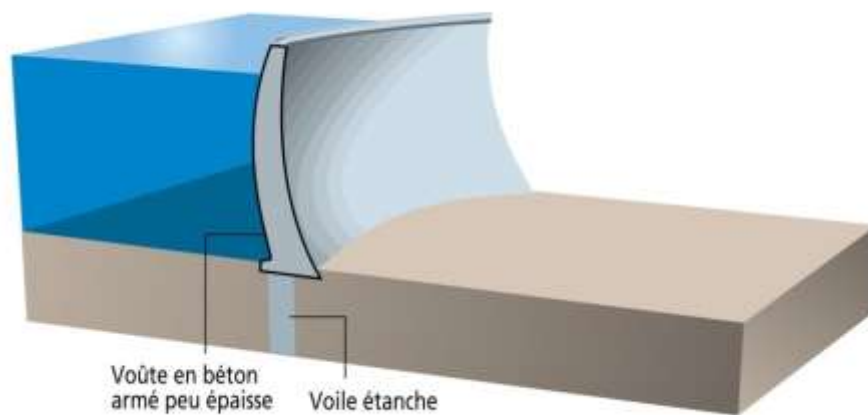


Figure I.6 Coupe du barrage-voûte

La figure I.7 représente un exemple de barrage –voûte de Tichy Haf à Bejaia (Algérie)



Figure I.7 Barrage-voûte (Barrage Tichy Haf Bejaia -Algérie)

I.2.1.3.1 Avantages d'un barrage voûte

Les avantages des barrages-voûtes sont : le volume du béton est faible, la fouille est assez petite, la résistance au séisme est haute et les sous-pressions au niveau de la fondation sont faibles (la surface de la fondation est petite) (Rolley, 1989).

I.2.1.3.2 Inconvénients d'un barrage voûte

Les inconvénients des barrages-voûtes sont : les contraintes sont importantes dans le béton et dans le rocher, les forces sont transmises obliquement dans les appuis, moyen risque de tassements, l'échauffement du béton par la prise du ciment est à considérer, l'intégration de l'évacuateur de crues (grands débits) dans le barrage est difficile, le gradient des sous-pressions au niveau de la fondation est très grand et les sous-pressions dans les fissures du rocher peuvent provoquer des glissements d'appuis (MAF, 1977).

I.2.2 Les barrages en remblai

Les barrages en remblais, il en existe deux (02) types (Figure I.8) : les barrages en terre et les barrages en enrochements.

Il s'agit d'ouvrages de grand volume dont la construction a été rendue possible par l'emploi des engins modernes de terrassement et de manutention. On choisit ce type d'ouvrage lorsque la vallée est trop large pour admettre une structure en béton et lorsqu'on trouve les matériaux sur place ou à faible distance. Ces types de barrage constitués de terre et d'enrochements comportent généralement un noyau central d'argile qui assure l'étanchéité. Dans certains ouvrages, l'étanchéité est assurée par un masque amont en béton ou par un noyau en béton. Ce sont les barrages les plus résistants aux tremblements de terre (Rahmani, 2011).

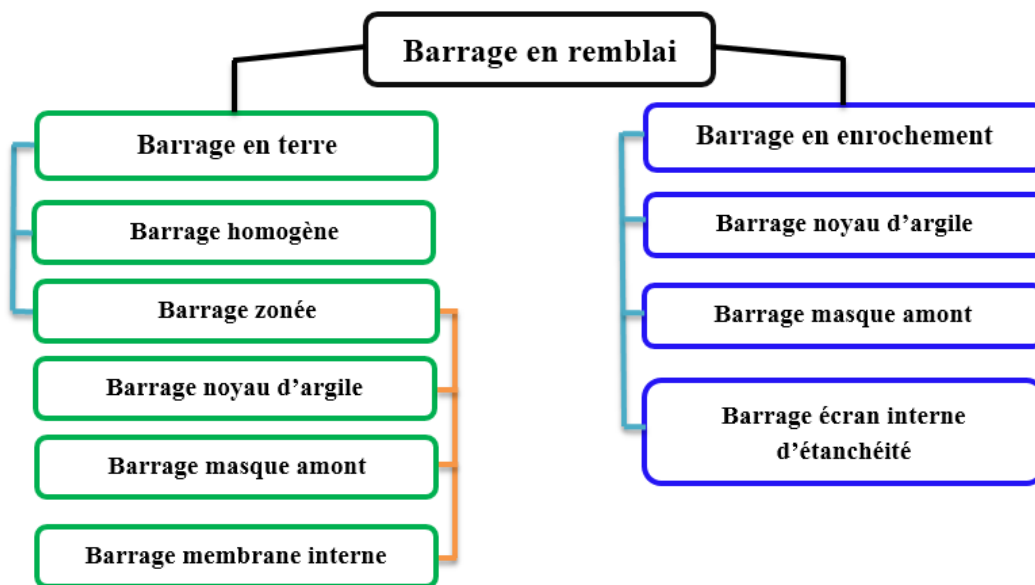


Figure I.8 Les différents types de barrages en remblai

I.2.2.1 Barrage en enrochement

Il est constitué de plusieurs types des matériaux disposés de façon à assurer séparément les fonctions de stabilité du barrage et d'étanchéité. Le découpage du corps du barrage en matériaux différents est appelé zonage (Figure I.9).

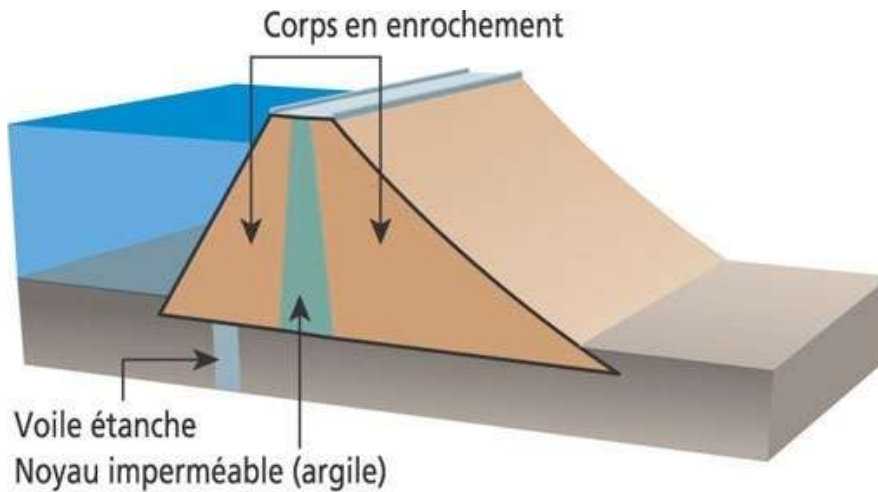


Figure I.9 Coupe du barrage en enrochements

L'étanchéité est obtenue par une paroi en béton de ciment ou en béton bitumineux. Il permet de faire de grandes économies dans les volumes mis en œuvre et d'utiliser au mieux les matériaux disponibles sur le site. Les barrages en terre peuvent être constitués par des matériaux divers de caractéristiques, à la différence des barrages en béton ou même en enrochement dont les matériaux constitutifs restent contenus dans des fourchettes beaucoup plus étroites (Djemili, 2006).

La figure I.10 représente un exemple de barrage en enrochements de Deurdeur à Aïn Defla (Algérie).



Figure I.10 Barrage en enrochement (Barrage Deurdeur d'Aïn Defla-Algérie)

I.2.2.2 Barrages en terre

C'est la structure la plus couramment utilisée pour retenir l'eau. C'est une digue en remblai constituée d'un seul matériau meuble suffisamment imperméable (terre argileuse, roche ou pierre) pour assurer à la fois l'étanchéité et la résistance. Ces matériaux sont arrosés puis tassés et compactés (construction peu coûteuse). La base doit être 4 à 7 fois plus large que sa hauteur. Sa structure est souvent complétée par des dispositifs de drainage.

Il est bien adapté aux sites ayant une fondation déformable. Les barrages en terre sont des murs de retenue d'eaux suffisamment étanches construits avec la terre et les matériaux du site suivant des mélanges et des proportions bien définies (Manojlovic et Herment, 1992).

Il existe deux schémas principaux de structure de barrage en terre : le barrage homogène et le barrage zoné.

I.2.2.1 Barrage homogène

Un barrage en terre homogène est un barrage en remblai construit avec un matériau suffisamment étanche (argile, limon). C'est la technique la plus ancienne de barrages en remblai. Il est le type de barrage le plus facile à réaliser, mais il faut prévoir un drainage efficace dans la partie aval de la digue, ainsi qu'une protection et une zone de transition en amont. Pour la réalisation d'un tel barrage, il faudrait disposer d'un volume très important de matériau argileux imperméable (Figure I.11). Le drain vertical placé au centre de la digue constitue une solution plus efficace pour intercepter les eaux d'infiltration, il doit être constitué de matériaux grossiers (gravier et sable).

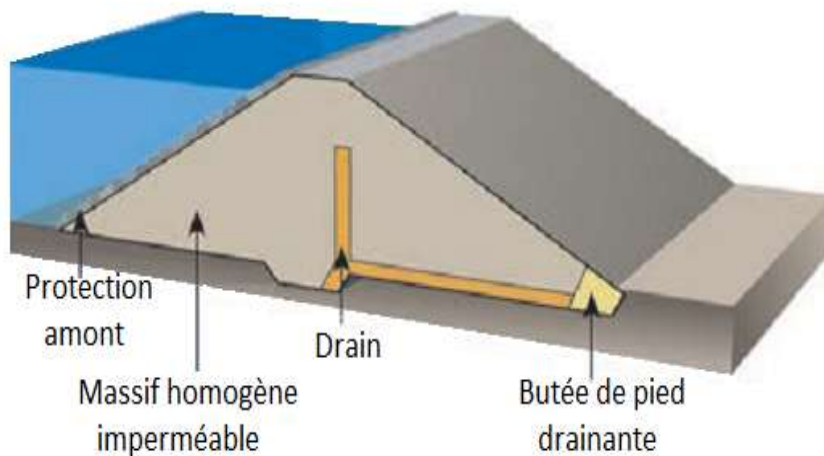


Figure I.11 Coupe du barrage homogène

Pour assurer la stabilité des parements amont et aval on réalise des talus dont la pente dépend des qualités de stabilité et de perméabilité du matériau. L'étanchéité du massif est assurée par l'épaisseur du barrage et l'imperméabilité du matériau (Le Delliou, 2003). La figure I.12 représente un exemple de barrage homogène.



Figure I.12 Barrage homogène (Barrage Matemale-France)

I.2.2.2 Barrage zoné

Les barrages zonés sont des barrages en remblai constitués de plusieurs types des matériaux disposés de façon à assurer séparément les fonctions de stabilité du barrage et d'étanchéité (Figure I.13).

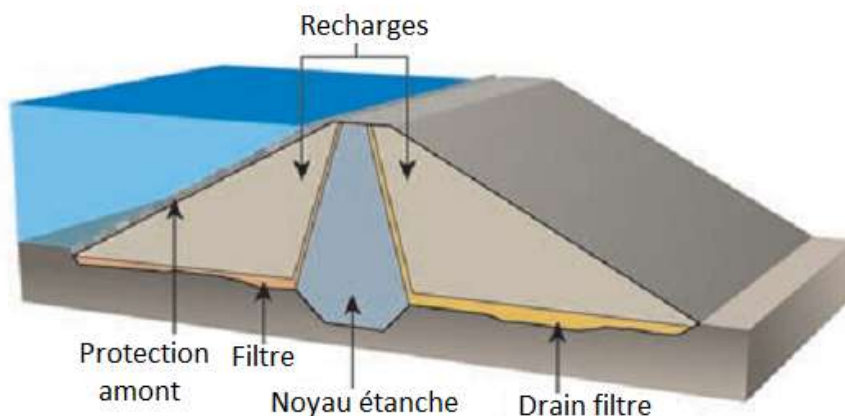


Figure I.13 Coupe du barrage zoné

Les barrages zonés sont d'une conception bien plus récente et moderne que les barrages simples en terre. Ils séparent les fonctions principales dans des matériaux distincts :

- Une zone centrale appelée noyau assure le rôle d'étanchéité. Placée au cœur du remblai, elle est constituée de matériaux argileux imperméables. Le noyau est généralement d'épaisseur variable plus épais à la base à cause des pressions interstitielles plus fortes. Il peut être vertical ou incliné.
- Des recharges à l'amont et à l'aval du noyau en zone centrale apportent la fonction de stabilité. Ces massifs plus perméables que le noyau sont réalisés en enrochements ou en terre plus grossière.

La figure I.14 représente un barrage zoné de Lekhal à Bouira (Algérie).



Figure I.14 Barrage zoné (Barrage Lekhal Bouira -Algérie)

I.2.2.3 Avantages digue en terre /Enrochement à noyau

Les avantages digue en terre /Enrochement à noyau sont : le corps du barrage est très flexible et adaptable aux conditions du terrain, peu susceptible aux tassements et aux séismes, petite à moyenne fouille. La digue n'est pas forcément fondée sur un rocher sain, la compression du sol est faible et le gradient des sous-pressions au niveau de la fondation ou du noyau est faible (Djemili, 2006).

I.2.2.4 Inconvénients digue en terre /Enrochement à noyau

Les inconvénients digue en terre /Enrochement à noyau sont : mise en place de grands volumes de matériaux, le remblai du noyau en argile est influencé par les conditions atmosphériques (climat, pluie) et l'inconvénient majeur lié aux les infiltrations à travers le massif (Djemili, 2006).

I.3 Les critères de choix du site et du type de barrage

Le choix du type de barrage s'impose tout naturellement dans bien des cas, sans qu'il soit nécessaire de faire des investigations poussées. Ainsi, lorsque le substratum rocheux est à une profondeur supérieure à environ 5 mètres, seul un barrage en remblai est raisonnablement envisageable, du moins pour les ouvrages de hauteur inférieure à 25 mètres.

Dans certaines régions, le contexte géologique est tel que le type de barrage est presque toujours le même. Dans d'autres cas, le choix du type de barrage sera un compromis entre les différents aspects suivants : nature de la fondation, disponibilité des matériaux à proximité et hydrologie, pour aboutir au meilleur choix économique. Mais il y aura toujours intérêt à choisir le plus rapidement possible, en règle générale à l'issue des études de faisabilité (Becue et al., 2002).

Les principaux paramètres à prendre en compte dans le choix du site et du type de barrages sont les suivants :

I.3.1 Critères techniques

Les principaux paramètres techniques à prendre en compte dans la construction du barrage sont :

I.3.1.1 Topographie et apports du bassin versant

La topographie d'un site influe fortement sur le choix de l'ouvrage. Si l'on excepte le cas des plans d'eau à vocation touristiques et les petits barrages hydroélectriques, c'est le volume de la retenue qui conditionne toute la conception du barrage. Le travail consiste à vérifier si le bassin versant autorise le remplissage de la retenue et à calculer avec quel risque de défaillance. Elle consiste à chercher un emplacement qui répond à la fois aux besoins en eau en fournissant un volume d'eau suffisant afin d'en tirer le type de l'ouvrage à édifier. Par souci de la rentabilité économique de l'ouvrage, on fait tendre le rapport volume d'eau emmagasinée de la plus grande valeur possible vers le coût du barrage (Jochlin, 2009).

I.3.1.2 Morphologie de la vallée

Tout barrage est nécessairement lié à son environnement. La morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site du barrage et du type d'ouvrage le mieux adapté.

Bien entendu, l'emplacement idéal et le plus économique est celui d'un site étroit, précédé à l'amont par un élargissement de la vallée, à condition que les appuis du barrage soient sains (resserrement indépendant d'une zone d'éboulement ou d'un glissement). Ce type déiste est peu fréquent, soit parce qu'il n'existe pas toujours de resserrement de vallée dans la nature, soit parce que le choix du site n'obéit pas toujours aux seules considérations techniques. En première approximation, une vallée large conviendra mieux à l'aménagement d'un barrage en remblai. Un site étroit conviendra aussi à un barrage poids et un site très étroit conviendra aussi à une voûte. Tout cela bien sûr sous réserve que les fondations le permettent (Becue et al., 2002).

I.3.2 Critères géologiques

Du point de vue géologique, l'étanchéité, la nature de fondations et les zones d'emprunt ; doivent être prises en considérations (Jochlin, 2009).

I.3.2.1 Étanchéité de la cuvette

Les sols de la cuvette doivent être aussi imperméables que possible afin d'éviter des pertes considérables en eau qui peuvent provoquer la vidange prématurée de la retenue et des phénomènes dangereux comme la destruction de l'ouvrage.

La carte géologique de la région permet de voir la nature des terrains d'assise de la cuvette. Les zones suivantes sont à éviter : les argiles gorgées d'eau, les tourbes et les silts, les argiles molles et les bancs rocheux irréguliers et les terrains qui sont susceptibles de se dissoudre par exemple : le gypse.

I.3.2.2 Nature des fondations de l'ouvrage

Deux genres de fondations peuvent être rencontrés : les fondations rocheuses et les fondations meubles.

Pour les fondations rocheuses, on essaiera seulement de voir l'importance de la partie altérée. En ce qui concerne les fondations meubles, pour avoir une idée de leur nature exacte, il est préférable de faire quelques sondages à la tarière. Trois grands types de terrains meubles peuvent être rencontrés :

- Les terrains graveleux ou sableux : ces terrains sont à perméabilité élevée mais offrent l'avantage d'avoir une bonne stabilité

- Les terrains formés de sables très fins, de limons, de roches broyées (type de sol rencontré le plus souvent). Ces terrains ont une perméabilité relativement faible et sont compressible
- Les terrains à fort pourcentage d'argile : même s'ils sont imperméables ces types de terrain sont à éviter (problème de gonflement, de glissement car l'argile est un matériau à comportement variable) (Jochlin, 2009).

I.3.2.3 Matériaux des zones d'emprunt

Une des conditions importantes qui entre dans le choix du site est la proximité des matériaux nécessaires à l'édification du type d'ouvrage. Ces matériaux doivent être acceptables en qualité et en quantité. La disponibilité sur le site, ou à proximité, des matériaux utilisables pour la construction d'un barrage a une incidence considérable, souvent même prépondérante sur le choix du type de barrage :

- Sols utilisables en remblai
- Enrochements pour remblai ou protection de talus (rip-rap)
- Agrégats à béton (matériaux alluvionnaires ou concassés)
- Liants (ciment, cendres volantes ...)

La possibilité d'extraire ces matériaux de l'emprise de la retenue permet d'accroître la capacité de stockage. En outre, cela minimise généralement les coûts de transport et de remise en état des zones d'emprunts.

D'une manière générale, si l'on dispose de sols limoneux ou argileux de qualité (teneur en fines, plasticité, état) et en quantité suffisante (1,5 à 2 fois le volume du remblai), la solution barrage en terre homogène ou pseudo zoné en réservant les matériaux les plus grossiers en recharge aval s'impose comme la plus économique, du moins tant que les débits de crue à évacuer demeurent modestes.

Si l'on dispose de matériaux imperméables en quantité limitée, et par ailleurs de matériaux grossiers ou d'enrochements, il serait envisageable de construire un barrage en terre zoné ou en enrochements avec noyau. Cette solution présente l'inconvénient d'une mise en œuvre par zones, d'autant plus compliquée que le site est restreint et contrarie l'évolution des engins.

Si l'on ne dispose que de matériaux grossiers, ceux-ci peuvent être exploités pour édifier un remblai homogène, l'étanchéité étant assurée par une paroi au coulis construite après montée du remblai en son centre, ou par une étanchéité amont artificielle (béton, membrane ou béton bitumeux).

Si l'on ne dispose que d'enrochements, un barrage en enrochements compacté avec étanchéité rapportée sur le parement amont éventuellement adouci (membrane, masque en béton hydraulique ou béton bitumineux) conviendra. La solution béton, en particulier la solution BCR, peut également s'avérer compétitive, sous réserve de fondation suffisamment bonne (rocher ou terrain compact) ne nécessitant pas de fouilles excessives (Becue et al., 2002).

I.3.3 Critères hydrauliques

Des considérations d'ordre hydraulique peuvent également entrer en ligne de compte. Les ouvrages en béton ou en maçonnerie offrent par exemple de meilleures garanties de sécurité vis-à-vis des incertitudes de l'hydrologie, les surverses ne leur causant en effet que des dégâts mineurs. Au contraire, un barrage en terre classique ne supporte rarement un débordement par-dessus de la crête. Par contre, pour évacuer des débits importants, on peut être amené (s'il n'y a pas d'aménagements en aval) de choisir des barrages en terre rendus totalement déversant par la pose d'un parement aval en gradins de gabions, en matelas Reno ou en perré mastic bitumineux par exemple. On s'oriente aussi de préférence vers des ouvrages rigides lorsque le projet comporte des ouvrages hydrauliques importants à insérer dans le barrage : vannes segments, vidanges et prises de gros diamètres, conduites forcées, etc ..., (Becue et al., 2002).

I.3.4 Critères socio-économiques

Dans plusieurs cas, les considérations précédentes auront permis de retenir plusieurs types de barrage. Par exemple, des fondations rocheuses, la présence de matériaux meubles proches du site, un débit de crue important, conduiront à mettre en balance un barrage en BCR et un barrage en terre équipé d'un évacuateur de crue coûteux.

Il convient alors de poursuivre les études pour les deux types d'ouvrages, en veillant à affiner les estimations de coût au fur et à mesure de la progression des études. Dès que l'un des types de barrages paraît significativement plus économique, il est préférable de ne pas s'entêter sur l'autre option (Becue et al., 2002).

Le choix de certains types d'ouvrages est quasiment conditionné par des considérations socio-économiques qui peuvent être regroupées en trois critères à savoir :
La disponibilité de la main d'œuvre, les objectifs généraux du projet et les sujétions d'entretien.

I.4 Rupture des barrages

Il existe aujourd'hui environ 60000 barrages dans le monde pour la production hydroélectrique (CIGB, 2017), l'alimentation en eau ou la régulation des cours d'eau. Comme tout ouvrage de génie civil, les barrages peuvent connaître des défaillances de sécurité, qui peuvent aboutir à des accidents plus ou moins graves. Le taux de rupture moyen annuel est d'environ 3 pour l'ensemble des barrages construits dans le monde, et le pourcentage des incidents est 2 à 7 fois plus grand, suivant le type d'ouvrage. Donc si on leur donne une durée de vie de 100 ans

4 barrages sur 1000 connaîtront une rupture. La capacité d'un ouvrage de génie civil à remplir les rôles et fonctions pour lesquels il a été conçu, est appelée la performance. Les performances d'un système de génie civil sont amenées à évoluer durant son exploitation le long de sa vie : les fonctions initialement prévues lors de la construction peuvent être modifiées volontairement par l'exploitant ou encore accidentellement par des événements extérieurs naturels et des dégradations pouvant perturber ses fonctions initiales (Rahmani, 2011).

Trois principales causes peuvent provoquer les chutes de performances :

- Le vieillissement de l'infrastructure
- Les causes humaines s'exerçant par erreur
- Les causes extérieures prévues ou imprévues

I.4.1 Causes de rupture

Le phénomène de rupture de barrage correspond à une destruction partielle ou totale d'un barrage dont les causes peuvent être des conséquences diverses, conjuguées et complexes. Les différentes causes de rupture sont :

I.4.1.1 Causes techniques

Elles peuvent entraîner la rupture d'un ouvrage. Il peut s'agir d'un vieillissement des matériaux et défaut d'entretien des installations, défaut de fonctionnement des vannes permettant l'évacuation des eaux, obstruction des dispositifs d'évacuation des crues (déversoirs ou vannes) et absence de dispositif permettant de suivre le comportement de l'ouvrage. Le type de barrage, les matériaux utilisés, la nature des fondations ainsi que l'âge de l'ouvrage ont aussi une influence sur l'apparition de ces problèmes (Marche, 2008).

I.4.1.2 Causes naturelles

Séismes, crues exceptionnelles, glissements de terrain au droit des appuis du barrage, écroulements ou avalanches dans la retenue provoquant, par élévation brusque du niveau des eaux, un déversement brutal sur la crête de l'ouvrage (Paquier, 2002).

I.4.1.3 Causes humaines

Les erreurs humaines peuvent aussi être à l'origine d'accidents tels que des études préalables pas assez approfondies, un contrôle d'exécution insuffisant, des erreurs d'exploitation, défaut de surveillance et d'entretien ou encore actes de malveillance (Marche, 2008).

I.4.2 Types de ruptures

Le risque de rupture brusque et inopinée est considéré comme très faible, voire nul. La situation de rupture paraît plutôt liée à une évolution plus ou moins rapide d'une dégradation de l'ouvrage susceptible d'être détectée par la surveillance et l'auscultation.

I.4.2.1 Rupture instantanée ou graduelle

La rupture d'un barrage est rarement instantanée. Que cela soit pour un barrage en béton ou bien en remblai, il y a eu généralement la formation d'une brèche dans le barrage, qui s'agrandit progressivement. La libération de l'eau se fait donc de façon graduelle. Ce processus de formation de brèche dans un barrage ou une digue a fait l'objet de plusieurs études pour en étudier la dynamique. Cela reste un processus complexe et en général, on fait l'hypothèse que le volume d'eau est lâché instantanément : on parle d'effacement du barrage. Cette hypothèse va dans le sens de la sécurité, mais peut induire à majorer le risque hydraulique induit par l'onde de crue, en particulier pour les barrages en remblai (qui sont majoritaires) ; pour des barrages en remblai, on observe que la largeur L de la brèche est généralement située dans la fourche $h_b \leq L \leq 3h_b$, où h_b est la hauteur du barrage. Pour ces barrages, le temps nécessaire à former une brèche varie de façon considérable (de quelques minutes à quelques heures) selon le matériau et la cause de la rupture (Marche, 2008).

En Suisse, l'Office fédéral de l'énergie (OFEN) recommande de procéder ainsi pour le scénario de rupture (Bischof et al., 2002b):

- Pour les barrages-voûtes et barrage-poids : rupture totale et instantanée de tout le barrage
- Pour les digues : formation d'une brèche de forme trapézoïdale de base égale à deux fois la hauteur d'eau et avec une pente de talus de 1:1 (en veillant que la surface ne soit pas plus grande que la digue elle-même).

I.4.2.2 Rupture totale

Une rupture de masse du barrage peut intervenir en cas d'instabilité générale du corps de remblai. On pense qu'une rupture de masse peut intervenir lors d'un tremblement de terre quand les trois facteurs suivants sont réunis (Bouaicha, 2013) :

- Profil de digue étroit avec pente de talus forte

- Piézométrie élevée dans la digue en absence de drainage
- Faibles caractéristiques mécaniques des matériaux

I.4.2.3 Érosion interne

L'érosion interne est un processus qui implique des arrachements de particules et leur transport dans le barrage ou sa fondation. Elle peut conduire à l'instabilité de l'ouvrage. Les ruptures par érosion interne et par renard hydraulique ont représenté un peu plus de la moitié des ruptures des barrages en remblai entre 1950 et 1986, en excluant les ruptures pendant la construction. Elle constitue la première source d'incidents sur les ouvrages hydrauliques en terre (CFGB, 1997).

Le mode de rupture par érosion interne peut toucher aussi bien la fondation que le remblai, y compris le noyau étanche. Il peut également se propager du remblai vers la fondation. Pour la période jusqu'à 1986, 65% des érosions internes se sont produites dans le remblai, 30% dans la fondation et 5% du barrage vers la fondation (Foster et Fell, 2000).

Les processus d'érosion interne sont identifiés et sont :

- Érosion régressive : détachement de particules de sol qui conduit de manière régressive à des conduits.
- Érosion de conduit par écoulement localisé (fissure, trou) : détachement de particules de sol à partir d'un chemin préexistant dans le remblai ou la fondation.
- Suffusion: érosion sélective de particules fines depuis une matrice de particules grossières.
- Érosion de contact : érosion sélective de particules fines au niveau du contact avec une couche plus grossière.

I.4.2.4 Érosion externe

Elle est engendrée par des circulations d'eau, même peu importantes sur la crête des barrages. Le mécanisme d'érosion s'amorce à partir du bord aval de la crête et progresse jusqu'à ce qu'une brèche soit ouverte. Le phénomène peut durer quelques minutes à quelques heures selon la taille des matériaux, leur cohésion, le revêtement de la crête et la hauteur de l'eau qui s'écoule au-dessus du barrage (Mériaux et al., 2004).

Érosion externe par affouillement côté fleuve, les talus des levées peuvent subir les effets des courants hydrauliques qui peuvent provoquer des érosions à leur base. Il en résulte un affaiblissement des caractéristiques mécaniques du corps de remblai et un raidissement de la pente du talus. Ceci peut entraîner des affaissements de matériaux qui à leur tour engendrent des perturbations hydrauliques sous forme de tourbillons et des érosions. Par rupture successive du talus, une brèche peut se former et conduire à la rupture complète de la

levée. La cause principale qui aboutit à la rupture par érosion externe est le tassement entraînant la submersion de l'ouvrage (Fry, 2004).

Les facteurs qui peuvent contribuer à l'apparition de ce phénomène sont au nombre de trois (Mériaux et al., 2004) :

- La vitesse moyenne de l'eau. Ainsi les digues à proximité immédiate du lit mineur et celles situées dans un rétrécissement du lit majeur sont particulièrement vulnérables
- Les perturbations hydrauliques locales
- La nature et la protection du talus côté fleuve.

I.4.2.5 Fissures longitudinales

Les fissures longitudinales pouvant avoir lieu principalement dans la zone de crête. La formation de larges fissures longitudinales peut être due, à des contraintes de traction produite à la surface. La déformation de cisaillement du glissement peut également contribuer à une telle rupture. Une autre cause des fissures longitudinales est le tassement différentiel du noyau ou de la fondation, ce qui est le plus susceptibles de se produire lorsque la fondation n'est pas uniforme ou lorsque des dépôts lâches de fleuve sont laissés non excavés (Siyahi et Arslan, 2008).

I.4.2.6 Fissures transversales

Les fissures transversales se composent de quatre types (Siyahi et Arslan, 2008) :

- Les fissures formées près des deux extrémités d'un remblai en raison de la différence dans les caractéristiques de vibration du remblai
- Les fissures formées en raison de la consolidation différentielle dans le barrage
- Des fissures dues à un tassement différentiel de la fondation
- Certaines fissures sont formées en raison de la vibration violente dans la direction parallèle à l'axe de barrage

I.4.2.7 Glissement du talus du barrage

Le glissement est un type important de dommage qui peut se produire dans des barrages en terre soumis aux mouvements du sol par de tremblements de terre. L'étude de la stabilité des talus amont et aval est la partie essentielle de la conception des barrages en terre. Différents cas doivent être étudiés en tenant compte de l'état des pressions interstitielles à l'intérieur de la digue. Pratiquement, on calculera le facteur de sécurité le long des cercles de glissement supposés :

- Pendant la construction et peu après la construction

- Lorsque le barrage vient d'être rempli (avec percolation permanente)
- Lors d'une vidange rapide

La stabilité de pente des barrages en terre est habituellement évaluée en termes de résistance de cisaillement des sols et le critère de Mohr-Coulomb. La cause de la rupture par glissement lors d'un séisme est la perte de stabilité par augmentation de piézométrie (Fry, 2004).

I.4.2.8 Liquéfaction

Le phénomène de liquéfaction est connu sous le nom de liquéfaction statique ou cyclique respectivement lorsque le chargement provoquant le phénomène est monotone ou cyclique. La liquéfaction statique est caractérisée par une perte importante et brutale de la résistance au cisaillement du massif de sol. C'est un phénomène d'instabilité caractéristique des matériaux granulaires, tels que les sables, lâches et saturés, ayant une tendance à la contractance sous cisaillement drainé. En conditions non drainées, cette tendance se traduit par une augmentation de la pression interstitielle qui conduit à la réduction des contraintes effectives. La liquéfaction cyclique vraie caractérise les sables lâches et très lâches contractants. C'est un mécanisme similaire à celui observé sous chargement monotone, et se définit par une augmentation progressive de la pression interstitielle au cours des cycles de charge-décharge (tremblement de terre) sans augmentation considérable des déformations. Lorsque la pression interstitielle devient égale à la contrainte moyenne effective initiale, une chute brutale de la résistance au cisaillement se produit accompagnée par un développement rapide de grandes déformations (Bousaïd, 2004).

I.4.3 Cas de rupture de barrage en Algérie

Le barrage de Fergoug est un ouvrage en maçonnerie de hauteur 35. Achevé en 1871 et dimensionné pour une lame déversant de 1,60 m ($500 \text{ m}^3/\text{s}$) (Deroo et Jimenez, 2011).

En Algérie deux ruptures de barrage (Figure I.15 et I.16) sont répertoriées selon les recensements faits par la Commission International des Grands Barrages (CIGB). Il s'agit des deux accidents du barrage de Fergoug à Mascara ayant eu lieu durant la période coloniale en 1881 et en 1927.

Il subit successivement deux crues importantes :

- La première (1872, $700 \text{ m}^3/\text{s}$) avec une lame de 2 m cause de sérieux dégâts et une rupture partielle de l'évacuateur.

- La seconde (1881, 850 m³/s) avec une lame de 2,25 m emporte la rive droite de l'ouvrage. 250 personnes furent noyées, ponts et maisons emportés par les flots déchaînés. La reconstruction du barrage dura deux années, de 1883 à 1885 (Bouhali, 2006).

Le barrage est reconstruit avec un profil type pratiquement identique. Il subit une crue en 1900 avec un niveau d'eau supérieur (par obstruction du déversoir), mais ne provoquant aucun désordre (Bouhali, 2006).

Une nouvelle crue en 1927 a causé une rupture complète du barrage. Cette rupture s'est également produite en crue, avec cette fois ci réservoir initialement presque vide ; et une lame d'eau maximale de 3,85 m au -dessus du déversoir, niveau maximal jamais atteint au barrage. La brèche s'est amorcée au voisinage de l'évacuateur (rive gauche), dans les maçonneries, puis s'est propagée vers la rive droite.

Trois quarts d'heure après l'annonce de la rupture du barrage, les flots torrentiels déferlaient dans la ville de Mohammedia, emportant sur son passage le pont métallique du chemin de fer, les locomotives et les wagons. Les routes sont coupées, les vergers arrachés, les récoltes anéanties. Une cinquantaine de maisons n'ont pas résisté et se sont effondrées. Dans les rues, la hauteur des eaux boueuses atteint deux mètres. Grâce à l'appel téléphonique de l'ingénieur du barrage, mais aussi du fait que la catastrophe se soit déroulée de jour, il n'y eut pas de victime à Mohammedia. On dénombra cependant quelques noyés dans la plaine (Deroo et Jimenez, 2011).



Figure I.15 Barrage de Fergoug après première rupture en 1881.



Figure I.16 Le barrage de Fergoug après deuxième rupture en 1927

Chapitre II
Le barrage Ain Zada

II.1 Situation du barrage

Le barrage Ain Zada est situé dans la wilaya de Bordj Bou Arreridj à 25 km à l'ouest de Sétif et à 40 km à l'est de Bordj Bou Arreridj. Il est implanté dans la commune Ain Taghrout (Figure II.1) sur l'oued Boussellam (direction sud-nord) au niveau de la jonction avec l'oued Ain Taghrout à l'ouest, l'oued Kharoua au nord-est et l'oued Malah au sud-est (ABH, 2001).

L'étude de faisabilité du barrage Ain Zada a été réalisée par le bureau d'étude Américain Bechtel en 1979, puis il a été réalisé par l'entreprise Hidrotéchnika- Belgrade-Yougoslavie. L'étude d'exécution et l'étude des travaux ont été faites par Atkins-Humphreys et Sir M. Mac Donal Angleterre, sur la période de 1981 jusqu'à 1986 l'année de mise en service.

Le barrage Ain Zada permet actuellement d'emmagasiner un volume d'eau de 121,40 millions de m³ régularisant ainsi un volume de 50 millions m³/an, afin d'assurer les besoins en eau potable et industrielles des populations des villes de Sétif, Bordj Bou Arreridj, El Eulma, ainsi que autres communes.



Figure II.1 Barrage Ain Zada wilaya de Bordj Bou Arreridj, Algérie (Photo Satellitaire 2017)

II.2 Géologie du barrage Ain Zada

Le barrage Ain Zada et la retenue reposent sur des calcaires et des schistes de l'Éocène interstratifiés et formant un pli synclinal de direction Est. Des dépôts du Pliocène mal consolidés recouvrent ces roches ainsi que par endroits des dépôts du quaternaire notamment dans les vallées fluviales (Figure II.2).

II.2.1 Dépôts quaternaires

Ces matériaux de couverture en discordance avec le socle rocheux sous-jacent, se composent d'alluvions récentes, de dépôts de terrasses et de dépôts colluvionnaires (talus, éboulis de pente et glissements de terrain).

II.2.2 Dépôts du Pliocène

Ces dépôts se composent d'argiles sableuses, de sable limoneux et argileux, et de graviers sableux à argileux, bien consolidés à lâches et renfermant des lentilles de conglomérats. Dans la zone l'étude, l'épaisseur de ces sédiments de couleur rouge à beige varie de 0 à 65 m. Ces sédiments se présentent en couches horizontales avec par endroits quelques déformations dans les couches probablement dues à la façon avec laquelle se produit la sédimentation. Le contact avec le socle rocheux est ondulé et altéré et de façon générale contient une zone relativement imperméable de tufs de moins d'un mètre d'épaisseur se composant d'argiles, de limons argileux ou de graviers argileux. Dans certaines parties de la zone de la retenue, on trouve du calcaire lacustre à la base des sédiments du Pliocène.

II.2.3 Dépôts Éocène

Le socle rocheux de l'époque Éocène se compose de calcaires argileux virant du gris au noir et de schistes calcaires noirs interstratifiés en couches allant de minces à épaisses. Les schistes sont fissibles sur les parties altérées proches de la surface mais deviennent de moins en moins fissibles en profondeur. On distingue trois lithologies (Tableau II.1) :

- ✓ Calcaires argileux de couleur grise, modérément durs, dont une partie (environ 25 % de la formation) se compose de fines strates de schistes calcaires noirs fissibles.
- ✓ Schistes calcaires, dont une partie (environ 40 % de la formation) se compose de calcaires argileux gris, modérément durs. Les schistes calcaires sont de couleur noire et entremêlés de couches fines à épaisses fissibles à l'état altéré.
- ✓ Calcaires argileux caillouteux, gris, durs, entremêlés de lentilles et de nodules de silex disposés en couches fines à épaisses.

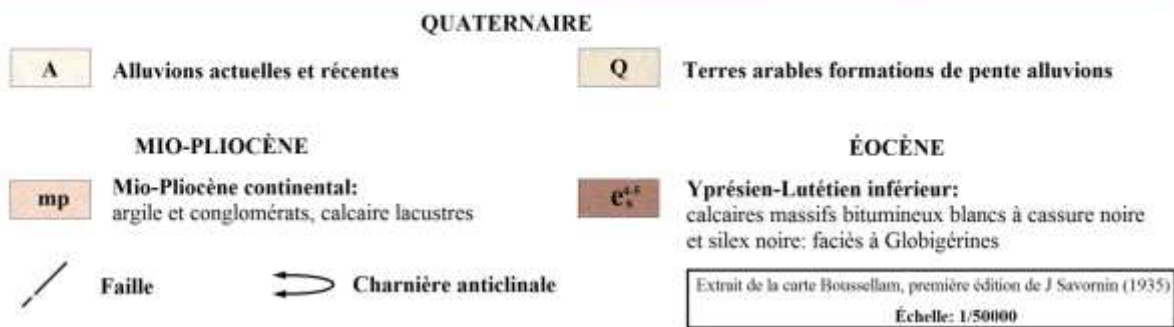
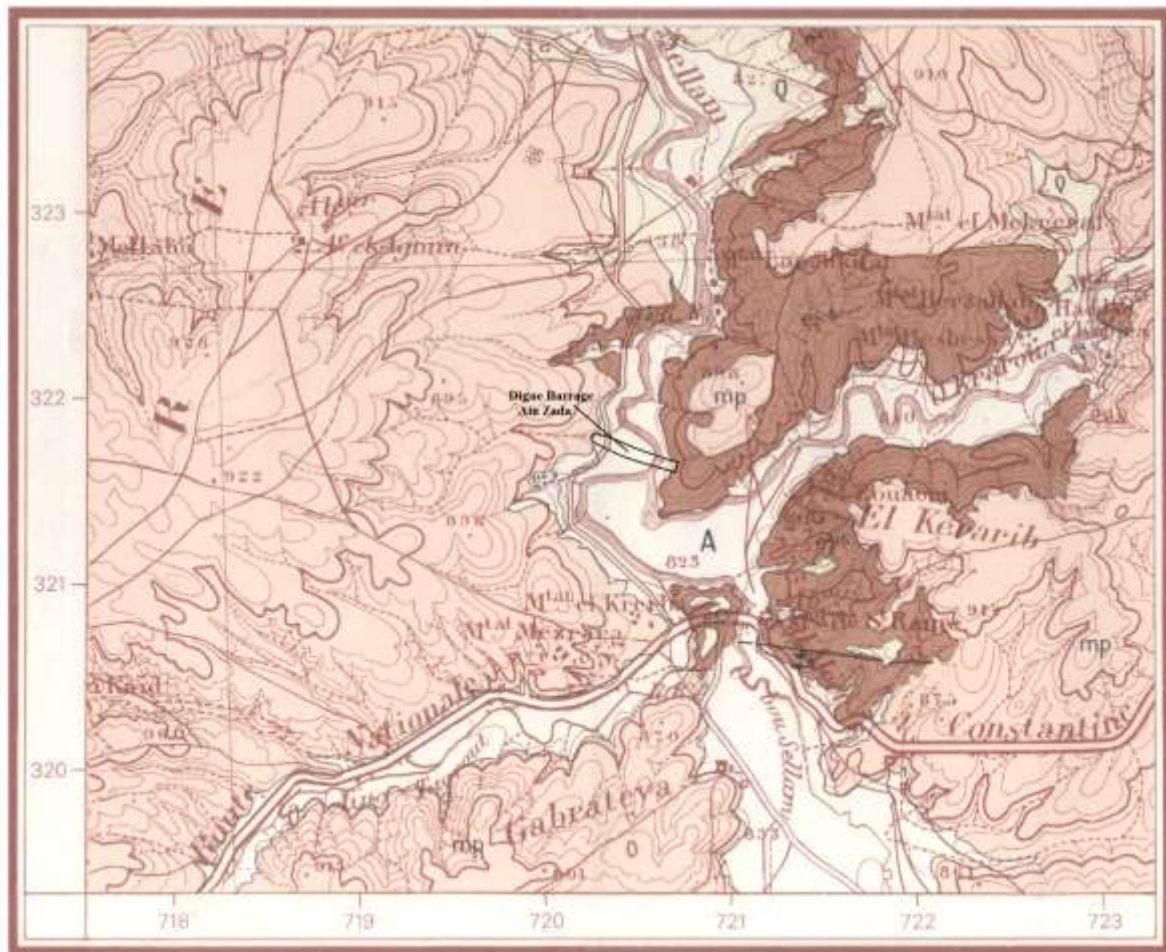


Figure II.2 Carte géologique du barrage Ain Zada (Extraite de la carte géologique Boussellam au 1/50000, J.Savornin, 1935)

Tableau II.1 Description de la géologie du site du barrage Ain zada (Humphreys, 1983)

Age	Description	Emplacement
Quaternaire	Dépôts meubles (sables, graviers, argiles et limons)	L'oued (815-820)
	Dépôts non consolidés, bruns (sables, limons, graviers et argiles)	Près de l'oued en terrasse (810-825)
	Sol, roche très altérée et éboulis sur les pentes des collines meubles à partiellement consolidée	Sur les pentes au-dessus de l'oued
Pliocène	Argiles, sables, limons avec des lentilles de graviers, bruns, argiles et grès normalement en couches horizontales meubles à bien consolidés	Une couverture irrégulière au-dessus des roches pliocènes (normalement au-dessus de l'élévation (825 m))
Éocène	Schistes calcaires, gris foncés en couches minces friables, alternées	Au sud de la carrière d'enrochement Près de la tour de prise l'appui droit
	Calcaires limoneux à silex, gris avec un peu de silex et schistes	La tour de prise Le chenal de dérivation Les appuis du barrage
	Calcaires limoneux à silex gris	La carrière d'enrochement l'évacuateur

II.3 Terrain de fondation

Le terrain de fondation est formé de couches de calcaires durs sur la rive droite d'environ 20° dans une direction ouest sous les schistes noirs peu résistants. La jonction proprement dite montre des failles et un certain nombre de zones cisailées peu résistantes sont présentes dans les roches schisteuse et calcaires. Quelques petites sources se sont développées dans les calcaires à proximité de la faille qui résultent probablement du fait que de l'eau souterraine s'est trouvée emprisonnée par les schistes cisailés relativement imperméables (Humphreys, 1986).

Les fondations de la zone du noyau sur la rive droite dans la roche calcaire argileux ont nécessité un nettoyage à la main et une injection de béton dans les cavités avant la mise en place des matériaux de remblai sur la rive gauche des roches schistesuse calcaires (Humphreys, 1986).

La coupe géologie de terrain de fondation du barrage Ain Zada est présentée en figure II.3.

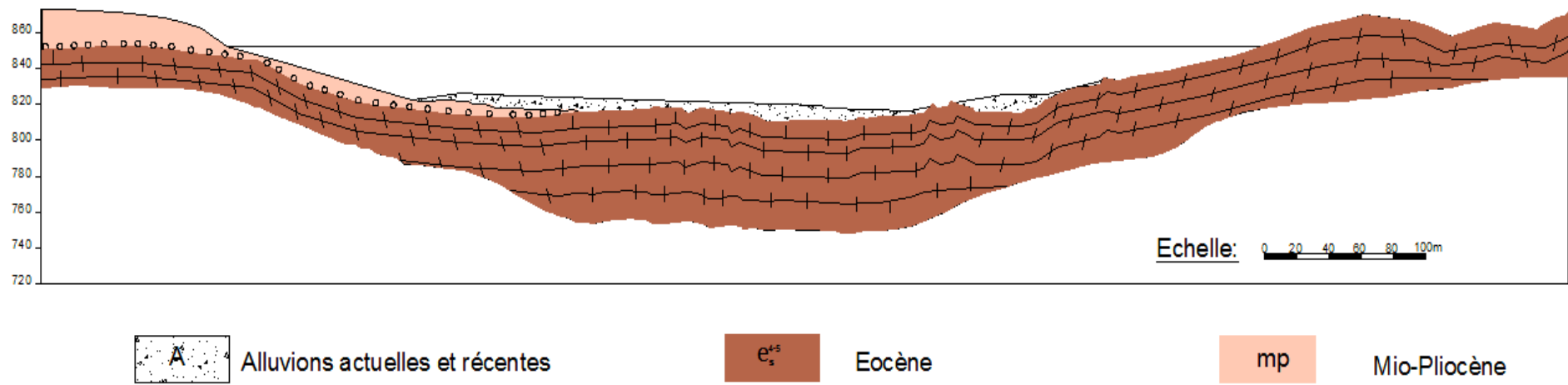


Figure II.3 Coupe géologie de terrain de fondation du barrage Ain Zada

II.4 Description du barrage Ain Zada

Le barrage Ain Zada est un barrage en enrochement avec un noyau central en argiles incliné vers l'amont de hauteur 55 m (Figure II.4). Son bassin versant une superficie de 1785 Km² de la partie amont du bassin versant Boussellam. Les précipitations annuelles de la région varient entre 250 et 600 mm, la température moyenne annuelle au niveau du barrage Ain Zada est de 15,7 °C et l'évaporation moyenne annuelle est de 1814.5 mm correspondant à un volume d'eau évaporé de l'ordre de 10 millions m³ (ANBT, 2013).



Figure II.4 Photo du barrage Ain Zada (Source ANBT)

II.5 La digue

La digue ou le barrage principal est une section souvent relativement épaisse, dont la propre masse suffit à résister à la pression exercée par l'eau et sa forme est dans la plupart des cas simple (triangle rectangle).

Le remblai se compose de recharge en enrochement compacté supportant un noyau en argile incliné, les deux matériaux étant séparés par un filtre à deux zones, le talus amont du remblai est protégé contre le battillage par un rip-rap (Figure II.5 et tableau II.2). Les volumes de remblai correspondant aux différents éléments sont : L'argile, L'enrochement, Filtrant et Rip-rap.

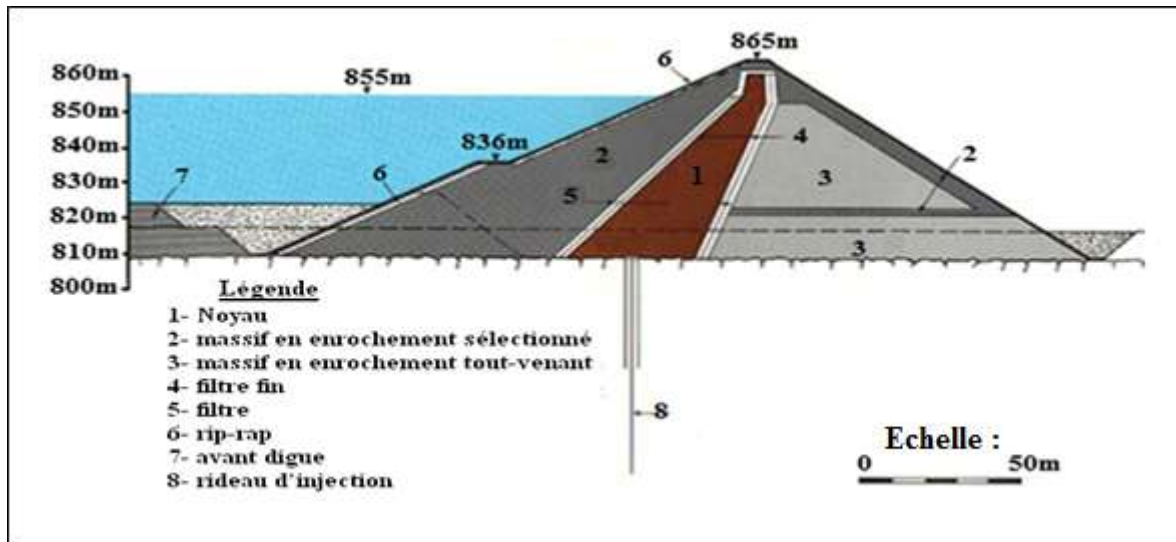


Figure II.5 Coupe longitudinale de la digue du barrage Ain Zada (Source ANBT)

Les caractéristiques de la digue sont données dans le tableau II.2.

Tableau II.2 Les caractéristiques de la digue du barrage Ain Zada

Élévation de la crête	865 m
Hauteur de la crête au-dessus du niveau du lit de l'oued	55 m
Largeur de la crête	7 m
Longueur de la crête	688 m
Pente du talus amont	2,5 / 1
Pente du talus aval	1,75 / 1

II.5.1 Les matériaux utilisés dans la réalisation de la digue

La construction d'un barrage nécessite la mise en place de grandes quantités de matériaux. Les coûts de construction sont fortement influencés par le prélèvement, le transport et la mise en place des matériaux. Les zones d'emprunts devront donc se trouver à proximité immédiate du site et les frais de traitement des matériaux (concassage, lavage, sélection) doivent être optimisés.

Pour un barrage en remblai, les matériaux de construction est un produit naturel dont les propriétés peuvent varier d'un point à l'autre et également selon la saison. Les matériaux devront impérativement satisfaire les conditions suivantes :

- Qualité :
 - Non organiques

- Non altérable
- Extraction, transport et mise en place possible
- Compactage possible
- Résistance au cisaillement et cohésion élevées (pour le noyau)
- Disponibilité en quantité et qualité suffisante à proximité du site. Par exemple, en disposant de matériaux grossiers ou d'enrochement et d'une quantité limitée de matériaux imperméables.
- Économie

II.5.1.1 L'argile

C'est le matériau qui a été utilisé pour le noyau, et qui a été excavé de la zone d'emprunt sur la rive droite à l'oued à 1 Km en aval du barrage. Préalablement à la confection du remblai d'argile, la zone d'emprunt a fait l'objet d'une reconnaissance approfondie et des échantillons ont été analysés par Loach et Brown en 1983 dont le rapport des essais en laboratoire des matériaux de sol pour analyse granulométrique, essais des limites d'Atterberg et essais de compactage de Proctor est présenté dans le tableau II.3.

Le matériau argileux utilisé dans le noyau imperméable est composé d'un pourcentage de fins supérieur ou égal 40%. Les fins sont plastiques avec un indice de plasticité supérieur à 7% également sont maniables. Le compactage a été réalisé avec une teneur en eau comprise entre la teneur en eau optimale $\pm 2,02$ % et au minimum, une densité relative de 98% (essais Proctor normal).

Il est à remarquer que la totalité des échantillons présente une teneur en eau très réduite par rapport à la teneur en eau optimale. Cette situation a conduit, pendant la réalisation des travaux, à la nécessité d'humidification des sols, pour assurer de bonnes conditions de compactage et de mise en place des matériaux.

Les essais réalisés et les caractéristiques granulométriques, pour le matériau du noyau ont permis établir une limite supérieure du coefficient de perméabilité dans la direction verticale de $k_v = 5 \times 10^{-10}$ m/s et dans la direction horizontale de $k_h = 5 \times 10^{-9}$ m/s, pour tenir de compte l'effet du compactage.

Finalement, sur la base les résultats obtenus aux essais de compression triaxiale réalisés et analysés par Loach et Brown, il a été adopté, du point de vu sécurité, les caractéristiques mécaniques suivantes :

- Cohésion en termes de contraintes effectives : $c' = 18 \text{ kN/m}^2$

- Angle de frottement en termes de contraintes effectives : $\Phi' = 26^\circ$
- Module d'Young : $E = 20 \text{ MPa}$
- Coefficient de Poisson : $\nu = 0.25$

Les résultats de ces essais sont résumés au tableau II.3 (Loach et Brown, 1983).

Tableau.II.3 Les résultats des essais sur l'argile	
Essais	Résultats
<u>Essais caractéristiques</u>	
Teneur en eau	17%
Poids spécifique	2.67
Limite de liquidité	48%
Limite de plasticité	20%
<u>Analyse granulométrique</u>	
Fraction d'argile	47%
Fraction de limon	36%
Fraction de sable	13%
Fraction de gravie	4%
<u>Oedométrie</u>	
Indice des vides initial	0,504
Coefficient de compressibilité (Mv)	$7.5 \times 10^{-3} \text{ KN/ m}^2$
Coefficient de consolidation (Cv)	$12 \text{ m}^2/\text{année}$
<u>Essai triaxial</u>	
Coefficient de perméabilité	$5 \times 10^{-10} \text{ m/s}$
Angle de frottement effectif	26°
Cohésion effective	18 KN/m^2

II.5.1.2 L'enrochement

L'enrochement mis en place dans les massifs du barrage provient de la carrière spécifiée à 1 Km à l'est du barrage à proximité de l'entrée de l'évacuateur et provient des fouilles de la rive gauche en aval du barrage exécutées en vue de la construction de la station de traitement ainsi que des fouilles de l'évacuateur.

En outre, l'analyse des roches avait indiqué que c'est du calcaire argileux qui présente une qualité argileuse plus dure et la nature fissurée plus schisteuse, d'une teneur en argile de 15 à 20 % d'où cet enrochement était d'assez bonne qualité pour être incorporé dans le barrage.

L'impact des différences minéralogiques entre les deux matériaux d'enrochement sur leurs caractéristiques physiques a été étudié en procédant à des essais œdométriques et des essais de cisaillement à la boîte sur de gros échantillons d'enrochement compactés. Les principaux objectifs des essais étaient de déterminer l'effet de mouillage de l'enrochement compacté et de comparer la résistance au cisaillement. Les résultats sont récapitulés dans le Tableau II.4.

Tableau.II.4 Les caractéristiques physiques l'enrochement (Loach et Brown, 1983)

Caractéristiques physiques de l'enrochement	Calcaires limoneux	Schistes calcaires
Densité compactée (t/m^3)	1.91	1.73
Porosité (%)	26	30
Déformation lors de l'application d'une contrainte verticale (%)	2	7
Déformation au détrempeage (%)	3	10
Changement de l'épaisseur verticale au cisaillement (mm)	2.7	6
Angle de frottement (°)	39	31

Par suite des effets d'échelle, la valeur absolue des paramètres du matériau soumis aux essais n'est pas représentative du matériau mis en place. Néanmoins après ajustement pour tenir compte des différences initiales de porosité, les résultats peuvent être utilisés pour la comparaison entre les deux types de roches.

II.5.1.3 Filtrant

Le calcaire cristallin provenant de la carrière d'agrégats à 10 km au nord du site a été utilisé pour les matériaux filtrants. La granulométrie du matériau filtrant fin a été contrôlée au cours de la période de construction à l'aide d'essais de criblage, au taux moyen de 1 essai pour 500 m^3 de matériau filtrant fin mis en place. Il s'est révélé difficile d'obtenir une granulométrie suffisamment fine par simple concassage et il a donc été souvent nécessaire de mélanger le sable concassé avec de petites quantités de sable naturel importé (Humphreys, 1986).

II.5.1.4 Rip-rap

La protection de rip-rap du talus amont a été étudiée pour protéger la digue et l'enrochement du prisme adopté à l'aval pourront être obtenu à partir des meilleurs matériaux provenant de la carrière potentielle choisie.

Dans la protection du talus amont (rip-rap), il a été utilisé l'enrochement déversé avec un diamètre moyen de $D_{50} = 0.50$ m.

Étant donné de l'expérience obtenue avec ce type de matériau, les caractéristiques mécaniques et hydrauliques adoptés du point de vu sécurité, sont les suivantes:

$$c' = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$\Phi' = 40^\circ$$

$$E = 50 \text{ MPa}$$

$$\nu = 0.20$$

Quant aux caractéristiques granulométriques des matériaux, on a adopté dans l'analyse de la filtration (côté sécurité et validité de la loi de Darcy) un coefficient de perméabilité de $k_v = k_h = 10^{-1}$ m/s.

II.6 Les ouvrages annexes

II.6.1 Évacuateur de crue

L'évacuateur de crues est situé à environ 470 m au nord-est de l'appui droit du barrage (Figure II.6). Il est suffisamment éloigné du barrage pour que le déversement des eaux ne pose pas de risque



Figure II.6 Photos de l'évacuateur de crue (Source ANBT)

Le matériau provenant de cette érosion se déposera dans le lit de la rivière en formant des obstacles qui élèveront les niveaux en aval de l'ouvrage de sortie dont le plancher supérieur se trouve à la cote 819,6 m et en aval de la station de traitement dont la cour se trouve à la cote 821,5 m (Figure I.7). Ces ouvrages devaient être à l'abri mêmes à une crue ayant une période de récurrence de 1000 ans de l'ordre de $600 \text{ m}^3/\text{s}$.

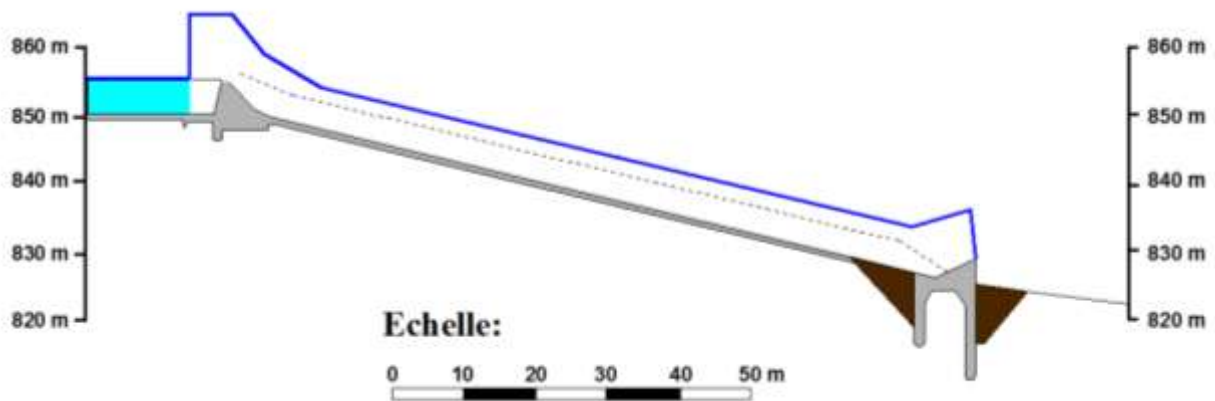


Figure II.7 Coupe longitudinale de l'évacuateur de crue (Source ANBT)

Tableau II.5 Les caractéristiques de l'évacuateur de crue du barrage Ain Zada

Élévation du seuil du déversoir	855m
Largeur du déversoir en amont (douceine)	75m
Largeur du déversoir en aval (saut de ski)	45m
Longueur du coursier	180m
Pente du coursier	8,4%

L'évacuateur de crues est situé à distance du barrage dans un ravin naturel qui a été élargi en procédant à des excavations. L'évacuateur comprend un déversoir de surface en douceine de 75 m de large au niveau de la crête se déversant dans un coursier rectangulaire de gradient constant de 8,4% dont la largeur passe de 75 m en amont à 40 m en aval. Le coursier fait 180 m de long et se termine par un saut de ski qui est étudié pour projeter le jet à grande vitesse loin de l'ouvrage.

Un mur parafouille au pied du dissipateur d'énergie s'étend jusqu'au niveau 812 m en aval de l'auge de défection permet de résister aux débits supérieurs à celui de décollement qui est de $350 \text{ m}^3/\text{s}$ tout en assurant une érosion minimale de la roche en aval.

II.6.2 Ouvrages de prise

Les prises d'eau pour l'alimentation, au nombre de deux sont situées dans une tour proche du pied amont de la digue. L'eau d'alimentation est ensuite transférée par une conduite de grand diamètre passant dans une galerie de fond.

Les eaux peuvent également a été déversés en aval dans l'oued Bousellem, par la vidange de fond comme montre la figure (Figure II.8).

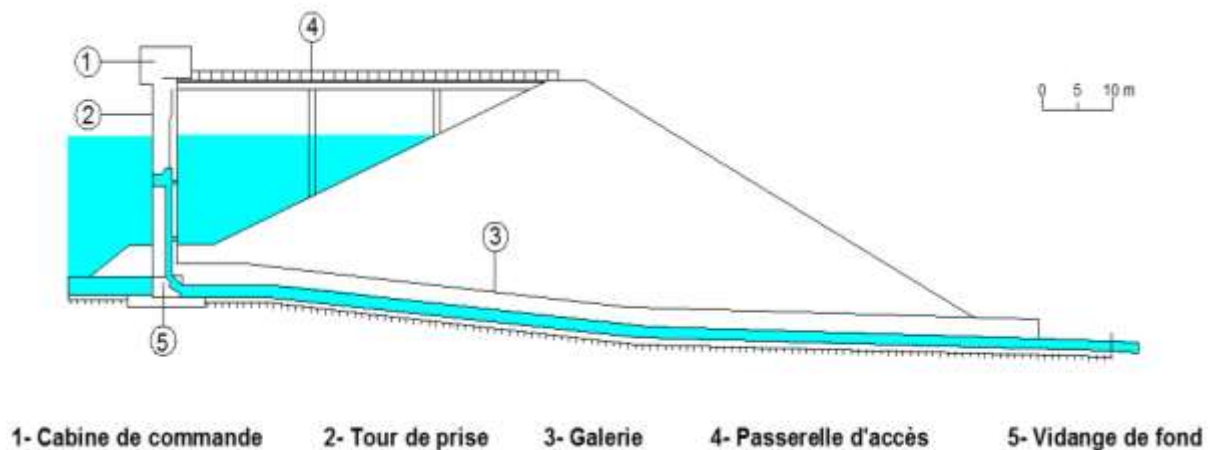


Figure II.8 Les ouvrages de prise (Source ANBT)

Tableau II.6 Les caractéristiques de prise du barrage Ain Zada

Cote vidange de fond	827 m
Diamètre de la conduite de prise	1200 mm
Débit maximal de prise	12 m ³ /s
Diamètre de la conduite de vidange de fond	1600 mm
Débit de la vidange de fond	25 m ³ /s

II.6.2.1 Tour de prise

La tour de prise est un ouvrage circulaire en béton armé de 5 m de diamètre intérieur surmontée par une cabine de commande. Sa hauteur de la dalle de base au plancher de la cabine est de 37.5 m (Figure II.9).



Figure II.9 Photo de la tour de prise du barrage Ain Zada (Source ANBT)

Les ouvertures d'arrivée sont utilisées aux cotes (des axes) 827 m et 848 m et sont munies:

- De grilles de protection contre les débris
- D'une vanne papillon de 1 m de diamètre, commandée manuellement pour chacune des deux prises 838 m et 848 m qui conduisent à la conduite d'alimentation
- Et d'une vanne de garde ou (vanne-wagon fixe) de diamètre 1600 mm de cote à manœuvre hydraulique montée à environ 50 m à l'extrémité amont de la vanne secteur ou (vanne-segment) située dans l'ouvrage de sortie et utilisée par de fond. Elle permet d'assurer l'entretien de cette dernière. Un dispositif de by-passe a été prévu pour équilibrer les pressions et d'autre de la vanne de garde. Chacune de ces trois vannes de contrôle des entrées est protégée par une vanne batardeau.

Les commandes d'ouverture et de fermeture de toutes les vannes sont exécutées sur place et à diamètre 1200 mm par des équipements de commande installés dans la cabine de la tour. Cette dernière est équipée aussi d'un portique de manœuvre de manutention ou d'installation du matériel mécanique constitué d'un plan monorail d'un treuil à câble et d'une grue à potence.

II.6.2.2 Les prises d'eau

Les prises d'eau pour l'alimentation (d'exploitation) sont au nombre de deux et sont situées dans une tour proche du pied amont de la digue. La cote de la première prise est 848m et la deuxième prise est à 838m. Cette dernière en a été utilisée uniquement une seul fois

pendant l'année 2002, la plus sèche depuis la mise en service 1985 jusqu'à nos jours 2017. L'eau d'alimentation est ensuite transférée par une conduite de grand diamètre 1.2m à la station de pompage.

II.6.2.3 Galerie

La galerie est un ouvrage en béton armé conçue pour passer sous le barrage d'un diamètre intérieur de 4,6 m et de section en forme de fer à cheval qui contient des conduites en acier d'alimentation et de vidange encastrées dans le béton. Cette galerie sert généralement pour la dérivation de l'oued lors de la construction de la digue. Elle se termine à son extrémité aval par une chambre d'interconnexion

II.6.2.4 Chambre d'interconnexion

Une interconnexion a été prévue entre la conduite d'alimentation et la conduite de vidange représentée par une vanne papillon actionnée à la main servant à une dérivation d'arrivée afin de faciliter le remplissage de la conduite de vidange après chaque opération de lâchers dans l'oued assurant ainsi une plus grande souplesse d'exploitation.

II.6.2.5 Ouvrage de sortie

L'ouvrage de sortie situé au pied du barrage à 50 m en aval de la chambre d'interconnexion, est doté d'une vanne-secteur (ou vanne-segment) pour effectuer des lâchers en aval soit pour le contrôle des déversements de l'évacuateur de crue, soit pour le maintien du volume d'écoulement de l'oued, soit pour évacuer l'eau de forte teneur en sédiments ou en sel et soit pour un abaissement d'urgence du niveau de la retenue. Pour ce dernier cas, il est recommandé de limiter le débit de telles décharges à $12 \text{ m}^3/\text{s}$ afin d'éviter les vibrations dans la vanne de garde (phénomène de coup de bélier).

Cette vanne de 4 m de rayon et obstruant une ouverture de 4 sur 4 m est manœuvrée hydrauliquement à partir d'une cabine de commande située sur l'ouvrage de sortie.

Un canal à la sortie de la vanne dont le radier de 10 m de largeur situé à la cote 815m au moins, à l'aval de l'ouvrage de sortie fut construit sur une longueur de 20 m étant constitué de pierres de protection d'une dimension moyenne de 230 mm compatibles de dissiper l'énergie d'un débit maximum de $25 \text{ m}^3/\text{s}$ et d'assurer que la vanne secteur ne soit pas submergée par les eaux.

II.6.2.6 Équipement hydromécanique

Les équipements hydromécaniques sont représentés par les différentes vannes des ouvrages de prise dont l'usage a été expliqué plus haut.

- **Accès**

L'accès aux vannes et à la galerie s'effectue depuis la tour de prise en amont ou depuis la chambre d'interconnexion en aval.

On accède à la tour par une passerelle depuis la crête de la digue. La passerelle comporte trois traversées de 26 m. Elle est supportée par la tour et la digue et par deux piles. L'accès aux différents ouvrages est représenté par des routes de service.

- **Système de drainage**

Des couches de drainage constituées de matériaux rocheux propres à drainage libre furent incorporées dans la recharge en enrochement des talus au niveau 835 m et 845 m.

D'une manière générale, les recharges en enrochement ont été fondées sur le socle rocheux sauf sur les appuis au-dessus du niveau 855 m où l'enrochement repose sur les dépôts datant du Pliocène qui contient une certaine proportion de graviers et dont la base affleure l'éocène au-dessus du niveau normal de la retenue et une partie de l'affleurement (pliocène–éocène) plonge au-dessus de ce niveau. Une couche de drainage a été incorporée entre le pliocène et l'enrochement.

En plus du drainage naturel de l'évacuateur de crue des drains longitudinaux et transversaux étaient prévus sous le coursier et la dalle de transition de manière à réduire au minimum les pressions de soulèvement auxquelles la dalle sera soumise.

Les drains transversaux se déversent dans le coursier au pied des parois verticales et les drains longitudinaux se déversent au pied du dissipateur à auge de défection.

II.7 La retenue

La superficie initiale au niveau maximale normale de stockage était de 1300 Ha correspondant à une capacité de 125 Mm³. Elle a subi une diminution au cours des dernières années d'exploitation, due essentiellement au phénomène d'envasement sachant que le levé bathymétrique effectué en septembre 2004, avait engendré une diminution de la capacité de stockage, soit 121.4 Mm³ correspondant à une superficie de 1100 ha au niveau normale de stockage 855m (ANBT, 2013).

Depuis la mise en eau décembre 1985, la retenue à connu 6 déversements, en mars 1993, mai 2003, janvier des années 2004, 2005, 2006 et avril 2008. Elle a connu un niveau critique au mois d'octobre 2002 où le volume correspondant à son plus bas niveau atteint a été de $19,7\text{Mm}^3$ (ANBT, 2013).

II.7.1 Les caractéristiques de la retenue

Tableau II.7 Les caractéristiques de la retenue du barrage Ain Zada (ANBT, 2013)

Bassin versant	2080 Km
Niveau maximum normal	855 m
Superficie au niveau maximum normal	1300 ha
Capacité au niveau maximum normal	125 Mm^3
Capacité derniers levé bathymétrique septembre 2004	$121,40 \text{ Mm}^3$
Niveau de la tranche morte	838 m
Capacité de la tranche morte	5 Mm^3
Capacité utile	110 Mm^3
Débit entrant moyenne	$93 \text{ Mm}^3/\text{an}$
Pertes	$43 \text{ Mm}^3/\text{an}$
Volume régularisé	$50 \text{ Mm}^3/\text{an}$
Niveau maximum de la crue de sûreté	864.2 m
Capacité du stockage au niveau maximum de la crue de sûreté	40 Mm^3
Déversement moyen annuel	27 Mm^3
Évaporation moyenne annuelle	10 Mm^3

II.7.2 Rendement de la retenue

Le rendement de la retenue correspond au débit entrant annuel moyen moins les pertes totales annuelles.

- Débit moyen annuel provenant du bassin versant de l'Oued Bousellam : $Q_1 = 79 \text{ Mm}^3/\text{an}$
- Débit moyen annuel provenant de la station d'épuration de Sétif : $Q_2 = 14 \text{ Mm}^3/\text{an}$
- Débit moyen annuel entrant dans le barrage est : $Q_e = 93 \text{ Mm}^3/\text{an}$
- L'évaporation annuelle est : $E = 10 \text{ Mm}^3/\text{an}$
- La percolation annuelle est : $I = 6 \text{ Mm}^3/\text{an}$
- Le déversement annuel est : $D = 27 \text{ Mm}^3/\text{an}$
- Les pertes totales annuelles sont : $L = E + I + D = 43 \text{ Mm}^3/\text{an}$
- Le rendement $R = Q_e - L = 50 \text{ Mm}^3/\text{an}$

Chapitre III
Le dispositif d'auscultation
du barrage Ain Zada

III.1 Introduction

Le suivi régulier de la structure de l'ouvrage avec des moyens appropriés est donc primordial. La surveillance des barrages est basée sur l'inspection visuelle et l'auscultation. Ces deux méthodes sont complémentaires : l'on puisse suivre l'évolution de son comportement dans le temps, déduction faite des variations dues aux autres causes. L'inspection visuelle est une méthode qualitative qui est fondamentale car elle intègre la complexité du comportement de l'ouvrage (Vidal, 2010).

La surveillance des barrages est une activité essentielle qui doit être prise en compte dès la conception du projet et faire ensuite l'objet d'une attention et d'une rigueur exemplaires. Cette surveillance fait partie intégrante de l'exploitation quotidienne des installations, et repose en conséquence sur des acteurs proches du terrain pour les inspections visuelles et la collecte des mesures. Elle fait également appel à des compétences spécialisées, dans des domaines variés : Métrologie, topographie, télématique, géotechnique, analyse statistique et gestion de bases de données (Poupart et Royet, 2001).

L'auscultation d'un barrage dépend de nombreux paramètres tels que le type d'ouvrage, son âge, ses moyens de réalisation et son environnement. Chaque barrage est unique dans son comportement, il est donc nécessaire d'adapter les moyens d'auscultation à ce dernier en fonction de sa configuration et de ses pathologies. Si chaque ouvrage à un système d'auscultation qui lui est propre, pour chaque type d'ouvrage, on distingue un matériel d'auscultation qu'il est préférable d'utiliser (Vidal, 2010).

Le dispositif d'auscultation est spécifique à chaque barrage et dépend de son type, de ses dimensions et des points particuliers à surveiller. Il a la vocation à évoluer pendant la vie de l'ouvrage, certains appareils pouvant être délibérément abandonnés après la première mise en eau ou après plusieurs années d'exploitation, d'autres appareils pouvant être rajoutés en cas d'anomalie décelée par l'observation visuelle ou l'auscultation (Royet, 2006).

III.2 Type d'auscultation d'un barrage

On distingue deux types d'auscultation qui comportent des moyens, des méthodes et sont réalisés parfois par des intervenants différents :

III.2.1 L'auscultation générale

L'auscultation générale est une auscultation de type géotechnique et structurale au moyen d'équipements fixes installés dans le barrage et des appareils de mesure mobiles. Il importe que l'opérateur qui effectue les mesures puisse valider lui-même les résultats obtenus, en disposant au préalable de valeurs de référence attendues.

III.2.2 L'auscultation topographique

L'auscultation topographique est utilisée avec topométrie, nivellements de précision...etc. Les modalités et fréquences à suivre pour les auscultations sont spécifiées habituellement dans les règles, règlements et directives.

III.3 Intérêt de l'auscultation d'un barrage

Dans le but de suivre et contrôler le comportement des barrages, on en réalise l'auscultation. Ceci consiste à mesurer certains paramètres physiques, afin d'en suivre l'évolution. Tout comme l'inspection, l'auscultation fournit des données pour étudier le comportement d'un barrage et évaluer sa sécurité. L'auscultation est une action de contrôle basée sur des mesures physiques sur un barrage ou sur des éléments d'un barrage ou une zone de terrain.

III.4 Les instruments d'auscultation d'un barrage

Les principaux dispositifs d'auscultation utilisés peuvent être classés en quatre grandes catégories :

- Mesures de déplacements superficiels par des procédés topographiques.
- Mesures de déplacements internes par tassomètres et clinomètres pour les barrages en matériaux meubles par pendules pour les barrages en béton.
- Mesures de déformations locales par extensomètres pour les fondations rocheuses et les ouvrages massifs en béton.
- Mesures de phénomènes hydrauliques (mesure des débits de fuite, piézomètres pour la mesure des pressions interstitielles, mesures de contraintes et de température).

Les instruments d'auscultation d'un barrage est composé des instruments suivants :

III.4.1 Les piézomètres à tube ouvert

Les piézomètres sont bien adaptés à la mesure du niveau piézométrique dans les fondations. Il s'agit de forages de faible diamètre, équipés de crépines dans les sols meubles, à l'intérieur desquels s'établit un niveau d'eau en équilibre avec le niveau de la nappe phréatique environnante. La chambre de mesure est, le plus souvent, limitée à une courte partie du forage, la longueur restante étant isolée par un tubage et un coulis étanche. La mesure est basée sur une lecture directe au moyen d'une sonde électrique, au manomètre (si le forage est artésien) ou par une cellule placée dans la chambre de mesure. L'importance du volume de cette chambre de mesure et de sa perméabilité est primordiale. On utilise parfois des

piézomètres à chambre de mesure longue, en vue de détecter des zones de venues d'eau (par exemple en aval du système de drainage d'un remblai) (Poupart et Royet, 2001).

III.4.2 Les cellules

La mesure des pressions dans les remblais est réalisée par des cellules à contre-pression ou à corde vibrante. La pression régnant localement dans le remblai est transmise par une pierre poreuse au dispositif de mesure. Les cellules sont posées pendant la construction du remblai et, selon le type, un câble ou des tubulures transmettent l'information au poste de mesure situé dans un local. Le soin apporté à la pose de ces cellules est primordial pour la qualité des mesures ultérieures, d'autant que ces appareils ne sont ni réparables ni remplaçables (sauf installation dans un nouveau forage). Les cellules à corde vibrante sont recommandées pour leur longévité (mis à part les problèmes de fluage dans le temps). Leur précision est de l'ordre du demi pour cent (soit 5 cm de colonne d'eau pour une cellule 0-1 bar) (Poupart et Royet, 2001).

Il existe deux cellules : hydrauliques/pneumatiques et électriques.

- ✓ Pour les cellules hydrauliques dits Glözl, cette membrane va venir obstruer un tuyau d'arrivée d'eau, en injectant de l'eau sous pression dans ce dernier on peut créer le soulèvement de la membrane lors de ce soulèvement un débit d'eau se crée et l'espace derrière la membrane sera à la même pression que l'eau du milieu mesuré, on peut donc déduire la pression interstitielle en mesurant la pression entrante et la pression sortante.
- ✓ Pour les cellules électriques, la pression exercée par la membrane est directement mesurée par un capteur piézoélectrique. Ce type de capteur impose certaines dispositions de la mise en place : le filtre doit être humidifié avant mise en place à l'aide d'une eau à basse tension superficielle. Le compartiment filtrant doit aussi être rempli de la même eau. D'autres cellules électriques sont dites « à corde vibrante » : un diaphragme déformable est soumis à la pression à mesurer une corde en acier tendue est reliée à ce dernier. Lorsque le diaphragme se déforme la tension de la corde varie sa fréquence de vibration aussi, en la mettant en vibration à l'aide d'un électro aimant, il est possible de mesurer sa fréquence ce type de capteur est très fiable dans le temps grâce à une construction sous vide.

III.4.3 Les drains

À l'origine, les drains sont mis en place pour faire baisser les pressions interstitielles derrière la paroi étanche de l'ouvrage. Ce sont des tubes crépinés et équipés de filtres qui

évacuent l'eau contenue dans le corps de l'ouvrage. Grâce au débit de ces derniers, il est possible d'avoir une idée de l'efficacité de la paroi étanche du barrage. Il existe deux moyens de les mesurer selon leurs débits : Par capacité, en mesurant le temps mis pour remplir un volume jaugé ou par mesure de la lame déversant en amont d'un seuil calibré.

Il existe d'autres dispositifs d'appareils pour auscultation qui diffèrent selon le type de barrage (poids, en terre ... etc.) tels que les tassomètres et les sismographes (Vidal, 2010).

III.5 Dispositif des instruments d'auscultation du barrage Ain Zada

Le dispositif d'auscultation est spécifique à chaque barrage et dépend de son type, de ses dimensions et des points particuliers à surveiller. Il a la vocation à évoluer pendant la vie de l'ouvrage. Le plan d'instrumentation permet une localisation en temps réel des différents instruments de mesure permettant une surveillance ponctuelle du barrage Ain Zada. L'implantation des différents instruments de surveillance est donnée sur la figure III.1

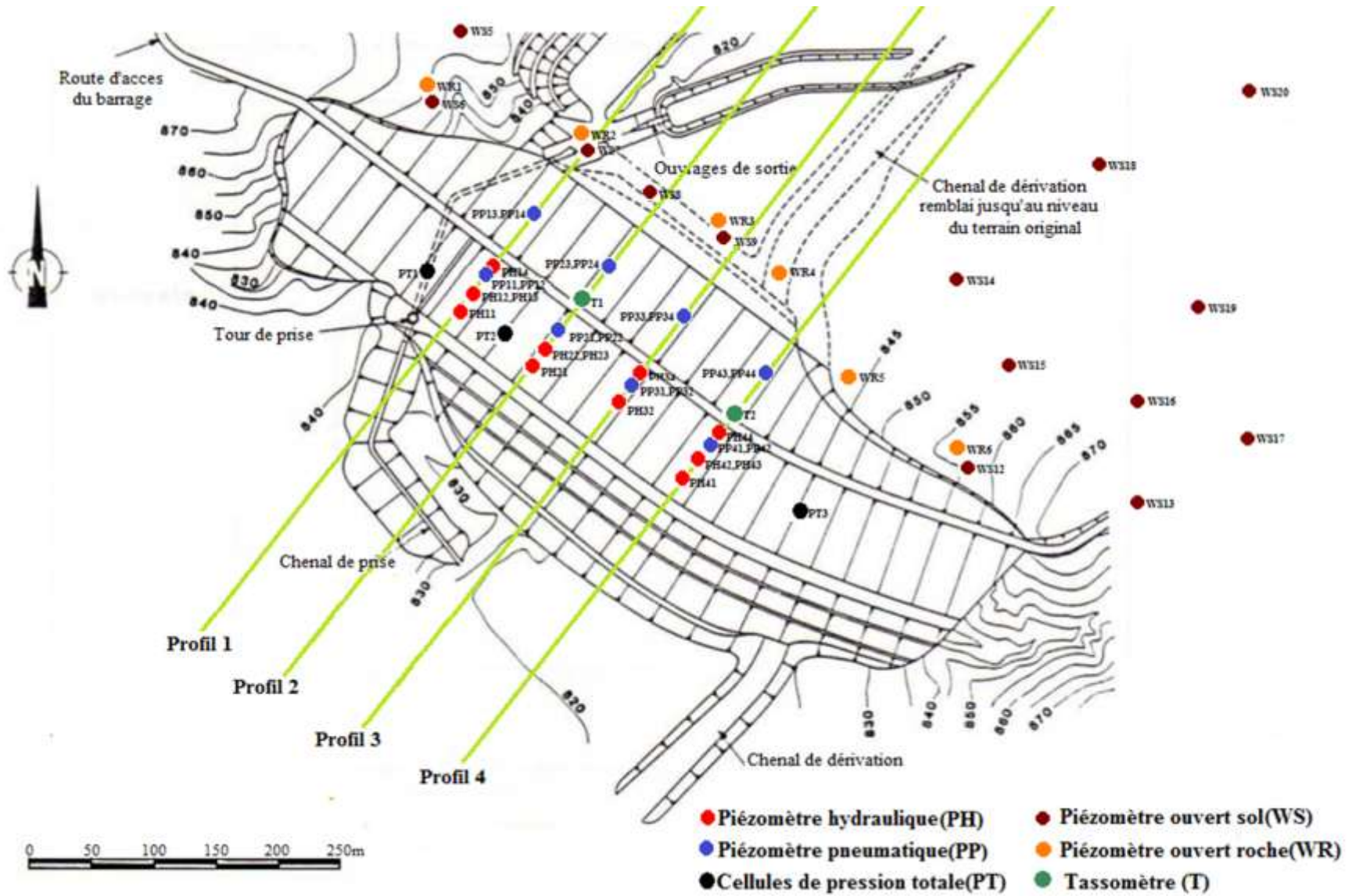


Figure III.1 Les instruments d'auscultation du barrage Ain Zada (Source ANBT)

III.6 Auscultation du barrage Ain Zada

Le barrage Ain Zada possède un dispositif d'auscultation complète, bien suivi et assuré par des piézomètres, des cellules de pressions interstitielles, des cellules de pressions pneumatiques, des cellules des pressions totales, des bornes repères, des Tassomètres et des séismographes. Tous ces instruments sont coordonnés depuis une cabine d'auscultation située au pied aval du barrage.

III.6.1 Piézométrie

Des piézomètres ouverts dans le sol (WS) et dans la roche (WR) sont disposés à l'aval du barrage et des appuis (figure III.1). Leurs lectures se font par des sondes à interface dans les forages crépinés (Figure III.2) qui permettent de relever la hauteur d'eau au sein de piézomètre ouvert. Les caractéristiques sont données respectivement dans le tableau III.1.

Tableau III.1 L'implantation des piézomètres ouverts (Humphreys, 1986)

Nom du Piézomètre	Cote de la tête en m (NGA)	Localisation
WS01	841,65	RG aval barrage
WS02	845,88	RG aval barrage
WS03	852,01	RG aval barrage
WS04	836,79	RG aval barrage
WS05	857,44	RG aval barrage
WS08	821,58	RG aval barrage
WS09	821,87	RG aval barrage
WS12	857,20	RD aval barrage
WS13	872,87	Aval appui RD
WS14	835,89	RD aval barrage
WS15	849,09	RD aval barrage
WS16	878,34	Aval appui RD
WS17	881,67	Aval appui RD
WS18	845,41	Aval appui RD
WS19	869,92	Aval appui RD
WS20	860,94	Aval appui RD
WR01	855,15	RG aval barrage
WR02	822,18	RG aval barrage
WR03	821,51	RG aval barrage
WR04	821,81	RG aval barrage
WR06	841,74	RG aval barrage



Figure III.2 Piézomètre ouvert et sonde à interface (Source ANBT)

III.6.2 Les cellules des pressions hydrauliques

Des cellules hydrauliques mesurant les pressions interstitielles dans le noyau ont été installés ces profils sont numérotés de 1 à 4 de la rive gauche (RG) vers la rive droite (RD) (figure III.1), Chaque profil comprend quatre cellules des pressions interstitielles dans le noyau et leurs caractéristiques sont données respectivement dans le tableau III.2.

Tableau III.2 L'implantation des cellules des pressions interstitielles (Humphreys, 1986)

	Série	Profil	N° de la cellule	Cote de pose (NGA)
Les cellules des pressions hydrauliques	1	0+506,30	PH 1-1	824,840
			PH 1-2	831,807
			PH 1-3	825,110
			PH 1-4	840,205
	2	0+581,10	PH 2-1	820, 980
			PH 2-2	831,589
			PH 2-3	820,490
			PH 2-4	-
	3	0+656,50	PH 3-1	-
			PH 3-2	831,725
			PH 3-3	820,430
			PH 3-4	840,094
	4	0+731,80	PH 4-4	820,070
			PH 4-2	832,415
			PH 4-3	819,950
			PH 4-4	840,194

Le piézomètre hydraulique comporte une pointe poreuse reliée au point de lecture par une double tubulure convenant à la mesure de la pression interstitielle dans un sol saturé et partiellement saturé d'eau entre -5 m et +75 m avec une précision de 0,5 m.

Les pointes du piézomètre sont en céramique à faible perméabilité à l'air. Elles doivent convenir à l'utilisation tant dans les forages que dans remblais. Des piézomètres hydrauliques pour mesurer les pressions interstitielles dans le noyau en argile et des manomètres fournissent les lectures qui permettent de déterminer le niveau piézométrique pour chaque piézomètre.

Les lectures des cellules des pressions interstitielles sont enregistrées à distance dans une cabine d'auscultation située au pied aval de la digue (Figure III. 3). Elles ont été installées dans le noyau en argile et sont reliées aux instruments de cette cabine par des tubes piézométriques.



Figure III.3 Les instruments de mesure de la pression interstitielle (Source ANBT)

III.6.3 Les cellules des pressions pneumatiques

Des cellules pneumatiques sont installées en fondation à l'aval du voile d'étanchéité. Ces profils sont numérotés de 1 à 4 de la rive gauche (RG) vers la rive droite (RD) (figure III.1). Chaque profil comprend quatre cellules des pressions pneumatiques en fondation et leurs implantations sont données respectivement dans le tableau III.3.

Tableau III.3 L'implantation des cellules pneumatiques (Humphreys, 1986)

Série	Profil	N° de la cellule	Cote de pose (NGA)
1	0+506,30	PP 1-1	807,84
		PP 1-2	792,18
		PP 1-3	807,77
		PP 1-4	792,10
2	0+581,10	PP 1-1	802,98
		PP 2-2	786,34
		PP 2-3	804,50
		PP 2-4	787,26
3	0+656,50	PP 3-1	801,97
		PP 3-2	787,05
		PP 3-3	799,92
		PP 3-4	785,63
4	0+731,80	PP 4-4	802,61
		PP 4-2	786,20
		PP 4-3	805,93
		PP 4-4	786,15

Les cellules des pressions pneumatiques

Les lectures des cellules des pressions pneumatiques sont enregistrées à distance dans une cabine d'auscultation située au pied aval de la digue (Figure III.4). Elles ont été installées dans la fondation et sont reliées aux instruments de cette cabine par des tubes piézométriques.

**Figure III.4** Les instruments de mesure de la pression pneumatique (Source ANBT)

III.6.4 Les cellules des pressions totales

Quinze cellules des pressions totales sont installées avec une répartition en trois séries, sur chaque série une cellule est placée dans une orientation suivante (figure III.1) :

- Verticalement et perpendiculairement à l'axe du barrage (A)
- À 45 ° dans le sens amont/aval (B)
- Horizontalement (C).
- À 45° dans le sens aval/amont (D)
- Verticalement et parallèlement à l'axe du barrage (E)

Les caractéristiques des cellules des pressions totales sont données respectivement dans le tableau III.4.

Tableau III.4. L'implantation cellules des pressions totales (Humphreys, 1986)

Série	Profil	Localisation de la	Cote de pose
		cellule	(NGA)
1	456,30 Au contact Noyau / Galerie	PT A-1	831,00
		PT B-1	831,00
		PT C-1	831,00
		PT D-1	831,00
		PT E-1	831,00
2	618,00 Au contact Noyau - Fondation	PT A-2	820,00
		PT B-2	820,00
		PT C-2	820,00
		PT D-2	820,00
		PT E-2	820,00
3	772,00 Chenal de dérivation	PT A-3	825,00
		PT B-3	825,00
		PT C-3	825,00
		PT D-3	825,00
		PT E-3	825,00

Les lectures des cellules de pression totale sont enregistrées à distance dans une cabine d'auscultation située au pied aval de la digue (Figure III.5). Elles ont été installées dans le noyau en argile et sont reliés aux instruments de cette cabine par des tubes piézométriques.



Figure III.5 Les instruments de mesure de la pression totale (Source ANBT)

III.6.5 Tassomètres

Ils permettent d'évaluer les déplacements axiaux d'une série de points scellés dans le terrain le long d'un forage. Ce système est adapté pour l'évaluation des tassements, des déformations et des gonflements des sols.

Le dispositif d'auscultations comporte deux tassomètres (figure III.1) dans le barrage Ain Zada :

- T1 sur le profil 2 : le sommet du tube à la cote 866,47 NGA et la base à la cote 814,88 NGA.
- T2 sur le profil 4 : le sommet du tube à la cote 866,45 NGA et la base à la cote 818,17 NGA.

Les tassomètres sont mesurés à l'aide d'une sonde tassométrique (Figure III.6)



Figure III.6 La sonde tassométrique (Source ANBT)

III.6.6 Sismographes

Deux sismographes ont été installés, l'un sur la crête et l'autre sur l'appui gauche. Dans le cas de la surveillance d'un séisme, les deux enregistrements fourniraient alors des données très précieuses sur la réponse du barrage au séisme que l'on pourrait alors comparer à la réponse prise comme une hypothèse dans l'étude.

III.6.7 La cote niveau de la retenue

La mesure de la cote du plan d'eau est un complément indispensable pour d'une part la gestion de la retenue et d'autre part l'interprétation des mesures précédentes. Elle se fait manuellement par une échelle limnimétrique scellée sur une partie fixe en béton du tour de prise en amont du barrage

III.6.8 Station climatique au barrage Ain Zada

Au barrage Ain Zada, il existe une station climatique complète avec différents instruments de mesure de la pluie, d'évaporation et température (Figure III.7).

- La mesure de la pluviométrie journalière est également une donnée précieuse pour l'interprétation des mesures hydrauliques, elle est mesurée à l'aide pluviographe.
- La température minimale varie jusqu'à -07°c et maximale varie jusqu'à 40°c , elle est mesurée à l'aide thermomètre.
- L'évaporation moyenne annuelle est d'environ 10 Mm^3 , elle est mesurée par le bassin d'évaporation.



Figure III.7 Station climatique au barrage Ain Zada (Source ANBT)

III.7 Les données d'auscultation du barrage Ain Zada

C'est l'ensemble des mesures traduisant le comportement global de l'ouvrage, pendant toutes les étapes de sa vie. Elles sont recueillies par les différents instruments.

Toutes les mesures des données d'auscultation sont disponibles sous format « papier ». Elles sont réalisées au pas de temps hebdomadaire et parfois bimensuel. Elles présentent des lacunes en raison du manque d'azote pour les mesures de pressions pneumatiques ou interstitielles. Les données ont été recueillies auprès de L'ANBT services du barrage Ain Zada (ANBT, 2013).

III.7.1 Niveau de la retenue

Les données du niveau de l'eau dans la cuvette du barrage ou niveau de la retenue ont été recueillies sur une période allant de 1986 jusqu'à juillet 2013. L'évolution du niveau de la retenue (NR) en fonction du temps est représentée en figure III.8.

Sur cette période d'étude le niveau de la retenue atteint un maximum de 45,21 m le 02 mars 2005) et un minimum durant les années 2000, 2001 et 2002 (de 29,69 m le 04 novembre 2002) en raison de la sécheresse.

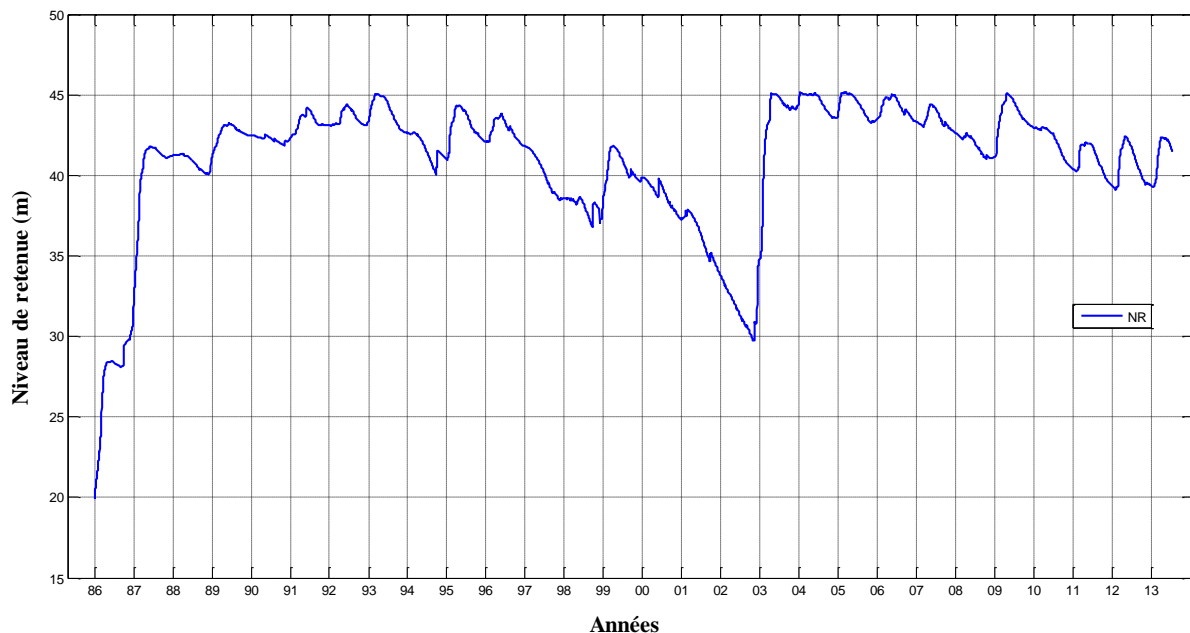


Figure III.8 Évolution niveau de retenue du barrage Ain Zada

III.7.2 Hauteur de pluie

Les données de la hauteur de pluie journalière ont été recueillies sur une période allant de 1986 jusqu'à juillet 2013. L'évolution de la hauteur de pluie en fonction du temps est représentée en figure III.9.

Sur cette période d'étude, on remarque immédiatement que la pluie à l'hiver est plus élevée avec des périodes de sécheresse durant 2000, 2001 et 2002.

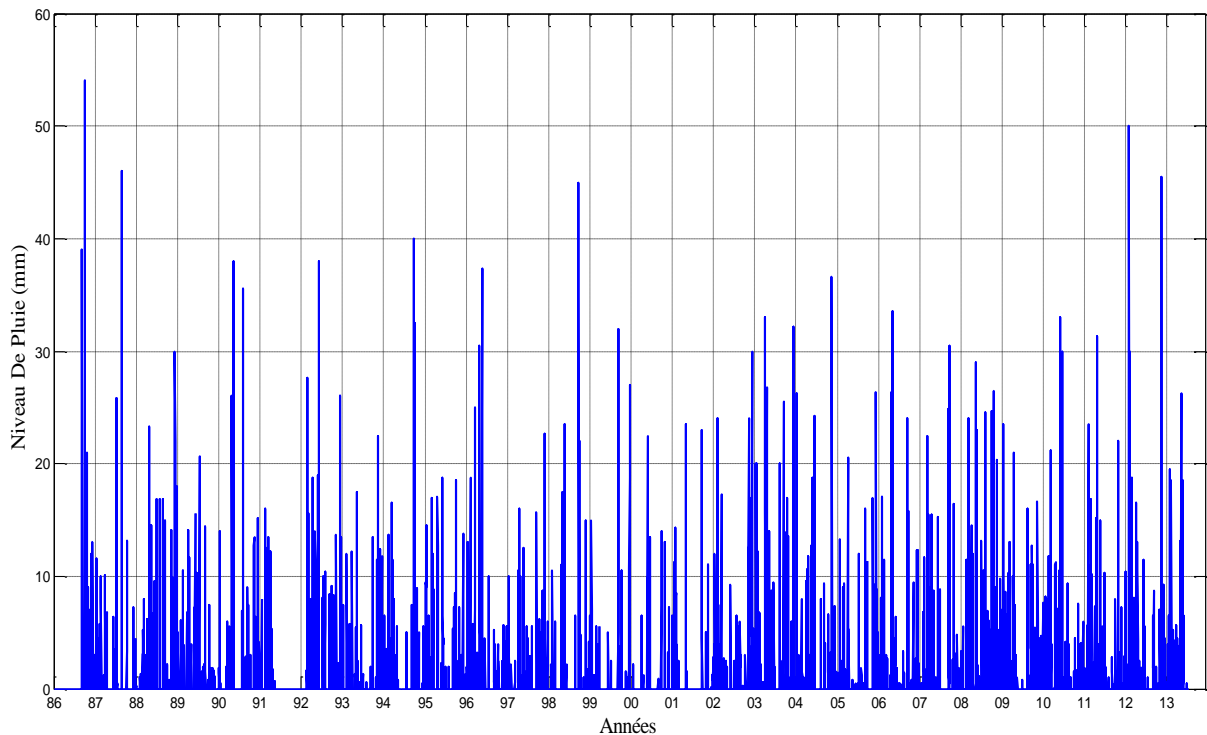


Figure III.9 Évolution hauteur de pluie

III.7.3 Piézométrie (WS et WR) :

Les piézomètres des sols (WS) et les piézomètres des roches (WR) de la digue qui présentent un fonctionnement normal avec des séries de mesures plus ou moins complètes sont : WS09, WS12, WS13, WS16, WS19 et WR2, WR3, WR4 et WR 7. Les autres soit ils sont obstrués, hors service ou soit présentent des lacunes assez longues. Les données de la piézométrie sont disponibles depuis 1996 jusqu'à juillet 2013. Vu le nombre de piézomètres, les lacunes qu'ils présentent, leur situation et l'ampleur des données, nous oblige de choisir quelques piézomètres afin d'étudier l'évolution de la piézométrie en fonction du temps représentée sur les figures III.10 et III.11.

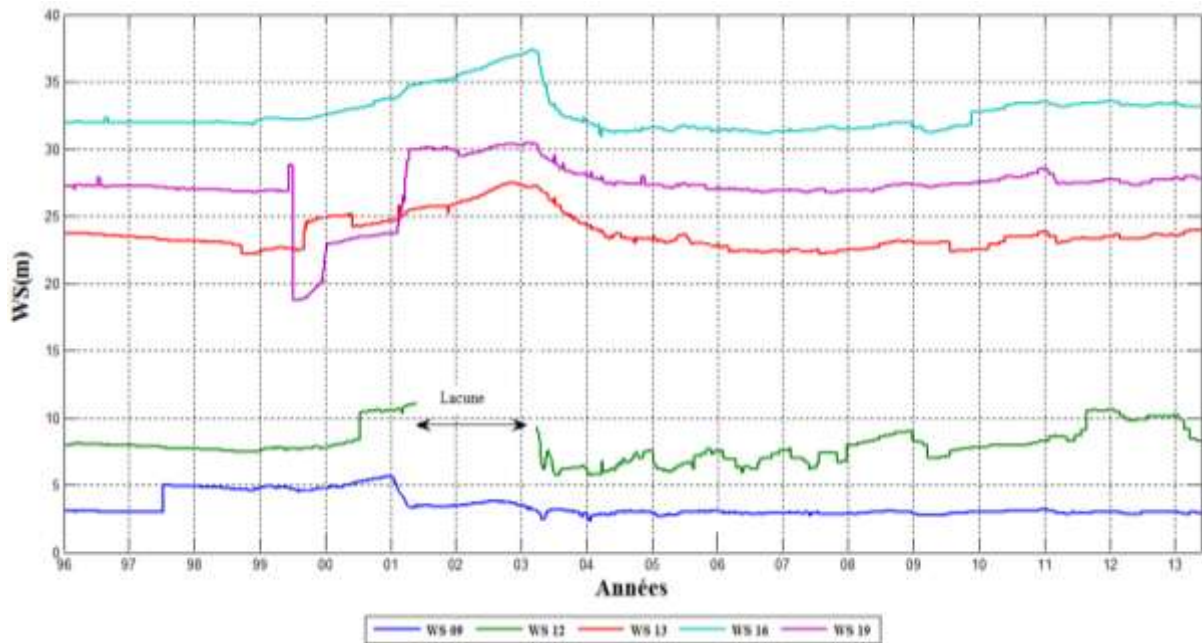


Figure III.10 Évolution des piézomètres des sols du barrage Ain Zada

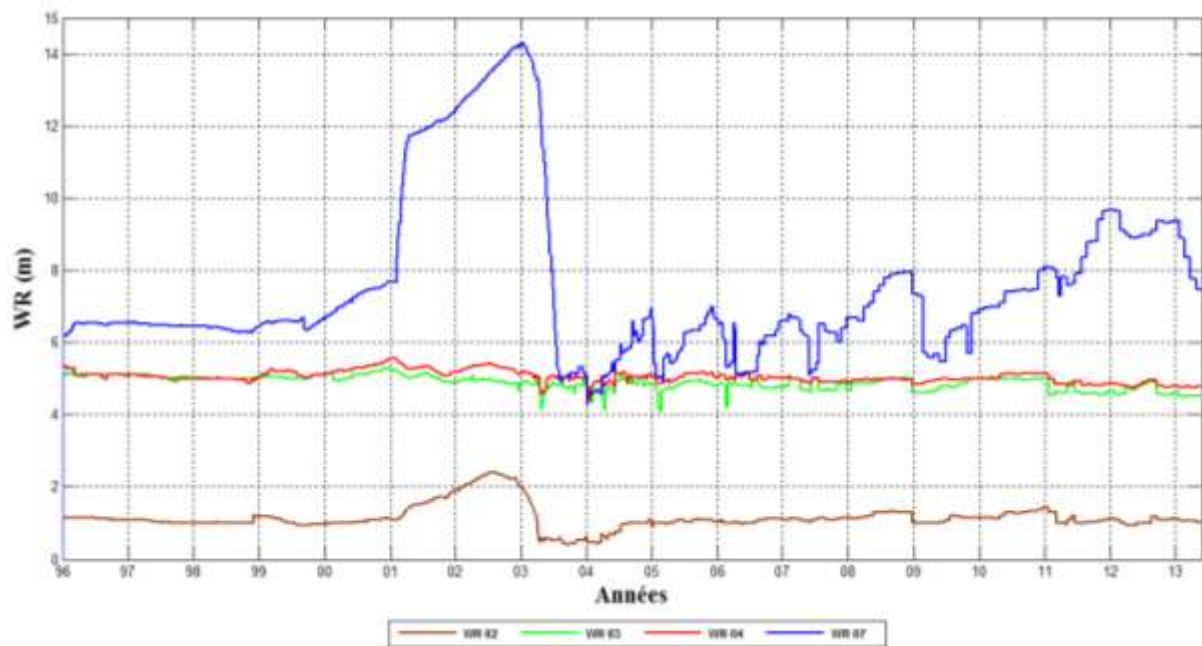


Figure III.11 Évolution des piézomètres des roches du barrage Ain Zada

III.7.4 Les pressions interstitielles (PH)

Les données recueillies s'étalent sur la période de 1986 jusqu'à avril 2007. Les cellules de profil présentent de longues lacunes (après 2007) en raison d'une part de leur non fonctionnement ou en raison de l'absence de batterie. L'évolution de la piézométrie en fonction du temps est représentée par profil sur les figures III.12, III.13, III.14 et III.15.

Durant le période de la mise en eau où la piézométrie est très perturbée de 1986 jusqu'à 1988 puis en général, une période moins agitée qu'on peut considérer comme période d'analyse après 1988.

Sur cette période d'étude, on remarque immédiatement que la pression interstitielle diminuée sensiblement en 2001 et 2002 dans PH1-1, PH 2-1 et PH 3-2 en raison de la baisse de du niveau de l'eau dans la retenue au minimum et l'implantation des piézométries au niveau le plus bas.

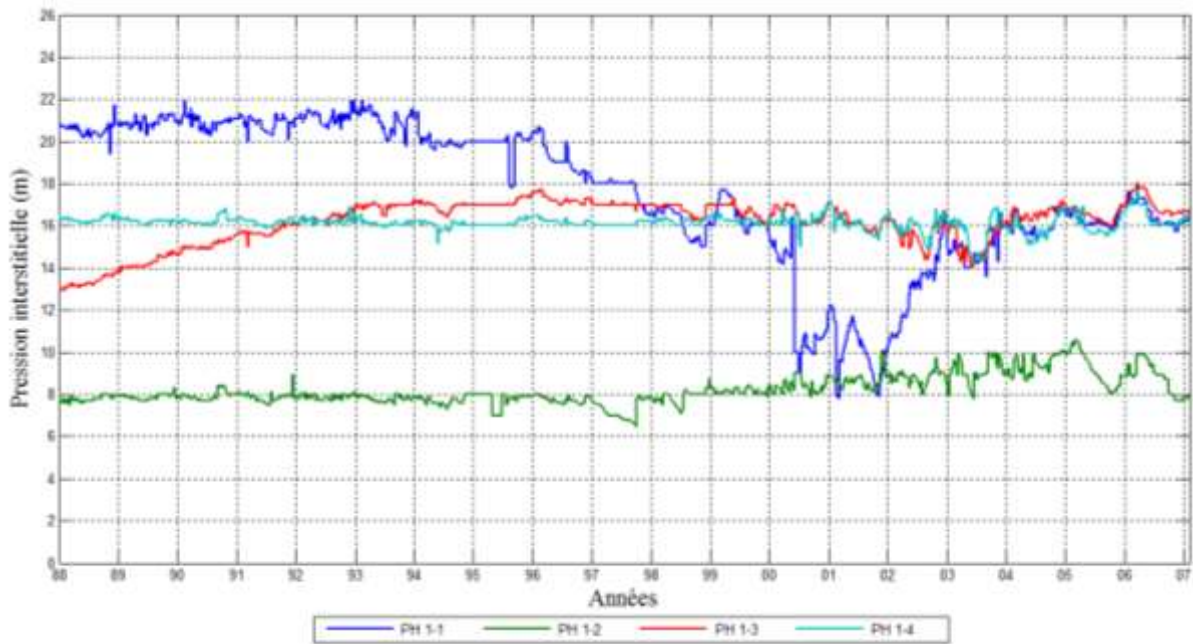


Figure III.12 Évolution des pressions interstitielles du barrage Ain Zada (Profil : 0+ 506,30)

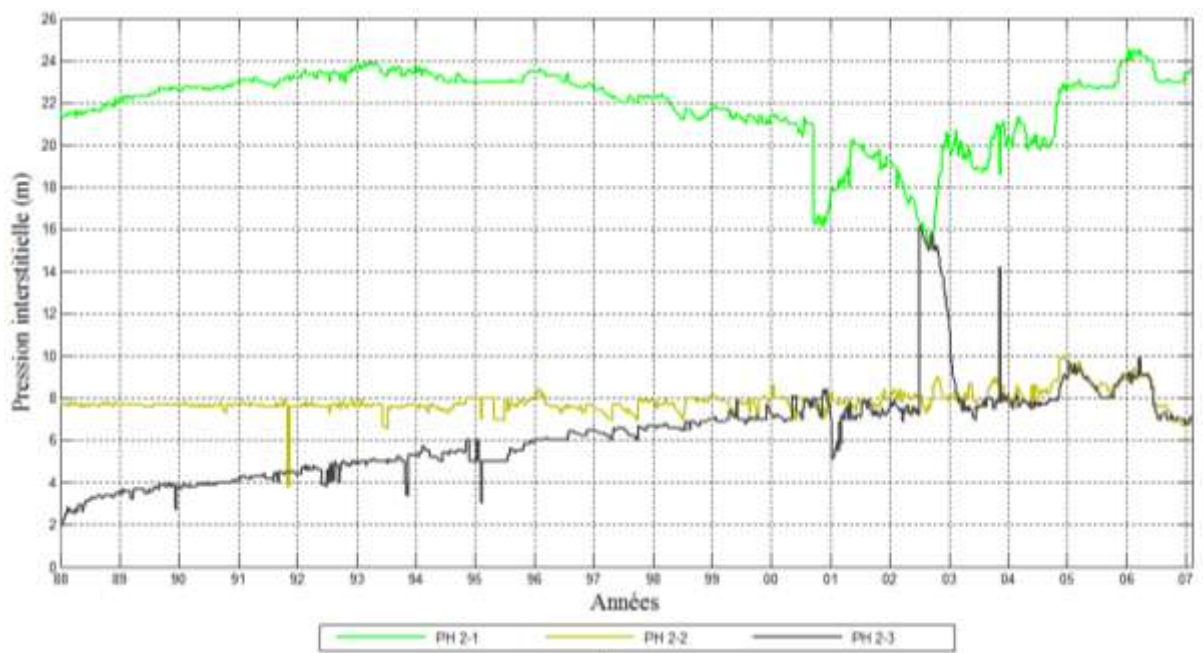


Figure III.13 Évolution des pressions interstitielles du barrage Ain Zada (Profil : 0+581,10)

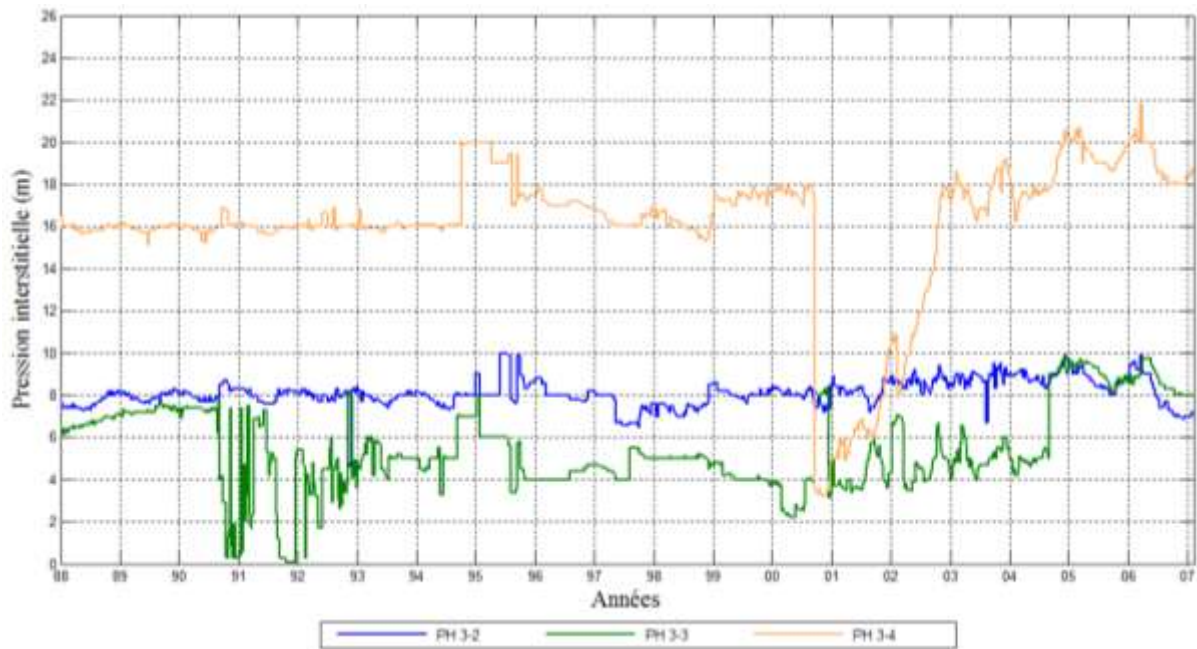


Figure III.14 Évolution des pressions interstitielles du barrage Ain Zada (Profil : 0+656,50)

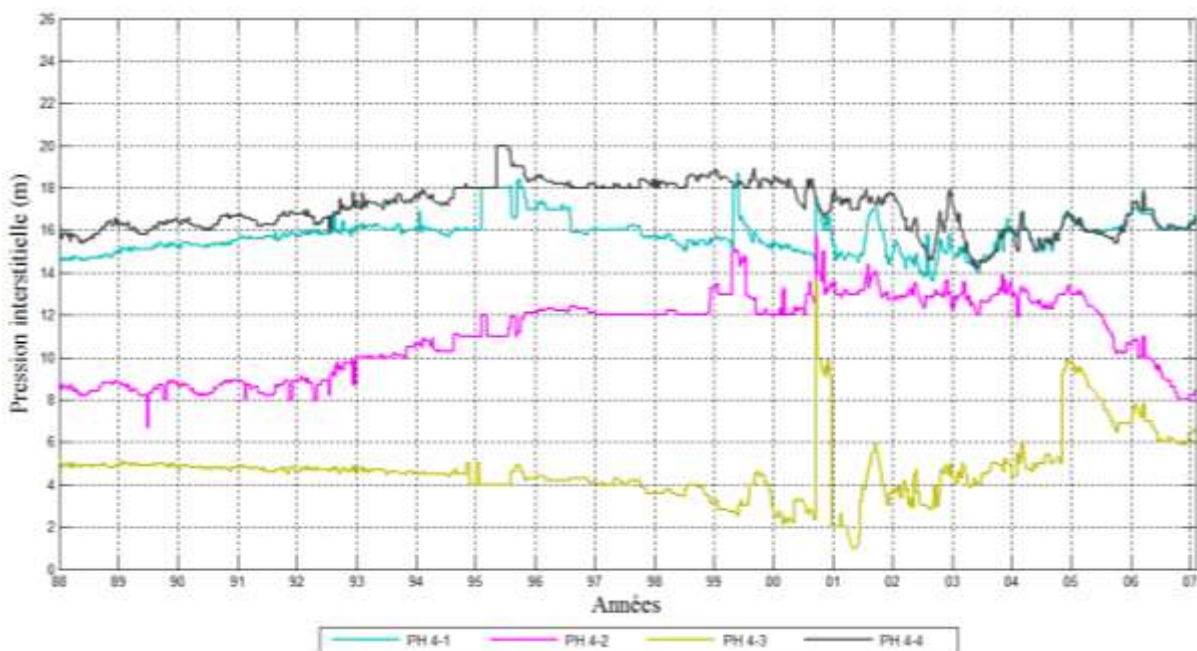


Figure III.15 Évolution des pressions interstitielles du barrage Ain Zada (Profil : 0+731,80)

III.7.5 Les pressions pneumatiques (PP)

Les pressions pneumatiques mesurées sur plusieurs années depuis 1986 jusqu'à 2013 présentent beaucoup de lacunes. Les données recueillies sont en mètre et avec beaucoup de lacunes dues essentiellement au manque d'azote au niveau du site. L'évolution de la piézométrie en fonction du temps est représentée pour chaque profil sur les figures III.16, III.17, III.18 et III.19.

Sur cette période d'étude, on remarque que la pression pneumatique à la mise en eau du barrage Ain Zada évolue avec des perturbations pour rester constante d'une manière générale avec quelques pics.

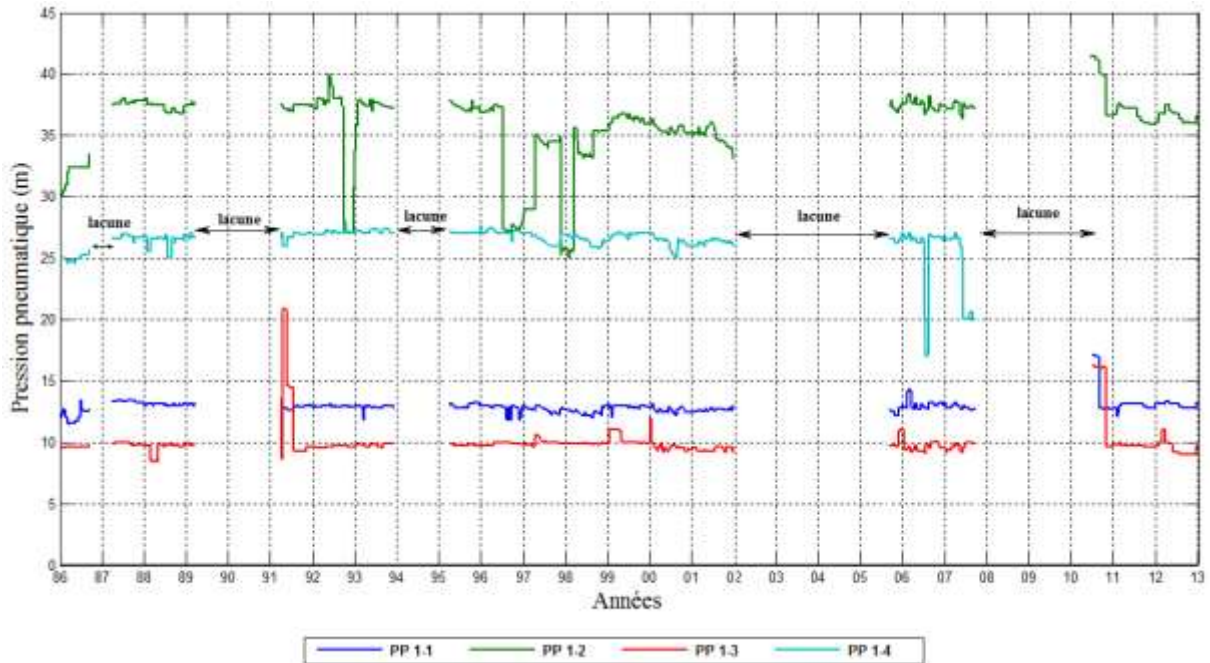


Figure III.16 Évolution des pressions pneumatiques du barrage Ain Zada (Profil :0+506,30)

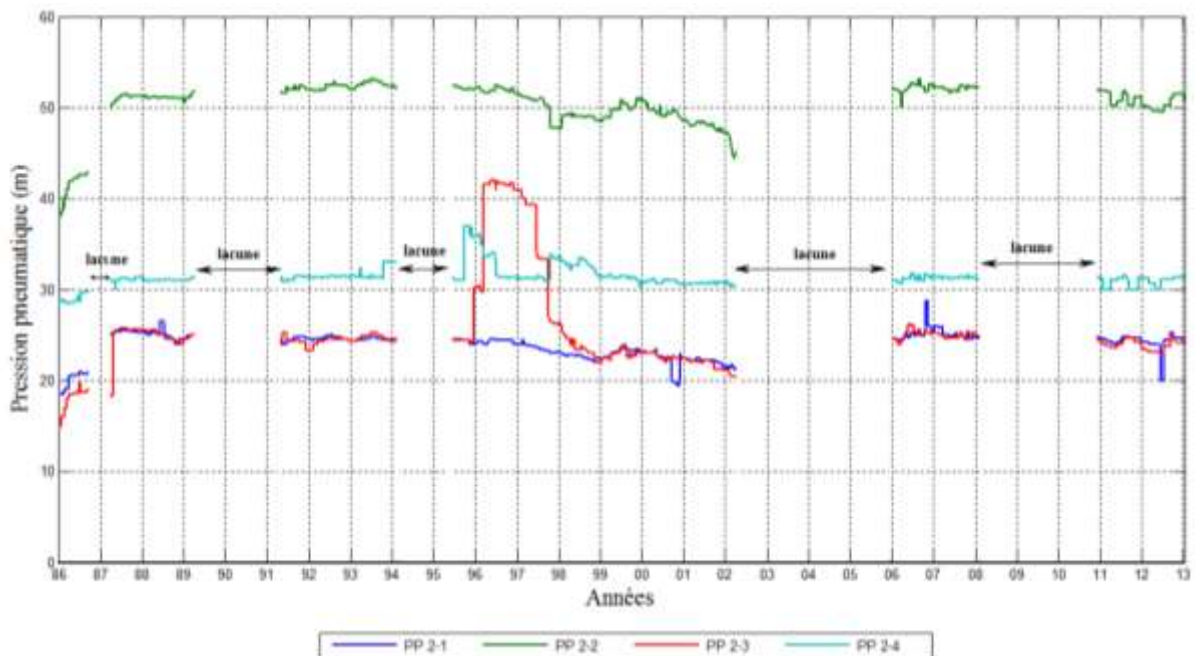


Figure III.17 Évolution des pressions pneumatiques du barrage Ain Zada (Profil : 0+581,10)

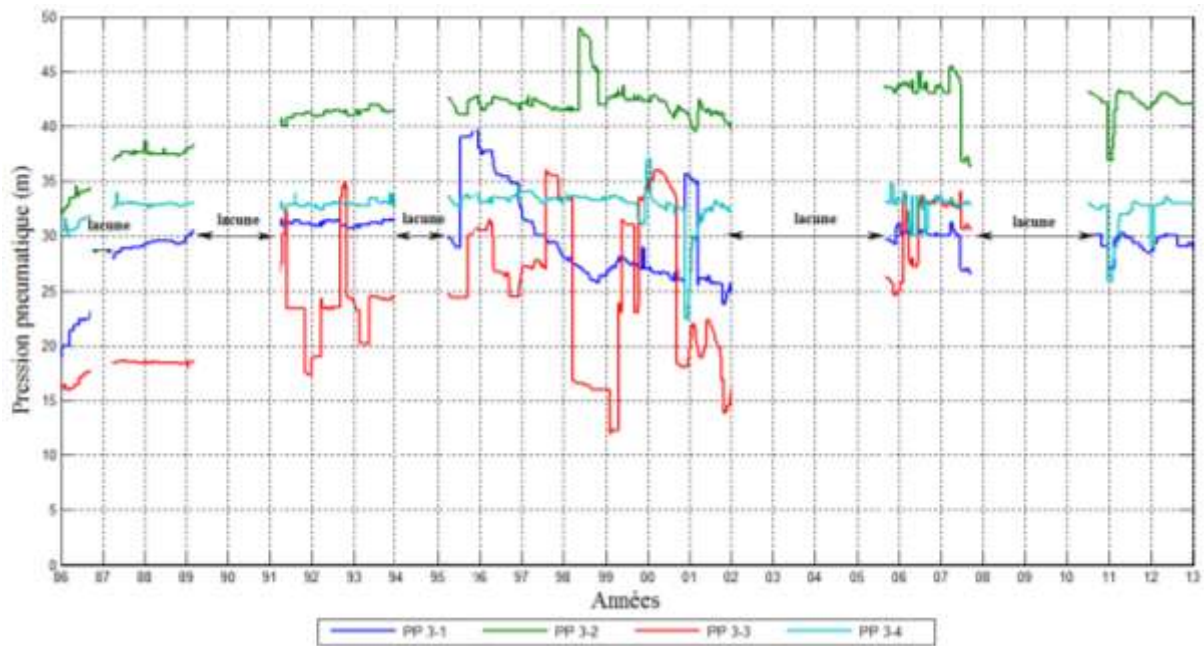


Figure III.18 Évolution des pressions pneumatiques du barrage Ain Zada (Profil : 0+656,50)

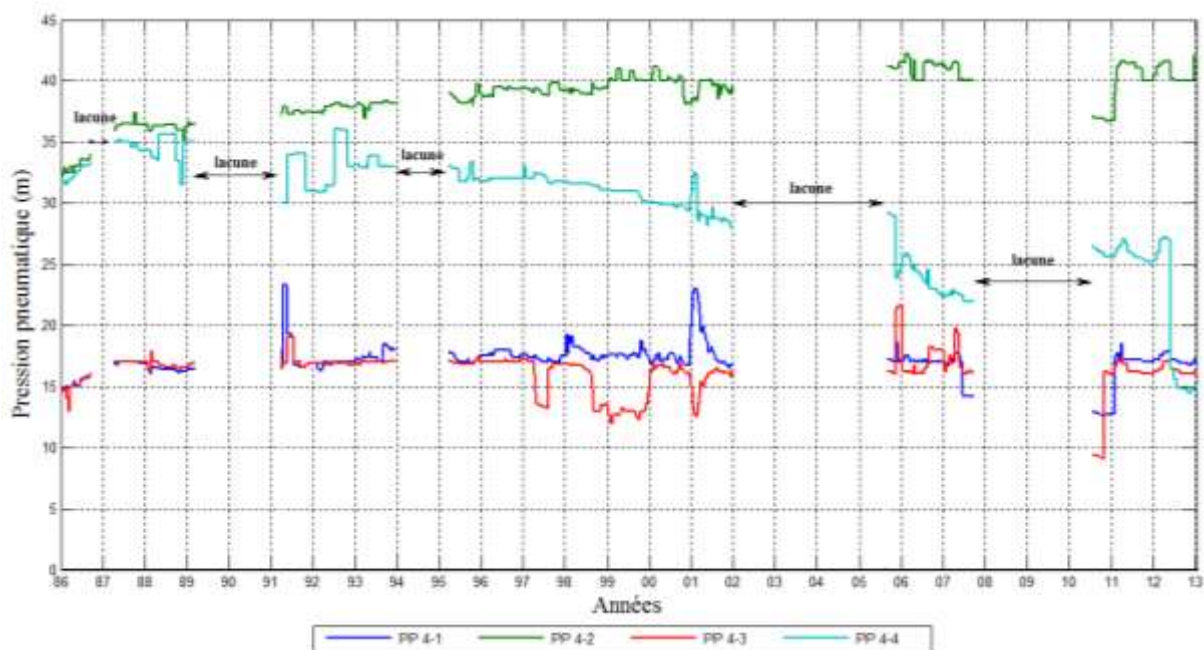


Figure III.19 Évolution des pressions pneumatiques du barrage Ain Zada (Profil : 0+731,80)

III.7.6 Les pressions totales (PT)

Les données recueillies sont en mètre et concernent uniquement les cellules PT1, PT2 et PT3, La période d'observation s'étale de 1986 à 2013 avec beaucoup de lacunes dues essentiellement au manque d'azote au niveau du site. L'évolution des cellules en fonction du temps est représentée par profil sur les figures III.20, III.21 et III.22.

Sur cette période d'étude la pression totale à la mise en eau du barrage Ain Zada évolue avec des perturbations pour rester constante d'une manière générale avec quelques pics.

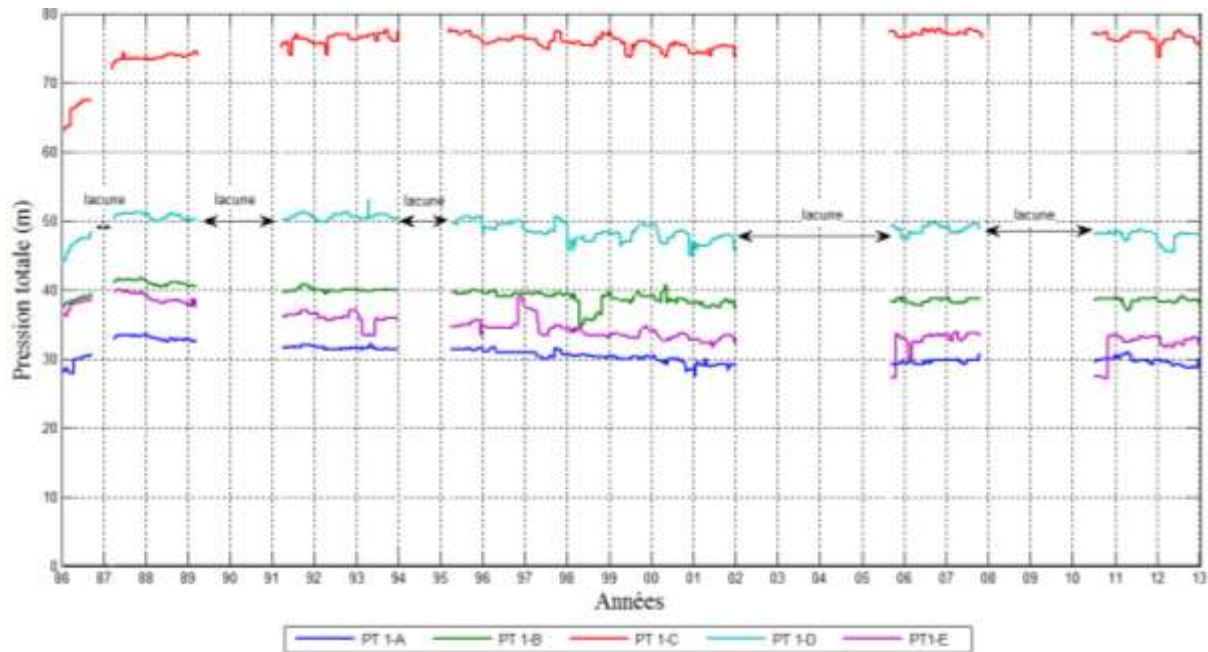


Figure III.20 Évolution des pressions totales du barrage Ain Zada (Profil : 0+456,30)

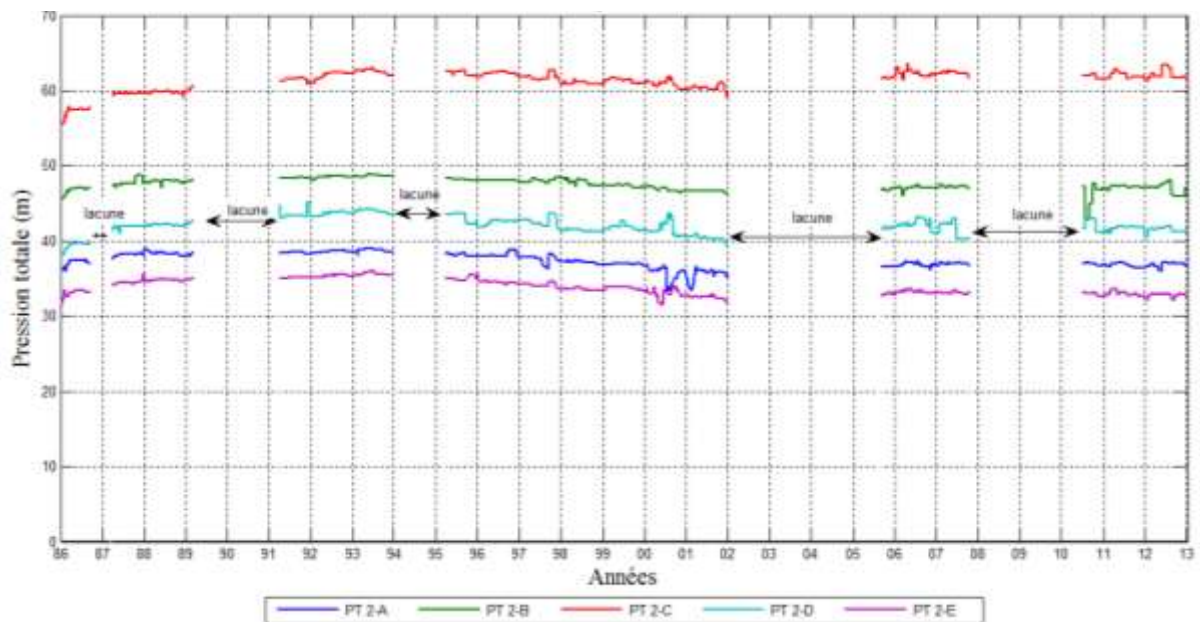


Figure III.21 Évolution des pressions totales du barrage Ain Zada (Profil : 0+618,00)

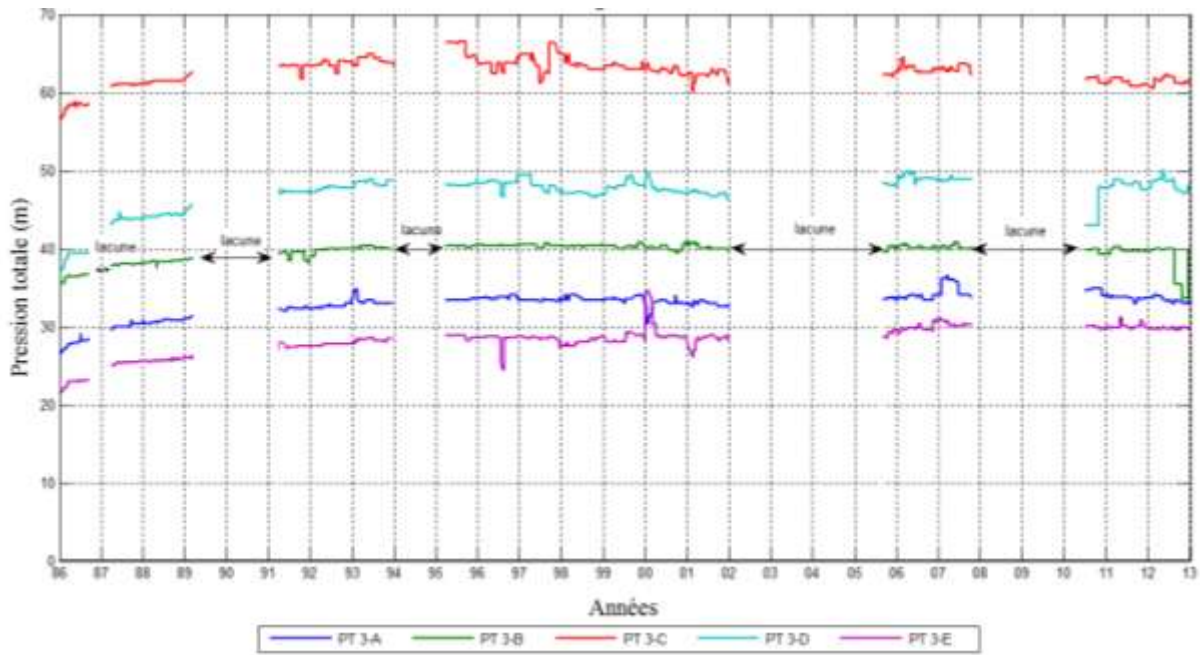


Figure III.22 Évolution des pressions totales du barrage Ain Zada (Profil : 0+772,00)

III.7.7 Tassomètres

Les données des tassomètres ont été recueillies sur une période allant de 1984 jusqu'à juillet 2009. L'évolution de tassomètres (T) en fonction du temps est représentée figures III.23 et III.24.

À la fin de la construction et la mise en eau du barrage, le tassement due à l'accumulation des couches au-dessus mutuellement à cause d'infiltration d'eau.

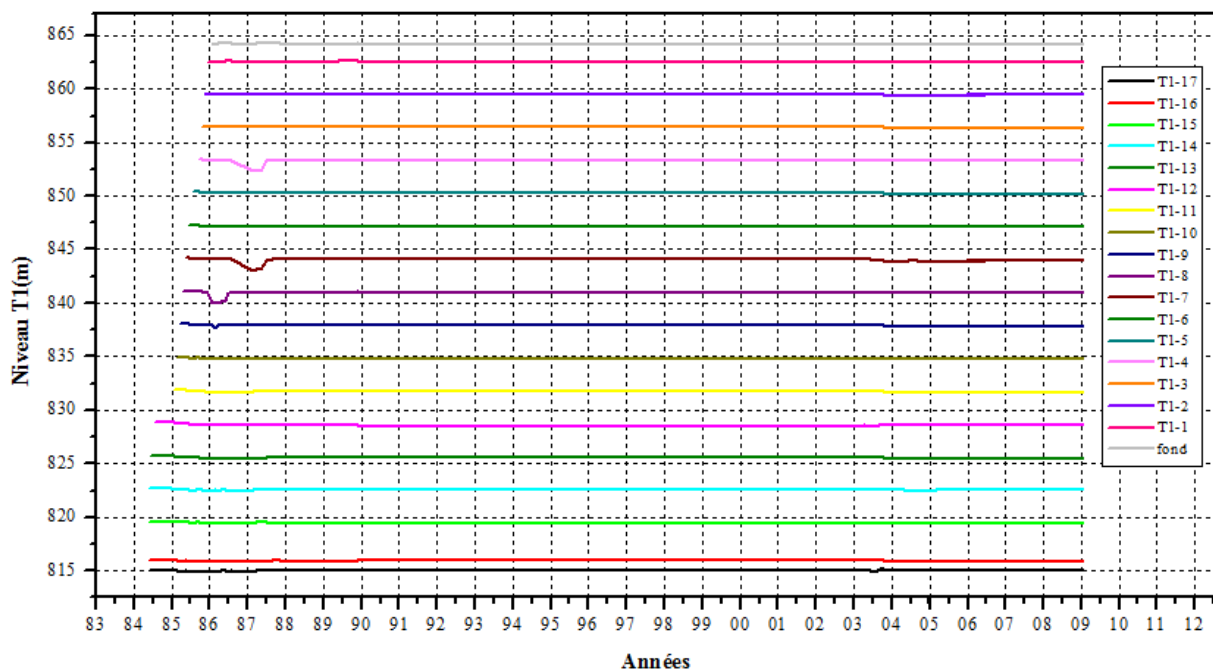


Figure III.23 Évolution tassomètre (T1) du barrage Ain Zada

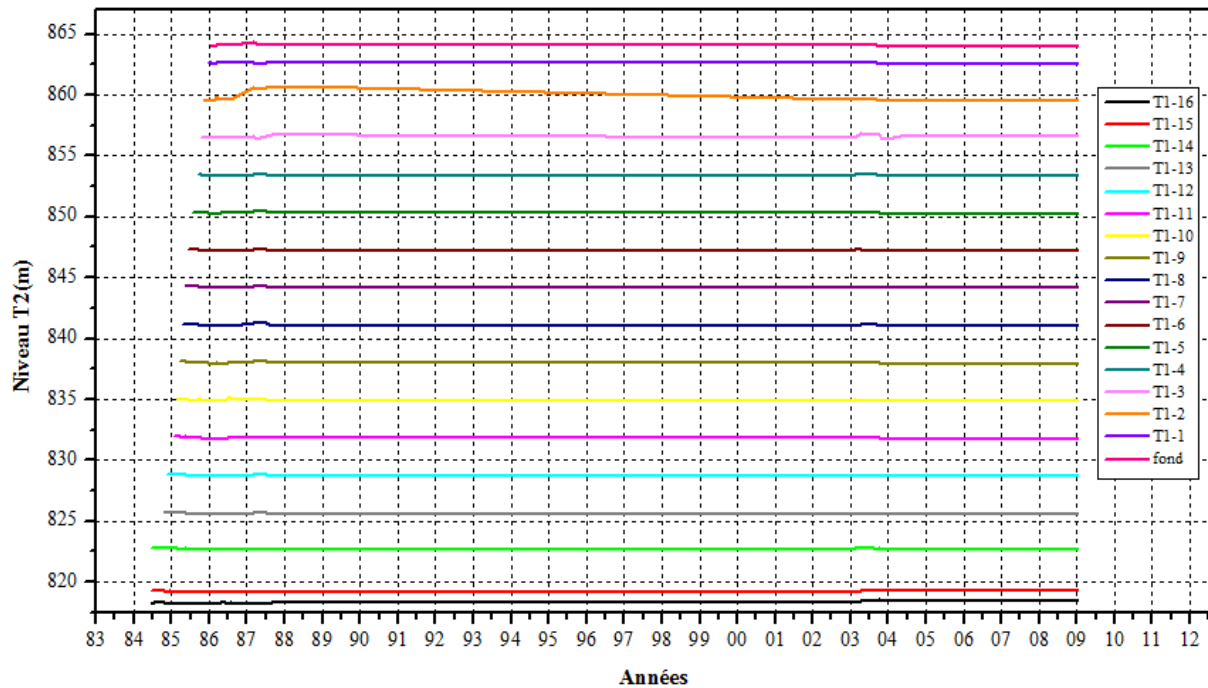


Figure III.24 Évolution tassomètre (T2) du barrage Ain Zada

III.8 Conclusion

L'auscultation d'un ouvrage hydraulique est un procédé important durant sa vie. Cela permet de déceler toutes sortes d'anomalies pouvant entraîner une instabilité de l'ouvrage. Les moyens mis en œuvre pour assurer un suivi adapté doivent correspondre à la taille et à la complexité de l'ouvrage.

Depuis la mise en eau du barrage en enrochement à noyau argileux Ain Zada, les mesures des équipements du dispositif d'auscultation ont commencées à fonctionner et quelques données (1986 à 2013) de certains dispositifs sur quelques années ont pu être recueillies telles que les mesures des pressions interstitielles dans le noyau argileux.

Les données présentent plusieurs lacunes, plusieurs interruptions dans les levés en raison du manque très souvent de l'azote (décennie noire) et certains piézomètres ont été obstrués ou carrément endommagés. Le choix fait pour les analyses est basé sur la continuité des données et leur importance.

Chapitre IV
Analyse stochastique des données
d'auscultation

IV.1 Introduction

L'étude de la stabilité des barrages nécessite, depuis leur construction, une série de mesures chronologiques de surveillance. L'analyse de ces données d'auscultation (pressions interstitielles (PH), charge hydrostatique, températures, fuites, ...) fait appel à des méthodes statistiques plus ou moins élaborées permettant de séparer les différentes sources de variation du phénomène mesuré. Parmi ces méthodes, l'analyse par régression linéaire multiple avec le modèle HST (Hydrostatique Saisonnier Temporel) mis en œuvre par EDF (Électricité De France) depuis les années soixante. Toutefois, certaines méthodes telles que les analyses spectrales, les ondelettes, la multirésolution, les fractales, les multifractales, et R/S (rescaled range analysis) n'ont jamais été utilisées. Tenant compte des effets différés, elles permettent d'analyser les pressions interstitielles dans les noyaux argileux, influencées par le niveau de la retenue (NR) et ou par la pluie.

Lors de la construction d'une digue à noyau argileux, l'augmentation progressive de la contrainte totale peut provoquer de fortes pressions interstitielles présentant une importance capitale dans la stabilité à court terme de cet ouvrage. Ces pressions interstitielles sont des signaux ou impulsions qui caractérisent l'état et le fonctionnement de la structure de la digue dont leurs variations dans le temps peuvent être dues aux effets d'un ou plusieurs facteurs.

En analyse systémique, le noyau argileux d'une digue peut être considéré comme un système qui relie, avec un pas de temps donné, une impulsion d'énergie à une réponse d'énergie. Ce qui permet donc de passer d'une grandeur d'entrée à une grandeur de sortie, en fonction du temps, et apparaît alors comme un opérateur.

L'étude du comportement du barrage Ain Zada, grâce à l'approche systémique, peut être réalisée de manière globale. En effet, le noyau peut être étudié à partir de sa réponse à un événement, sans présumer de sa nature géotechnique, de sa structure ou de la disposition des vides qu'il renferme. Cette réponse n'est que les pressions interstitielles considérées comme des signaux enregistrés dans le noyau de la digue à travers des fluctuations piézomètres. Cette analyse permet notamment de mettre en évidence des échelles temporelles caractéristiques dans le fonctionnement de ce système.

Une pression interstitielle élevée ou en augmentation dans le noyau du barrage peut être le signe d'un contournement du drain ou d'une alimentation par un versant qui met sa stabilité en danger. Une diminution de la piézométrie, en général favorable, peut refléter la

dissipation des pressions interstitielles de construction ou une diminution de la perméabilité des matériaux par auto-colmatage (Bonelli et al., 2005).

L'analyse du comportement du noyau requiert donc la connaissance de l'évolution des pressions interstitielles sous l'effet des cycles de variation du niveau d'eau dans la retenue. Cependant, les méthodes d'analyse statistique et d'interprétation des chroniques de niveau de retenue et des pressions interstitielles sont utilisées dont l'objectif est de caractériser les formations argileuses du noyau.

Après la construction du barrage Ain Zada en 1986, au fur et à mesure que le temps passe, les données d'auscultation s'accumulent. Leurs analyses permettent de comprendre le comportement de l'ouvrage et constitue une précieuse référence tant qu'aucun désordre ne s'est manifesté durant 27 ans. La taille des échantillons de mesures obtenus permet de surveiller les évolutions des signaux de pressions interstitielles en fonction du temps par des traitements des signaux.

L'évaluation du signal et du bruit des séries temporelles du niveau de la retenue et des pressions interstitielles dans le noyau argileux permet de mieux discriminer la nature des signaux observés des différents phénomènes, globaux ou locaux, régissant, si possible, les mouvements de la structure. L'outil utilisé est l'analyse stochastique qui comprend l'analyse spectrale, les ondelettes continues et discontinues, l'analyse fractale et l'analyse R/S.

IV.2 Analyse stochastique des données d'auscultation

La prise en compte de l'hétérogénéité ou de l'incertitude sur les données dans les modèles est l'un des objectifs de l'hydrologie stochastique (Dagan 1989 ; Gelhar 1993 ; Zhang 2002). Une analyse stochastique est nécessaire lorsque l'un ou plusieurs des paramètres du domaine sont traités comme une variable aléatoire, un processus stochastique, ou un champ aléatoire en espace. Par exemple, pour les milieux hétérogènes, la perméabilité peut être considérée comme un champ aléatoire (Vanmarcke, 1983). De plus, les conditions limites peuvent être décrites comme des processus stochastiques (précipitations, niveau de la retenue, la pression ...).

L'analyse stochastique ait été réalisée du logiciel Stochastos 3.2 développée au laboratoire souterrain de Moulis, France (D'hulst, 1999).

IV.2.1 L'analyse spectrale

L'analyse spectrale appliquée consiste à appréhender et caractériser le comportement d'un hydrosystème donnée dans le domaine fréquentiel (Marsaud, 1997). Son but est de permettre l'analyse de la distribution de la variance en fonction des fréquences (les événements rapides ou les variations lentes).

L'analyse spectrale traduit les structures du signal à partir des fonctions périodiques en décomposant la variance de la variable étudiée dans le domaine fréquentiel. L'analyse univariée correspond au traitement d'une seule chronique (PH) et elle permet de reconnaître les différentes composantes de la variance totale en fonction de la fréquence : la tendance à long terme, les phénomènes périodiques saisonniers et les phénomènes purement aléatoires assimilables au bruit de fond, susceptibles d'être observées (Jenkins and Watts 1968 ; Box and Jenkins 1976 ; Mangin 1981a, b, 1984 ; Labat et al., 2000 ; Chettih et Mesbah 2006 ; Benkadjia 2010 ; Chettih et al., 2011).

La transformée de Fourier de la fonction d'auto- corrélation correspond à la densité spectrale énergétique de cette fonction. Cette densité spectrale n'est autre que la répartition des variances suivant les fréquences (Ventsel, 1973). Le spectre serait une représentation de la variance d'une série chronologique (non pas des données brutes) dans le domaine fréquentiel. Une approche non biaisée de la transformée de Fourier de la fonction d'autocorrélation est fournie par l'équation (IV.1) :

$$s_f = 2[1 + 2 \sum_1^m D_k r_k \cos 2\pi FK] \quad (\text{IV.1})$$

F : La fréquence. Elle a pour expression $F=j/2m$, si le pas de temps est journalier.

- r_k : Le coefficient d'autocorrélation

- D_k : Fonction de pondération.

La fonction D_k est donnée par le filtre de Tukey, $D_k = (1+\cos k\pi/m)/2$ (Mangin 1984) qui introduit volontairement une surestimation de la variance totale de 8%, rendant ainsi le spectre plus lisible.

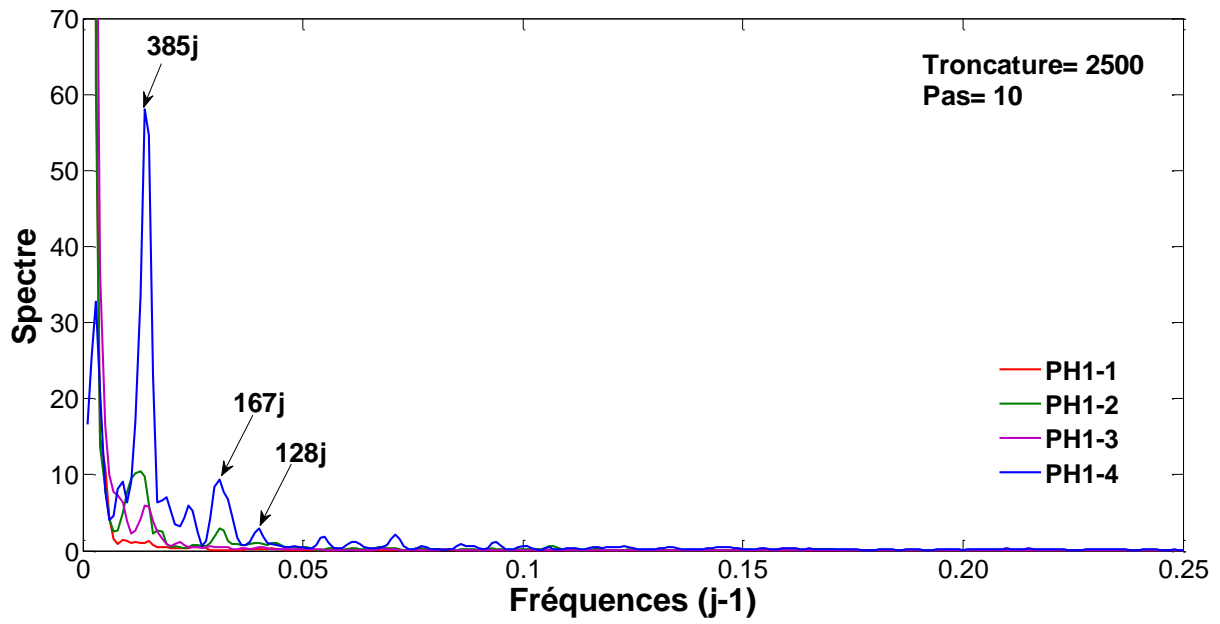
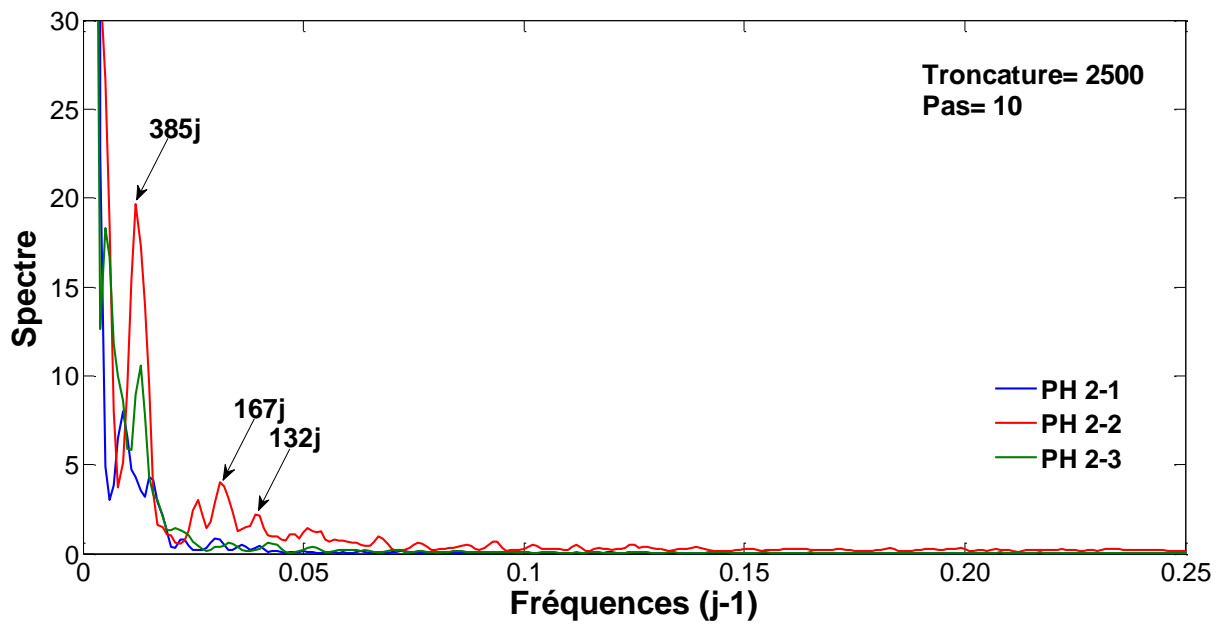


Figure IV.1 Les spectres de densité de variance des pressions interstitielles (Profil 1)



Figures IV.2 Les spectres de densité de variance des pressions interstitielles (Profil 2)

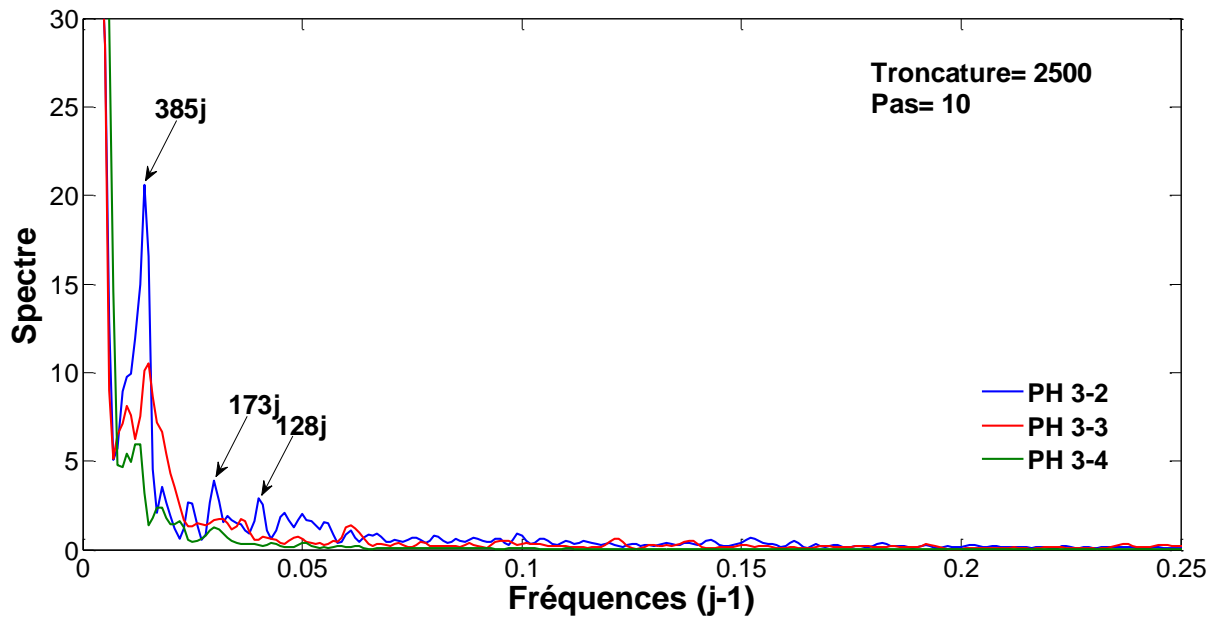


Figure IV.3 Les spectres de densité de variance des pressions interstitielles (Profil 3)

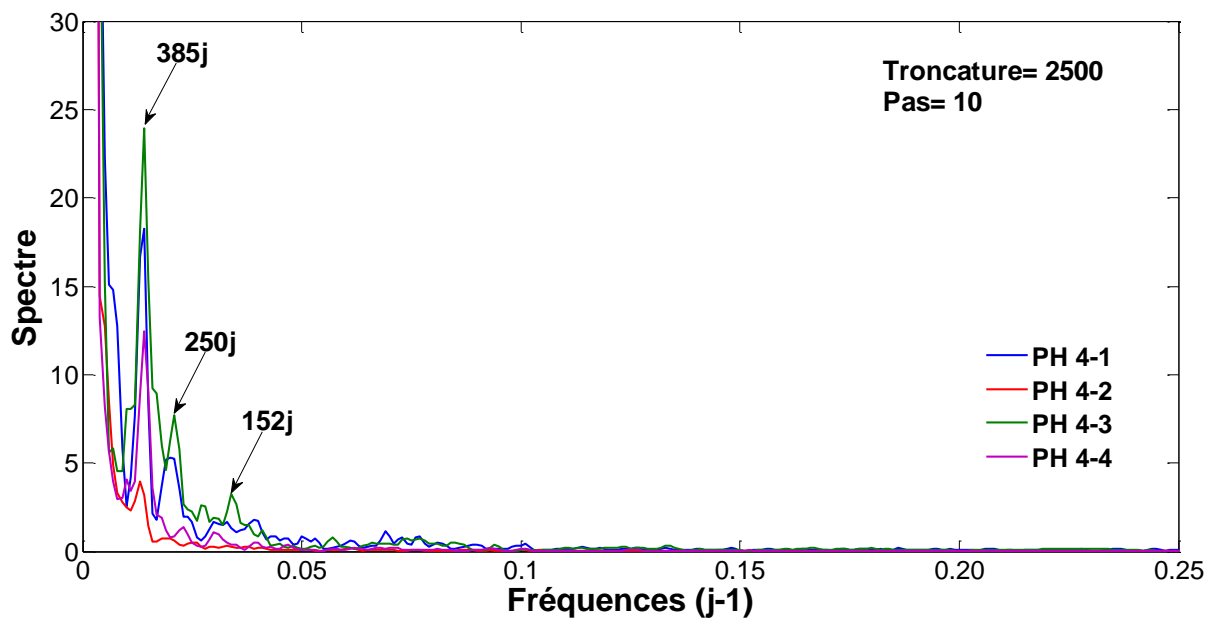


Figure IV.4 Les spectres de densité de variance des pressions interstitielles (Profil 4)

Les séries des données sont de 6974 valeurs pour chaque cellule et la fenêtre d'observation choisie est de 2500 valeurs avec le pas de 10 jours et le filtre de Tukey. Les analyses spectrales mettent en évidence l'existence d'une forte tendance des pics élevés (385j, 167 j, 132 j et 128 j) pour faible fréquence. Les spectres des pressions interstitielles présentent tous de fortes valeurs aux basses fréquences (et à fréquence nulle). La tendance indique l'existence d'une évolution à long terme du signal ou bien des fluctuations de longues

périodes, ce qui traduit une non stationnarité du processus. La fréquence de coupure de l'ordre de 0,037 à 156 j. Les figures IV.1, IV.2, IV.3 et IV.4 représente les spectres de densité de variance des pressions interstitielles.

IV.2.2 Analyse par les ondelettes

La transformée en ondelette est apparue en géophysique au début des années 1980 pour l'analyse des signaux sismiques (Morlet et al. 1982a, b), et a été formalisée plus tard par Grossmann et Morlet (1984) et Goupillaud et al. (1984). Les ondelettes ont trouvé là une impulsion initiale fulgurante puis un terrain propice à un fantastique essor dans les communautés du traitement du signal et des mathématiques. C'est au sein de ces dernières communautés que des développements théoriques et appliqués majeurs ont eu lieu ces quinze dernières années. Des avancées significatives ont notamment été faite par Meyer (1992a, b), Mallat (1989a, b), Daubechies (1988, 1992), Chui (1992a, b), Wornell (1995) et Holschneider (1995). Ces avancées ont alors influencé d'autres domaines de recherche dont en particulier des applications pour la compréhension des processus géophysiques (Foufoula-Georgiou et Kumar, 1994). Ces interactions entre développement et application favorisent encore aujourd'hui l'évolution rapide de l'outil « ondelettes » et son intégration dans le formalisme plus large des « chirplets » (Mann et Haykin, 1992, 1995 ; Bultan, 1999).

La transformée en ondelettes est utilisée pour décomposer le signal sur la base d'ondelettes filles, qui correspondent à des versions paramétrées en échelle et translatées d'une ondelette mère de référence. Chaque ondelette a une longueur finie (une échelle) et est fortement localisée dans le temps. L'ondelette mère comprend deux paramètres pour l'exploration en temps-fréquence : un paramètre d'échelle « a » et un paramètre de localisation temporelle « b ». L'ondelette mère est donnée par l'équation IV.2

$$\psi_{a,b}(t) = \frac{1}{\sqrt{a}} \psi\left(\frac{t-b}{a}\right) \quad (\text{IV.2})$$

Le paramétrage en échelles et la translation des ondelettes filles permet la détection des différentes fréquences composant le signal. De plus, ces composantes fréquentielles peuvent être détectées et étudiées au cours du temps ; ce qui permet une meilleure description des processus non-stationnaires (Schneider et Farge, 2006 ; Torrence et Compo, 1998).

La transformée en ondelettes continues d'un signal $S(t)$ produit un spectre local en ondelette, comme définit par l'équation IV.3

$$S(a, b) = \int_{-\infty}^{+\infty} s(t) \cdot \frac{1}{\sqrt{a}} \psi\left(\frac{t-b}{a}\right) \cdot dt \quad (\text{IV.3})$$

La transformée de Fourier permet la décomposition du signal sur une base trigonométrique de fréquences pures. Cependant, l'application de cette transformée aux signaux non stationnaires ne permet pas leurs caractérisations. La transformée en ondelettes continues fût une alternative introduite par Grossmann et Morlet (1984). Elle propose une description du contenu des échelles tout en offrant une localisation temporelle. Par la suite, Arneodo et al., (1995) introduit une approche statistique utilisant la transformée en ondelettes continues afin de caractériser les signaux invariants d'échelles. Dans la même optique, la transformée en ondelettes à coefficients dominants fût introduite par Jaffard (2004). Cette dernière a la particularité de fournir des résultats plus précis et robustes en s'appuyant sur la transformée en ondelettes discrètes.

L'analyse en ondelettes continues permet d'étudier la non stationnarité des signaux ce que ne permet pas les analyses corrélatoires et spectrales. Elles offrent donc un complément d'information à ces analyses voir les supplante dans certains cas. Les analyses en ondelettes continues permettent également une analyse fine des signaux. Elles sont également très utilisées de nos jours (Higuchi et al., 1999 ; Breaker et al 2001 ; Chambres et al., 2002 ; Gaucherel. 2002 ; Anctil and Coulibaly 2004 ; Andreo et al 2006 ; Hassan et Peirce. 2008 ; Chettih et Mesbah. 2008 ; Huang and Milkereit 2009).

IV.2.2.1 Les ondelettes continues

Après cette présentation technique du formalisme des ondelettes mère de Morlet, nous présentons des applications des ondelettes continues 1D à l'étude du niveau de la retenue, de la pluie et des pressions interstitielles du barrage Ain Zada.

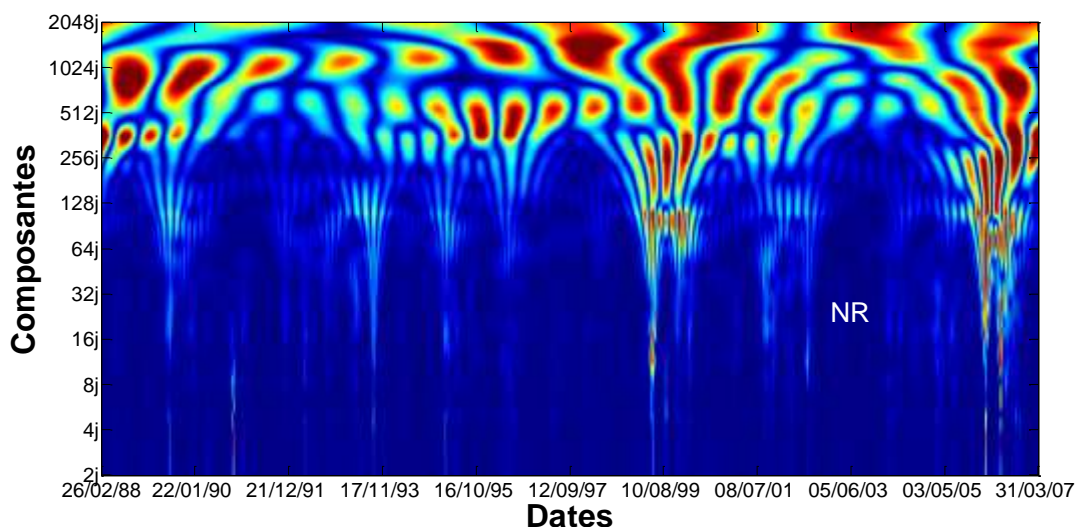


Figure IV.5 Analyse en ondelettes, du niveau de la retenue

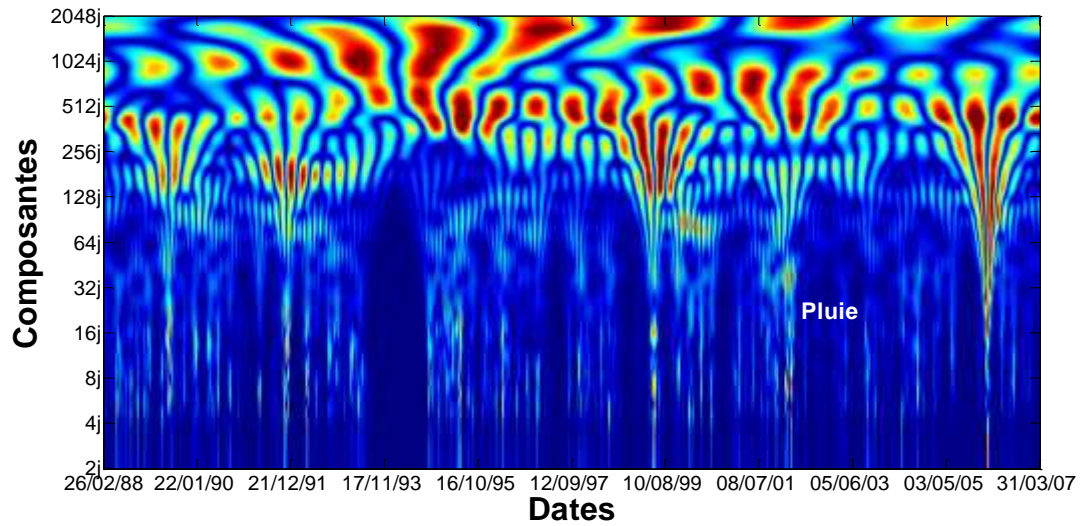


Figure IV.6 Analyse en ondelettes de la pluie

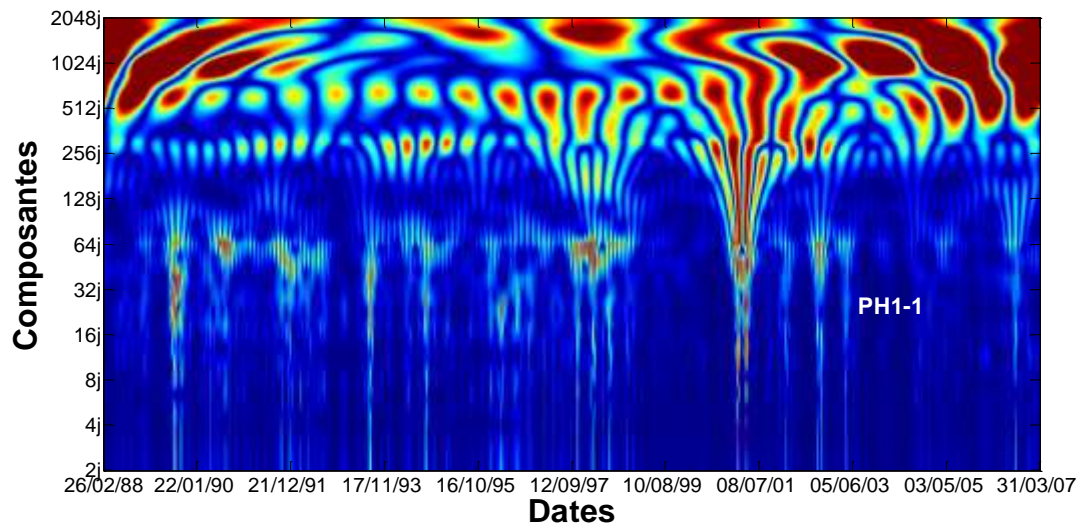


Figure IV.7 Analyse en ondelettes de pression interstitielle PH 1-1

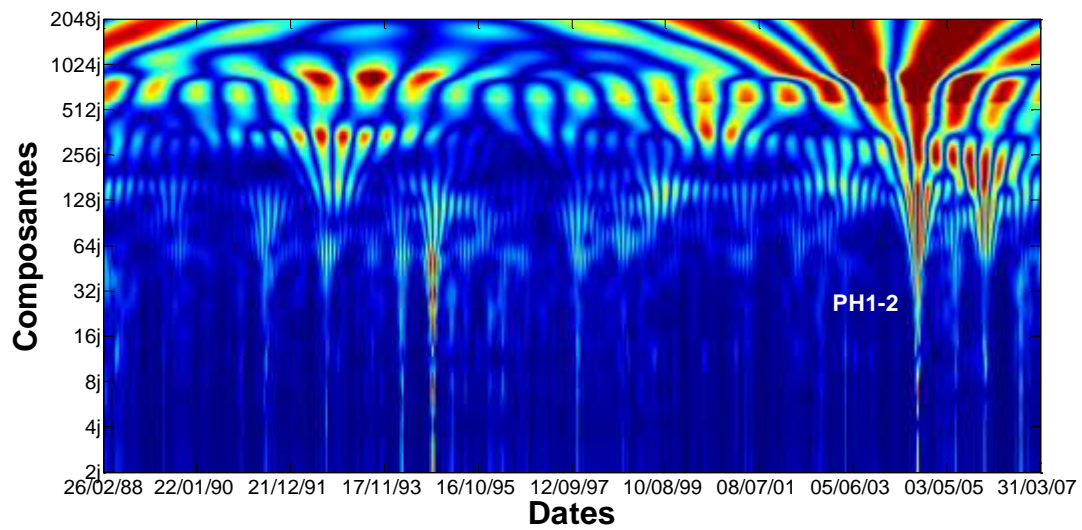


Figure IV.8 Analyse en ondelettes de pression interstitielle PH 1-2

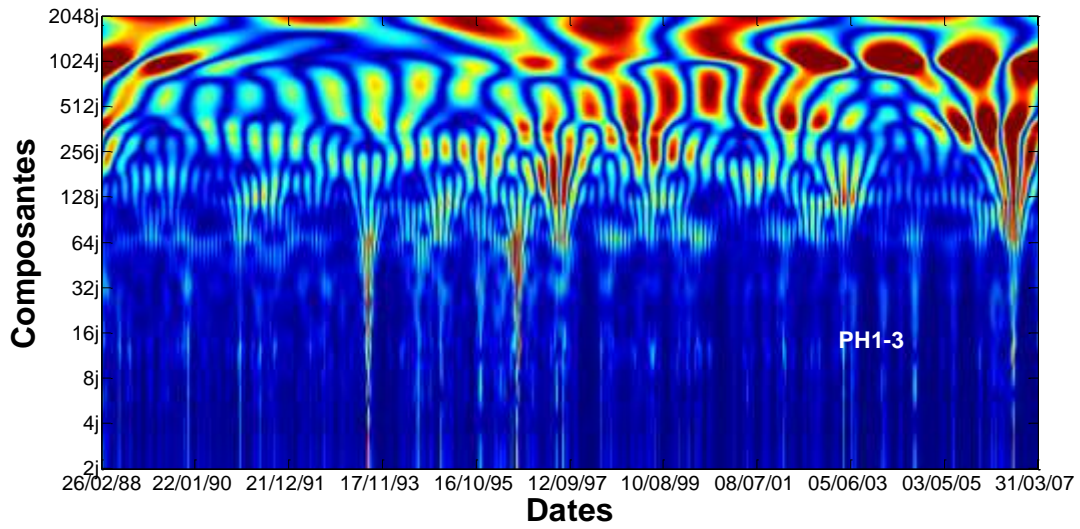


Figure IV.9 Analyse en ondelettes de pression interstitielle PH 1-3

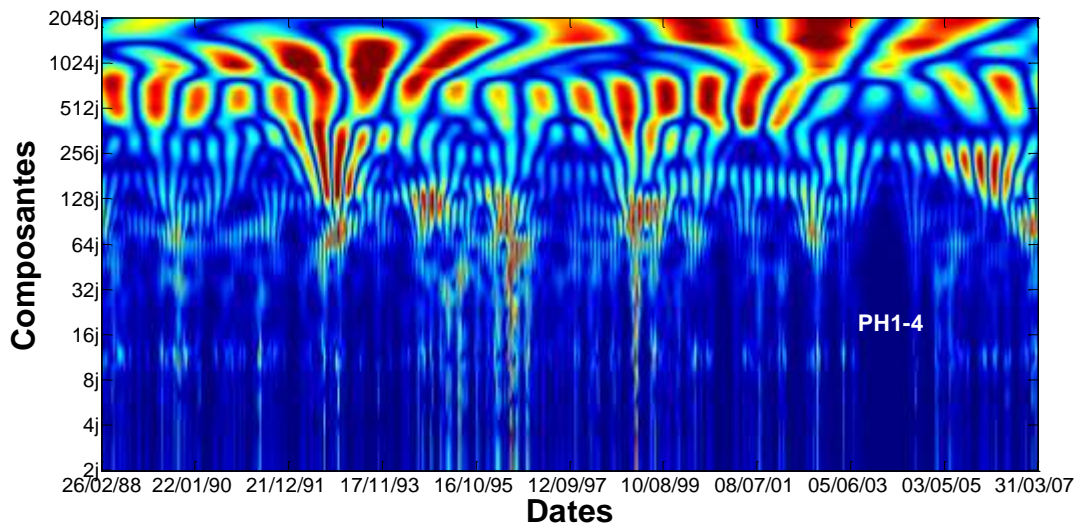


Figure IV.10 Analyse en ondelettes de pression interstitielle PH 1-4

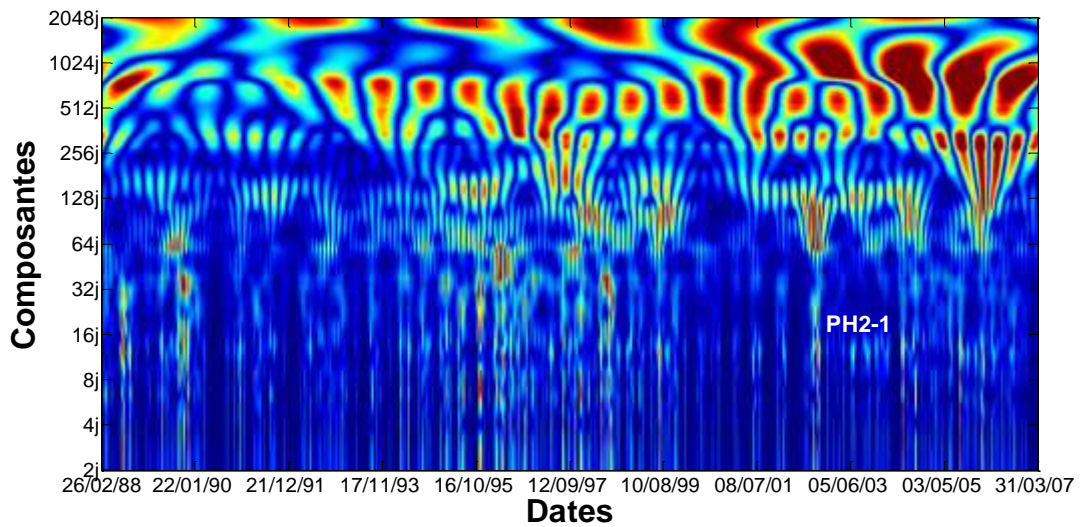


Figure IV.11 Analyse en ondelettes de pression interstitielle PH 2-1

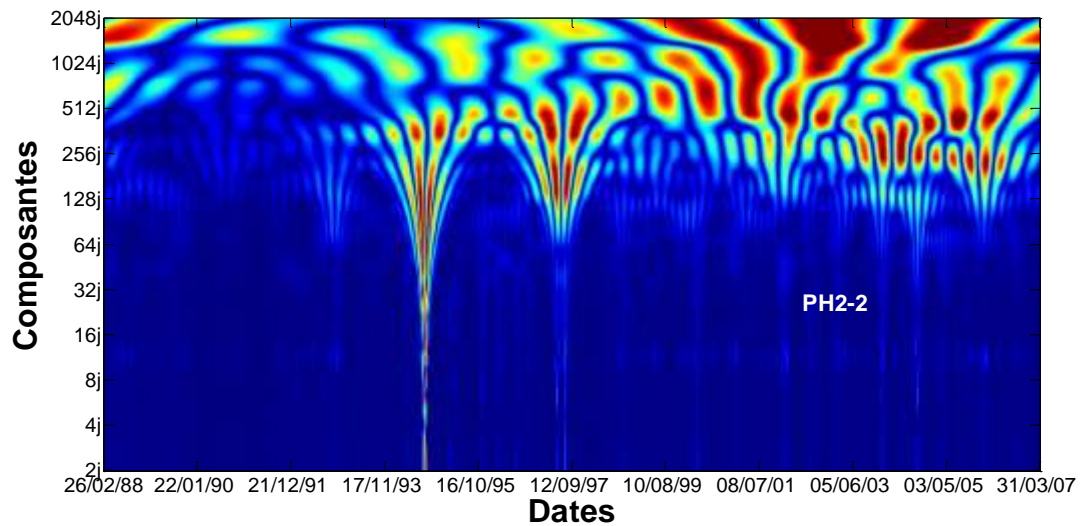


Figure IV.12 Analyse en ondelettes de pression interstitielle PH 2-2

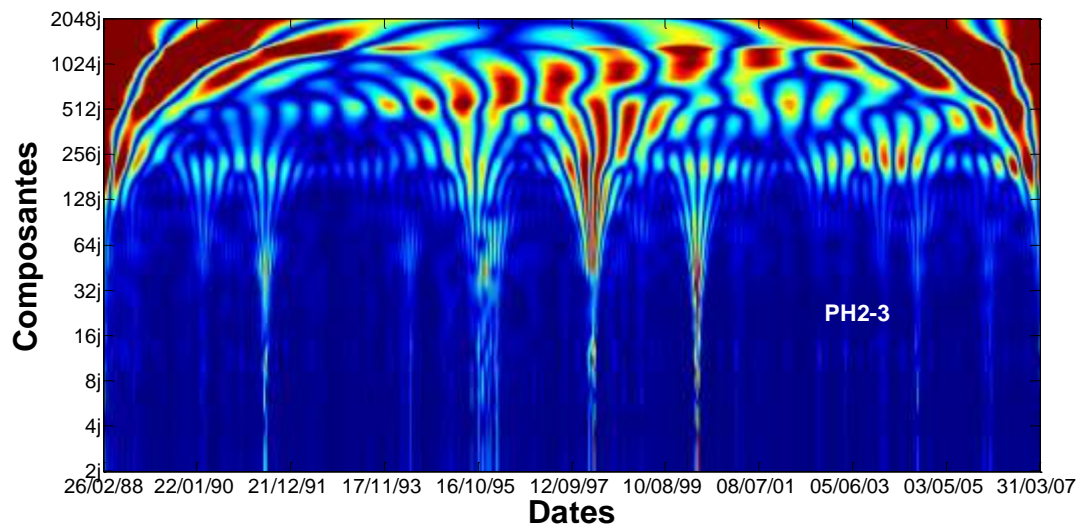


Figure IV.13 Analyse en ondelettes de pression interstitielle PH 2-3

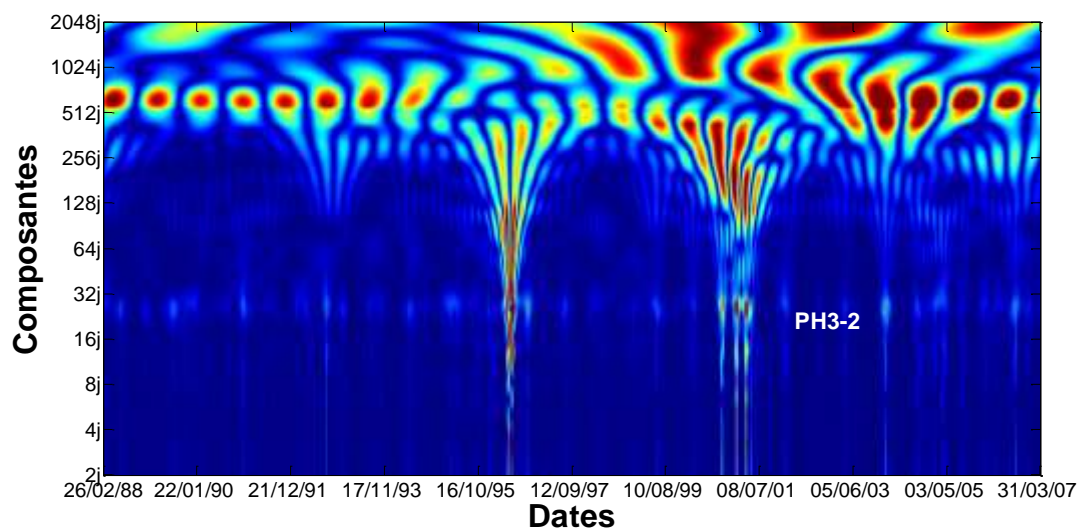


Figure IV.14 Analyse en ondelettes de pression interstitielle PH 3-2

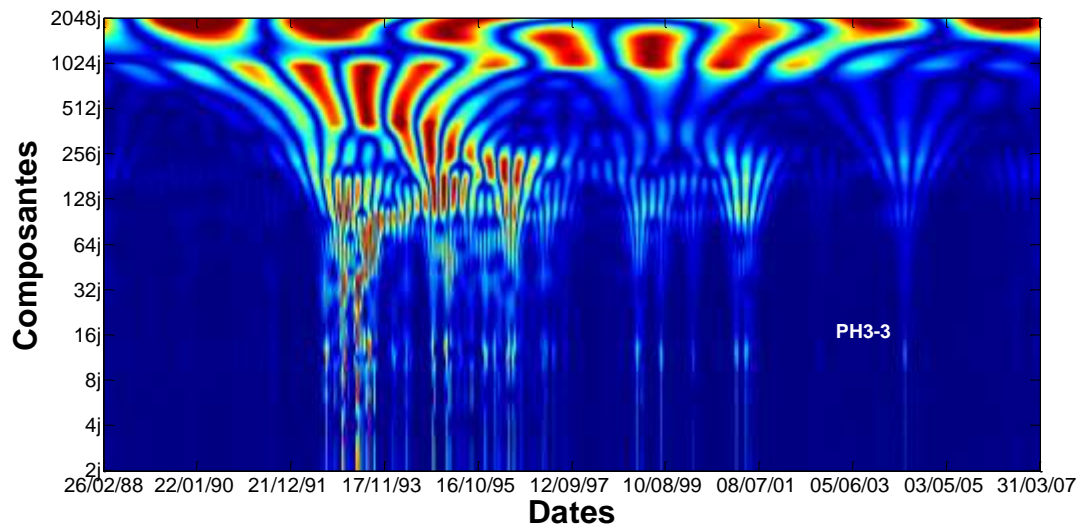


Figure IV.15 Analyse en ondelettes de pression interstitielle PH 3-3

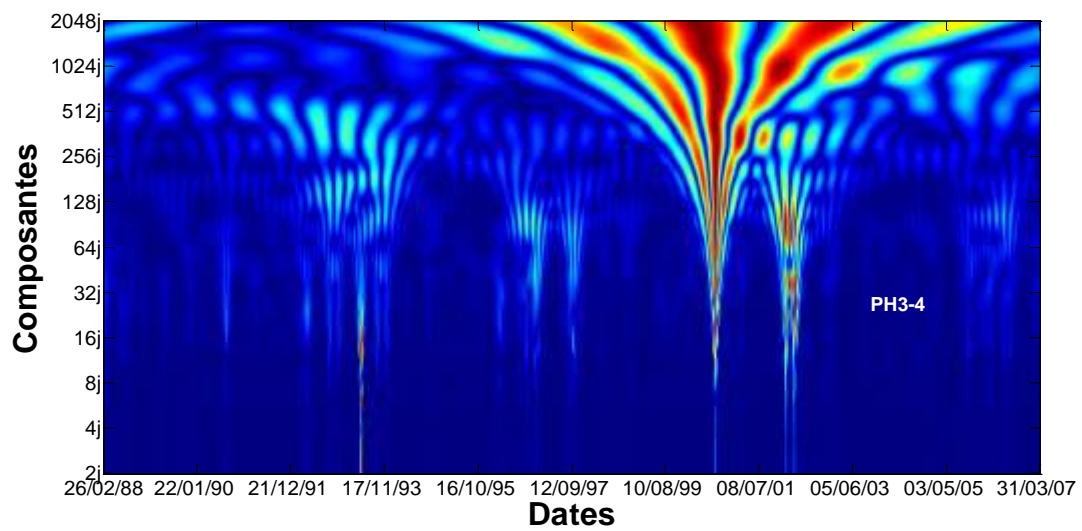


Figure IV.16 Analyse en ondelettes de pression interstitielle PH 3-4

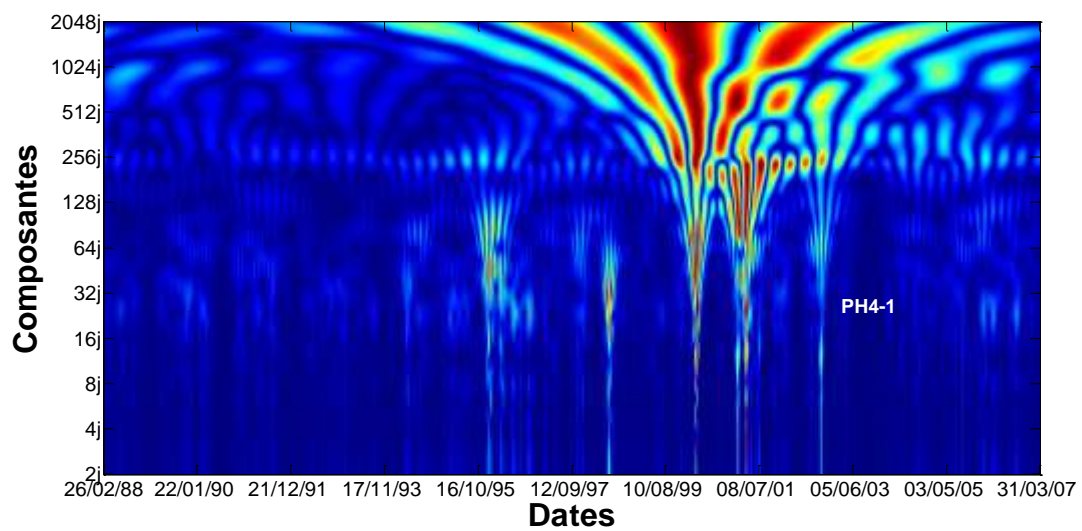


Figure IV.17 Analyse en ondelettes de pression interstitielle PH 4-1

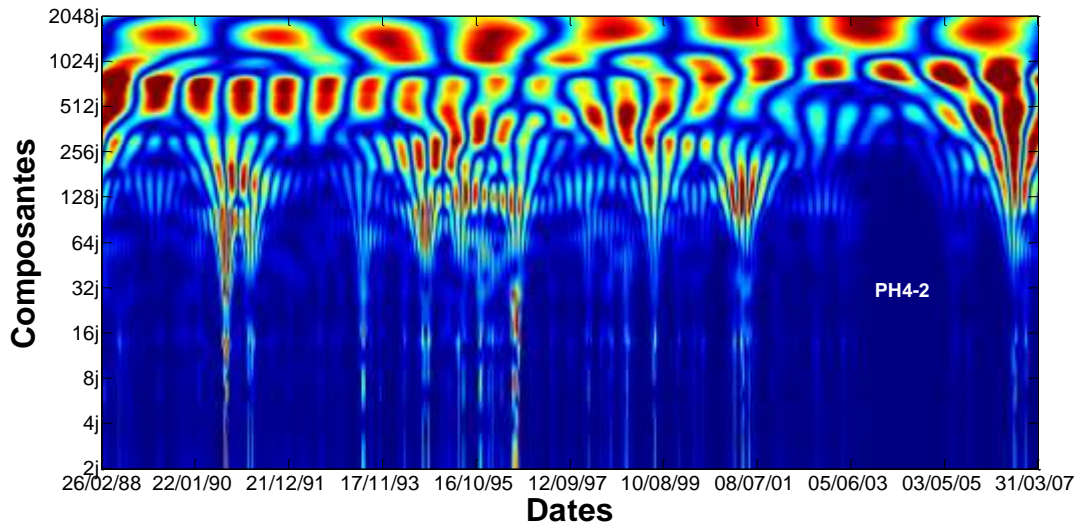


Figure IV.18 Analyse en ondelettes de pression interstitielle PH 4-2

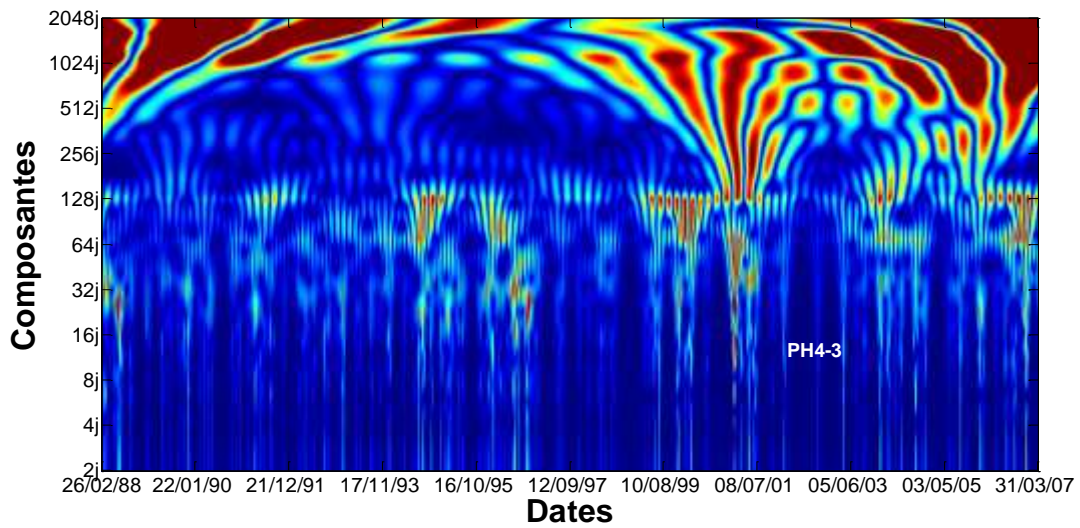


Figure IV.19 Analyse en ondelettes de pression interstitielle PH 4-3

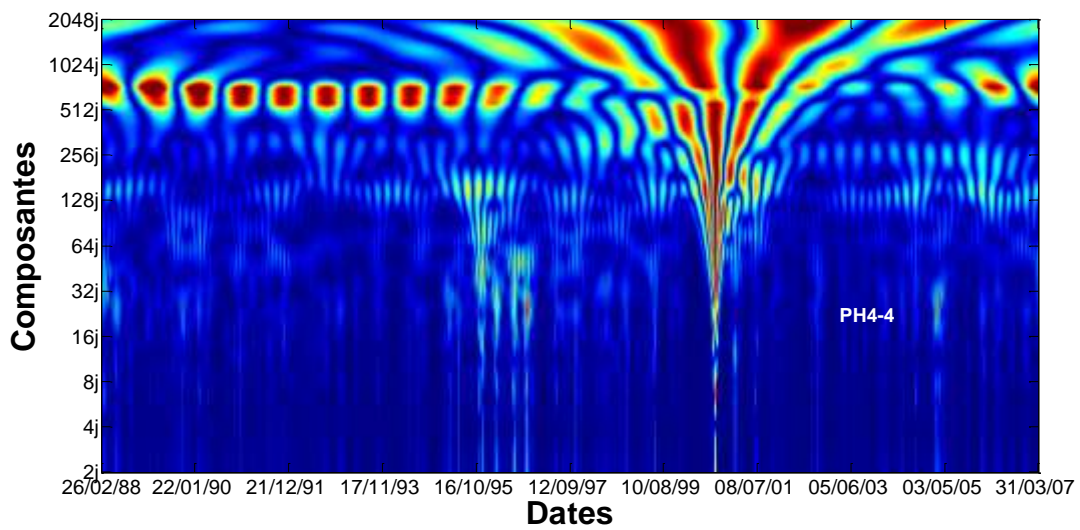


Figure IV.20 Analyse en ondelettes de pression interstitielle PH 4-4

L'analyse des données par les ondelettes permet de mettre en évidence les relations de type temps – échelle, d'évènements localisés temporellement. Elle fournit donc un regard sur le non stationnarité des phénomènes, leur intensité et leur impact sur le court ou le long terme. La représentation temps-échelle s'appelle scalogramme et l'énergie du signal est représentée en couleurs. Si la stationnarité est bien marquée, la couleur est rouge, si elle est absente la couleur est bleu foncé avec tous les dégradés.

En raison de la discrétisation dyadique imposé par la méthode, les pressions interstitielles, le niveau de la retenue et les pluies journalières analysées ont été de 2048 valeurs (2^{11}). Les figures IV.5, IV.6, IV.7, IV.8, IV.9, IV.10, IV.11, IV.12, IV.13, IV.14, IV.15, IV.16, IV.17, IV.18, IV.19 et IV.20 représente les scalogrammes correspondants aux différents signaux.

Les premiers constats confortent les résultats obtenus par l'analyse spectrale. L'analyse en ondelettes continues de la chronique du niveau de la retenue (NR), de la pluie et des pressions interstitielles met en évidence l'absence de structure à court et moyen terme (256 j jusqu'à 512 j) et l'existence de structures quasi-stationnaires à long terme (945 j jusqu'à 1194 j), ces derniers correspondent au fonctionnement annuel du système.

D'une manière générale, toutes les cellules présentent une distribution homogène de l'énergie pratiquement exclusive aux grandes échelles (tendance annuelle). Ce qui correspond à la dissipation des pressions interstitielles dans le noyau argileux à long terme.

Les structures à moyen terme observées en général sur les scalogrammes des profils de pressions interstitielles ne se retrouvent ni dans les pluies et ni dans le niveau de la retenue. Les scalogrammes montrent clairement l'importance des variations à court terme, présentes sur les cellules (par exemple le PH 3-2 bien visible) mais modulées par des phénomènes journaliers. Les pluies ou le niveau de la retenue masquent, par leurs discontinuités, les variations à court terme mais qui sont bien présentes. Même si les variations sont parfois brutales elles ont un effet qui se reporte sur plusieurs jours. Enfin, le phénomène périodique à 365 j observé précédemment se retrouve avec ses sous multiples dans l'analyse en ondelettes.

IV.2.2.2 L'énergie des signaux

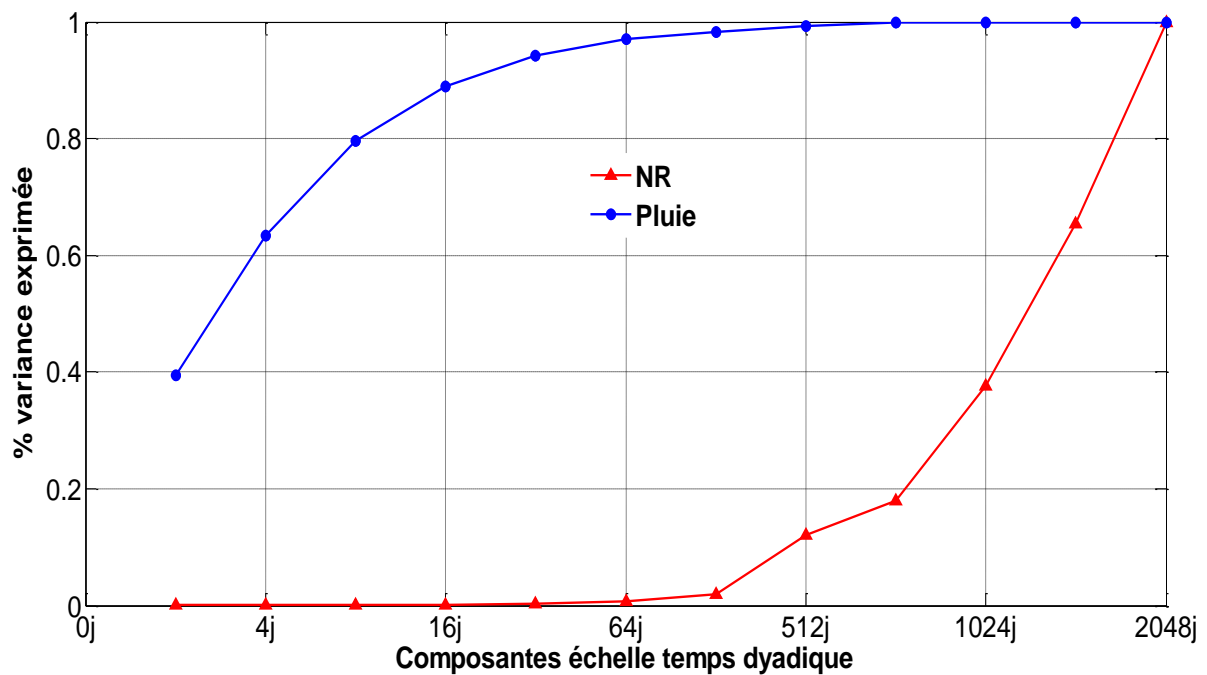


Figure IV.21 Énergie du niveau de la retenue et de la pluie en fonction de l'échelle dyadique temporelle

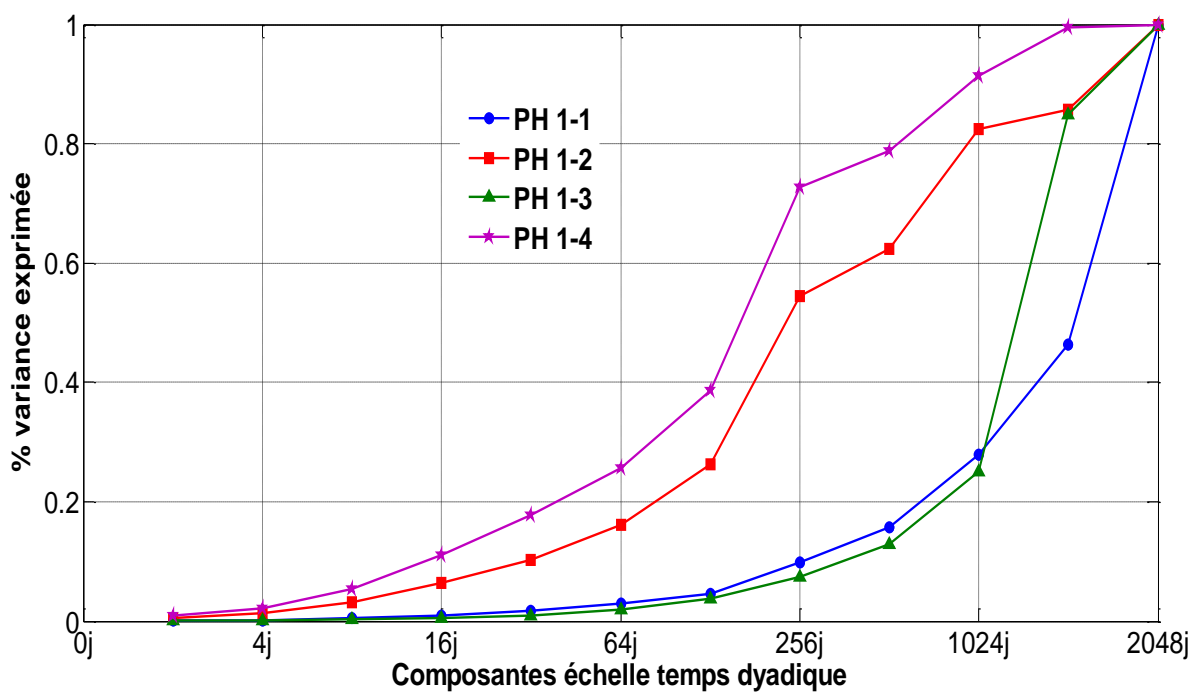


Figure IV.22 Énergie des pressions interstitielles en fonction de l'échelle dyadique temporelle (Profil 1)

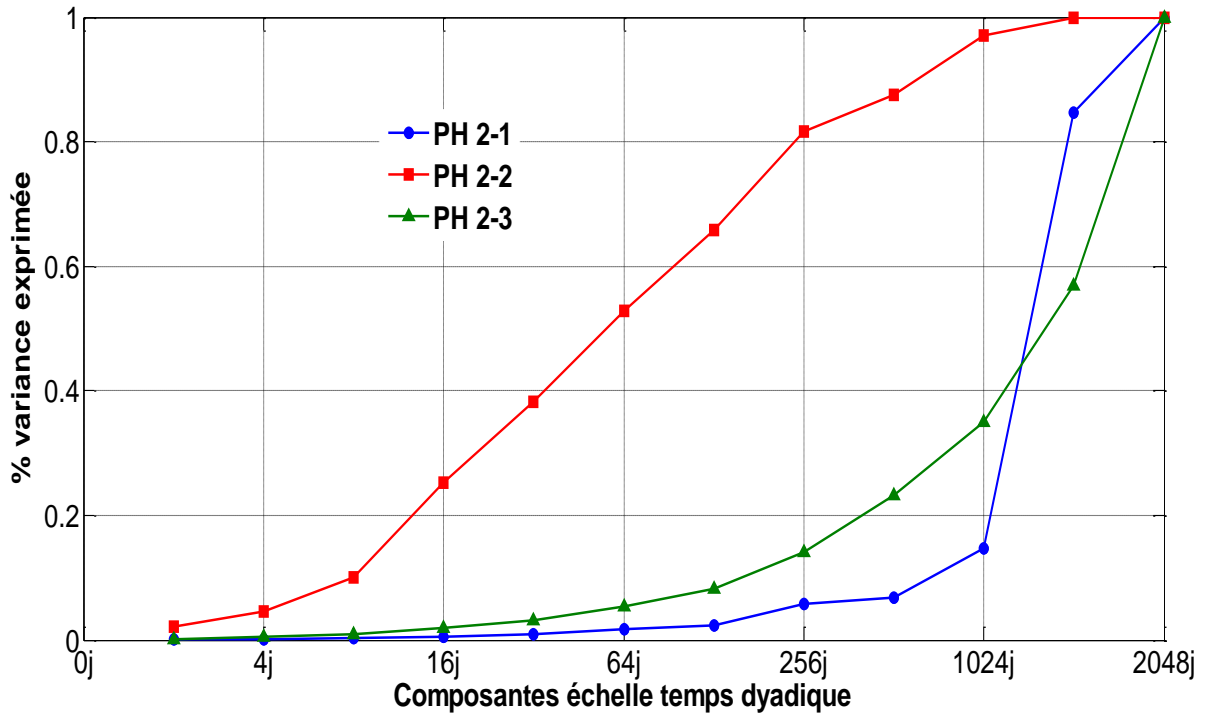


Figure IV.23 Énergie des pressions interstitielles en fonction de l'échelle dyadique temporelle (Profil 2)

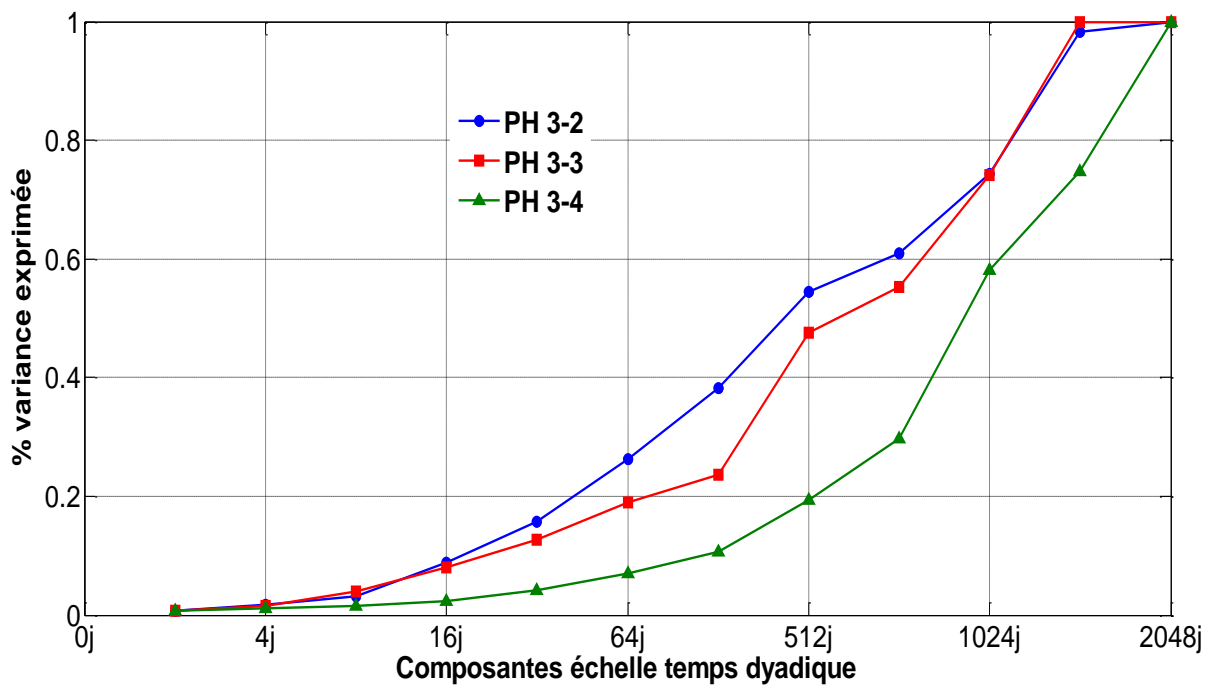


Figure IV.24 Énergie des pressions interstitielles en fonction de l'échelle dyadique temporelle (Profil 3)

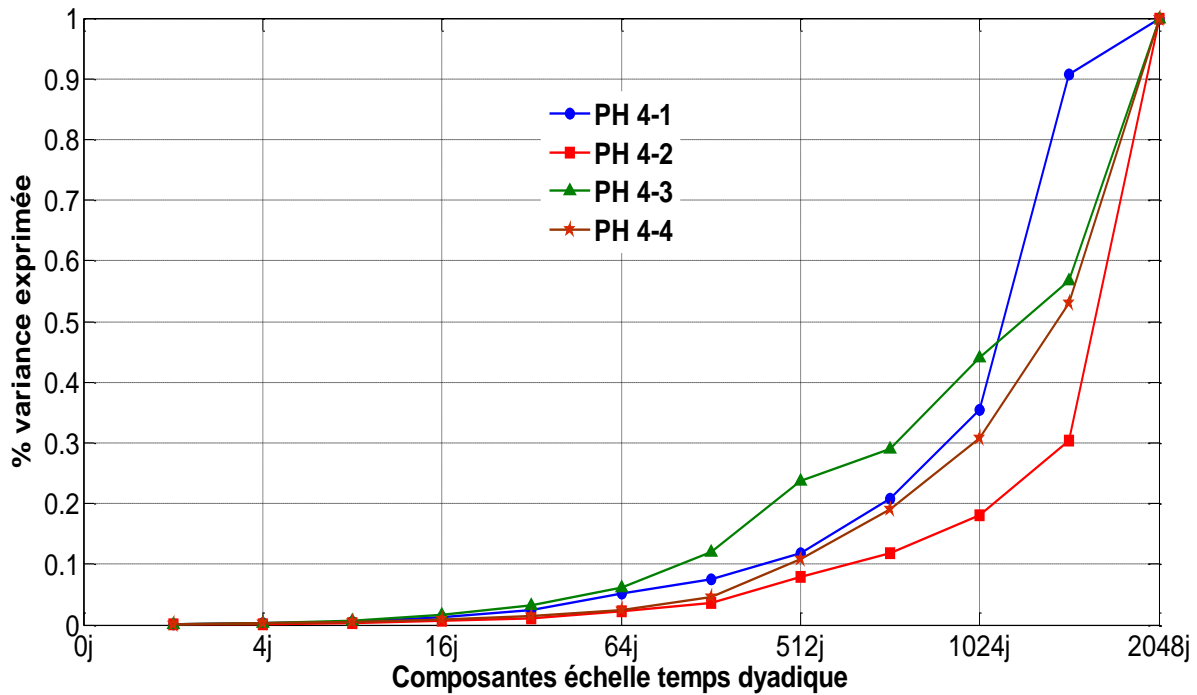


Figure IV.25 Énergie des pressions interstitielles en fonction de l'échelle dyadique temporelle (Profil 4)

La répartition de l'énergie des signaux de pression interstitielle, du niveau de la retenue et de la pluie en fonction de l'échelle, permet de constater sur les figures IV.21, IV.22, IV.23, IV.24 et IV.25 que la variance des signaux est très faible à court et moyen terme par contre une élévation de l'énergie des signaux à long terme est remarquée pour toutes les cellules ainsi que le niveau de la retenue. A l'inverse, la pluie considérée comme phénomène aléatoire indique une prédominance du court terme au détriment du long terme.

IV.2.3 Analyse multirésolution

L'approche en ondelette orthogonale discrètes multirésolution (bases de Daubechies) permet de mettre en évidence les non stationnarités, de suivre les liens entre les différents niveaux d'échelles en fonction du temps et d'isoler chaque composante indépendante pour en étudier l'évolution propre. En ce sens, ces analyses peuvent conduire à une meilleure identification des processus responsables des variations observées. Le signal est analysé par la fonction, en mode discontinu, suivant des valeurs dyadiques d'échelle. L'échelle dyadique (de type $2n$) est une fonction du pas de discrétisation du signal. Le graphique obtenu est une succession de courbes correspondant aux variations du signal pour les échelles respectives. L'analyse en ondelettes multirésolution (Mallat, 1989 ; Cohen, 1992 ; Cohen et al. 1991 ; Daubechies, 1992 ; Djikermen et Mazumda, 1994 ; Labat et al., 2002) permet la

décomposition d'un signal dyadique en une succession d'approximations et de détails correspondant à des échelles croissantes.

Le domaine temps-échelle sera remplacé par un domaine discret de la forme :

$$(\{a_0^{-j}, k \tau_0 a_0^{-j}\}, (k, j) \in Z^2) \quad \text{où } a_0 \text{ et } \tau_0 \text{ sont des constantes.}$$

On aboutit ainsi à une version discrète définissant les coefficients de la transformée en ondelettes discrète du signal $x(i)$ est donnée par l'équation IV.4:

$$C_x(j, k) = \int_{-\infty}^{+\infty} x(t) \psi_{j,k}^*(t) dt \quad (\text{IV.4})$$

$$\text{Avec : } \psi_{j,k}^*(t) = a_0^{j/2} \psi(a_0^j t - k \tau_0)$$

L'exposant j est alors appelé facteur d'échelle, tandis que le paramètre $k \tau_0$ est appelé facteur de translation.

Une fois que le domaine temps- échelle est discrétisé, des valeurs particulières pour a_0 et τ_0 correspondant à une représentation dyadique des échelles sont choisies : $a_0 = 2$ et $\tau_0 = 1$.

La grille continue alors remplacée par une grille discrète dyadique de la forme :

$$(\{2^{-j}, k 2^{-j}\}, (k, j) \in Z^2).$$

Les coefficients de la transformée en ondelettes discrète orthogonale sont alors donnés par le produit de convolution de l'équation (IV.5)

$$\psi_{j,k}(t) = 2^{j/2} \psi(2^j t - k) \quad (\text{IV.5})$$

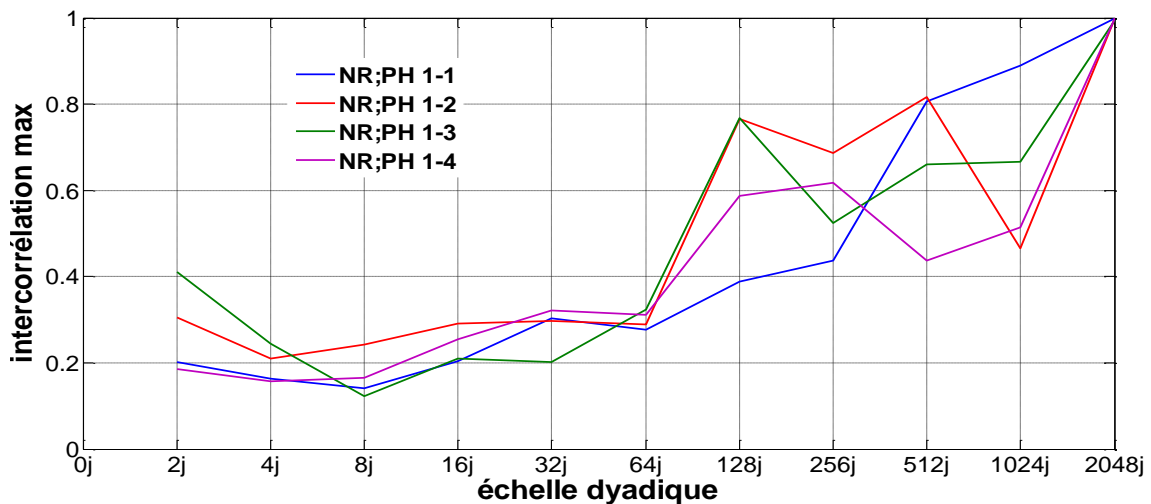


Figure IV.26 Relation entre le niveau de la retenue et les pressions interstitielles
(Profil 1)

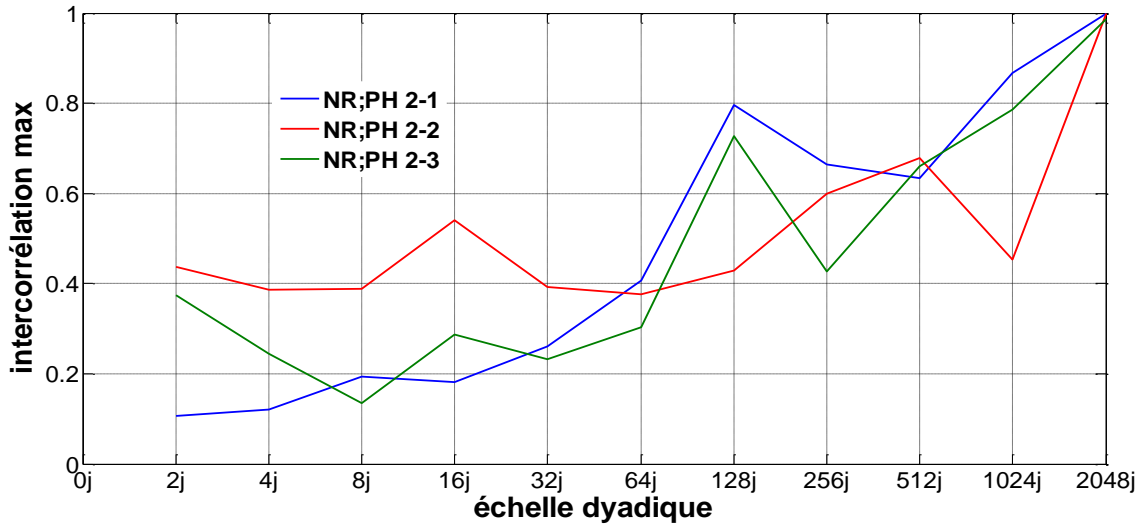


Figure IV.27 Relation entre le niveau de la retenue et les pressions interstitielles (Profil 2)

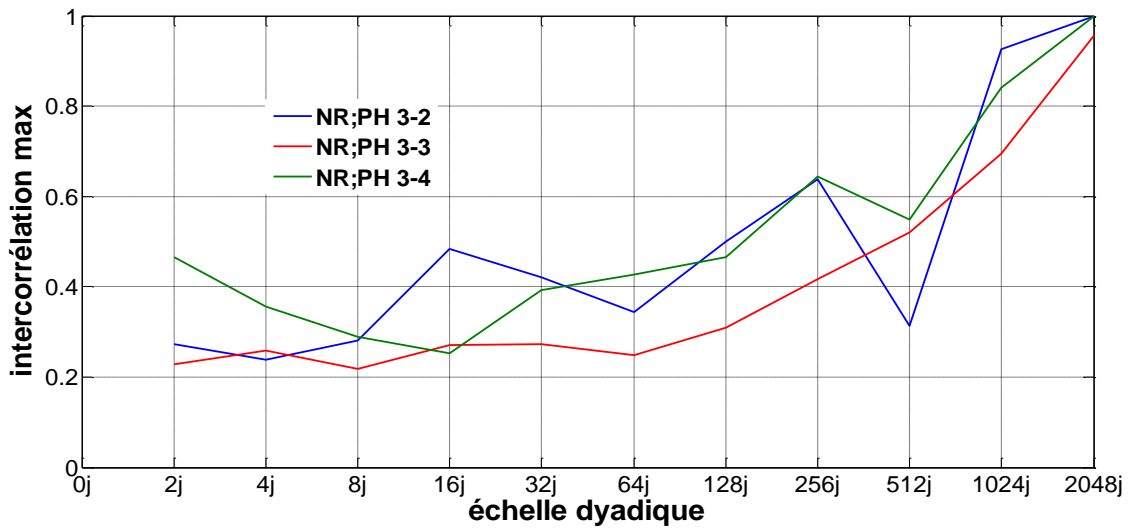


Figure IV.28 Relation entre le niveau de la retenue et les pressions interstitielles (Profil 3)

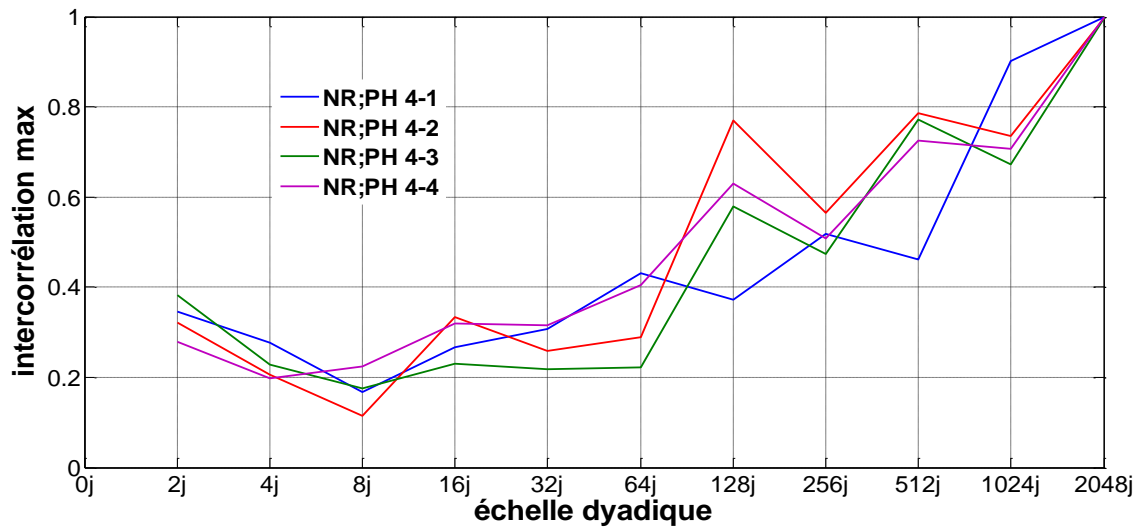


Figure IV.29 Relation entre le niveau de la retenue et les pressions interstitielles (Profil 4)

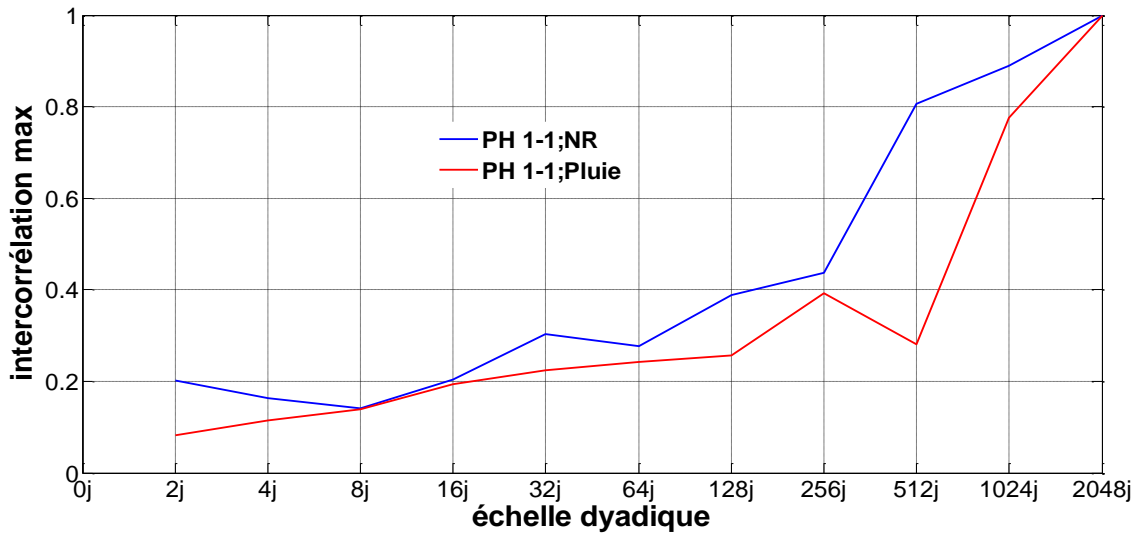


Figure IV.30 Relation entre PH 1-1 le niveau de la retenue, pluie

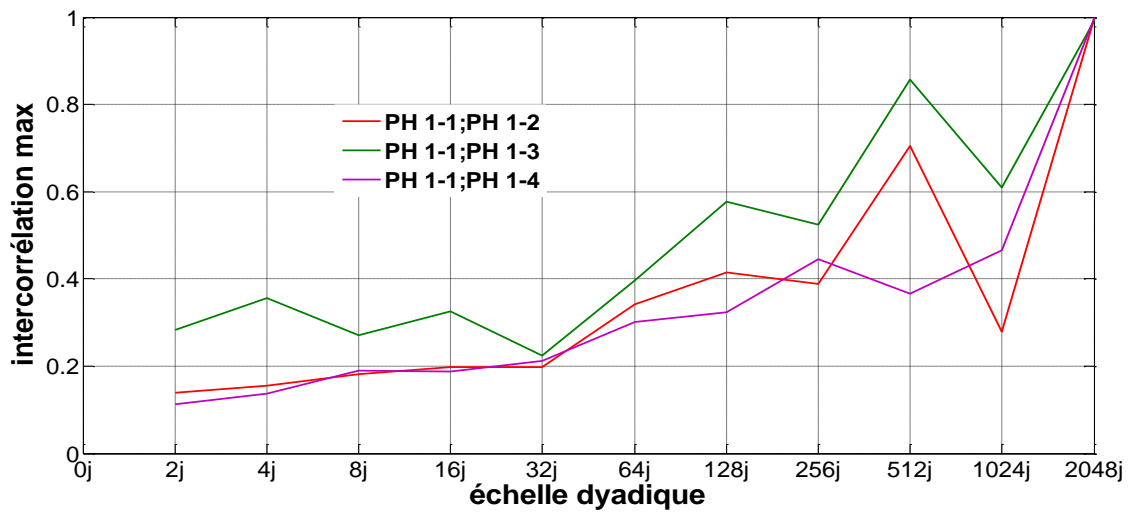


Figure IV.31 Relation entre PH 1-1 et les pressions interstitielles (Profil 1)

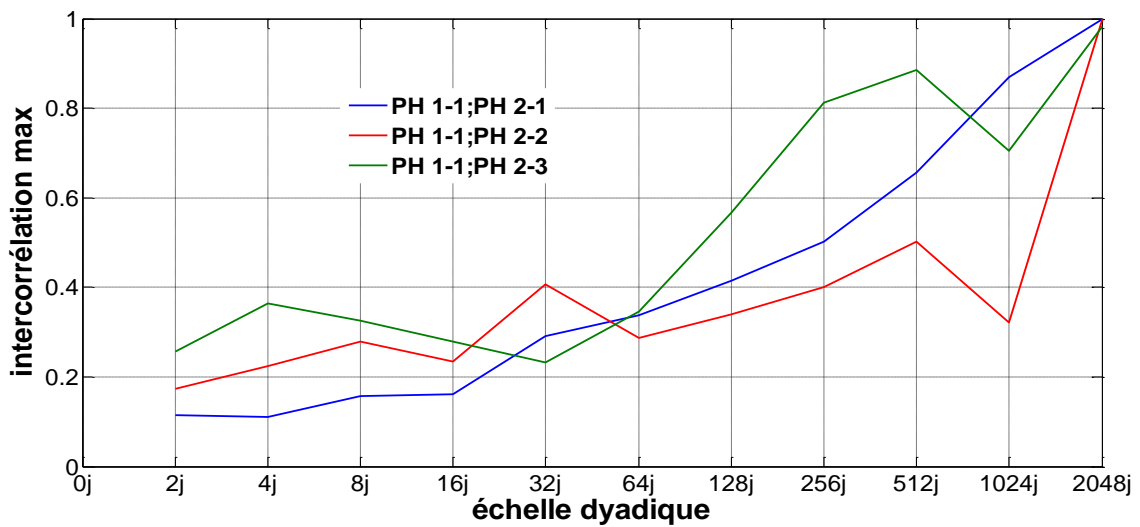


Figure IV.32 Relation entre PH 1-1 et les pressions interstitielles (Profil 2)

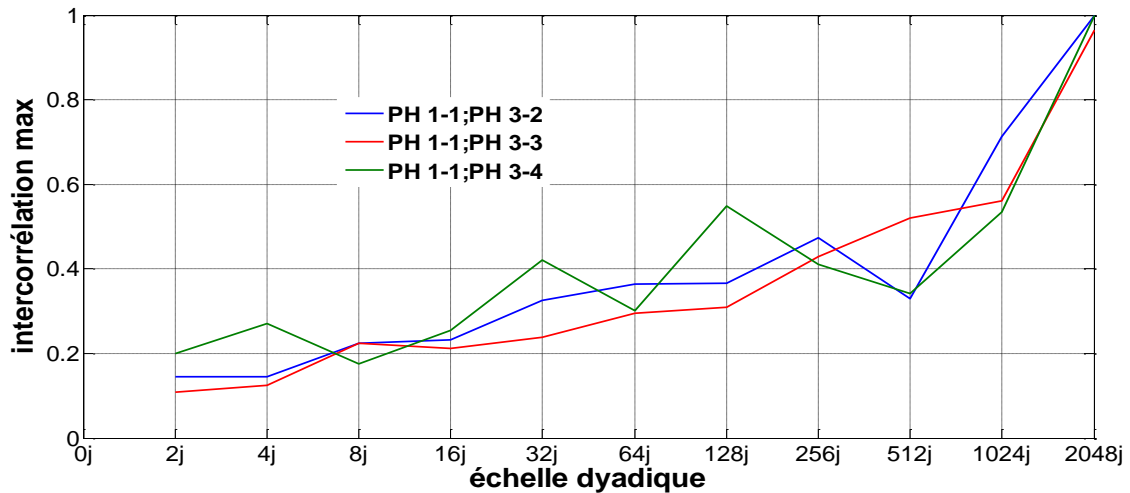


Figure IV.33 Relation entre PH 1-1 et les pressions interstitielles (Profil 3)

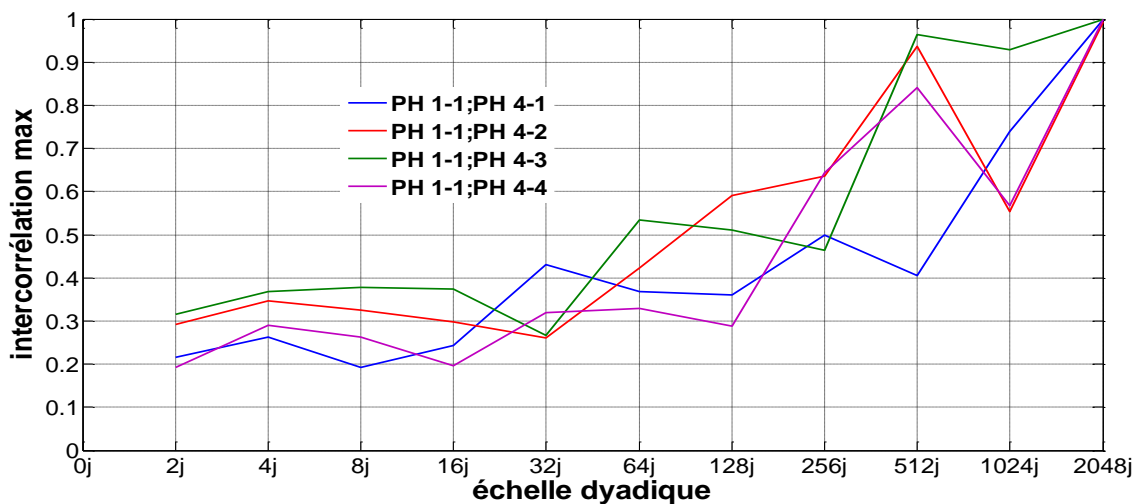


Figure IV.34 Relation entre PH 1-1 et les pressions interstitielles (Profil 4)

Pour vérifier la liaison de ces structures, l'analyse multirésolution croisée par niveau d'échelle permet de quantifier plus précisément le degré de causalité de la relation entre : le niveau de la retenue et la pression interstitielle (Figures IV.26, IV.27, IV.28 et IV.29) ; la pression interstitielle et le niveau de la retenue; la pression interstitielle PH 1-1 avec le niveau de la retenue, pluie et les pressions interstitielles (Figures IV. 30, IV.31, IV.32, IV.33 et IV.34) en fonction de l'échelle de décomposition. En effet, l'intercorrélation confirme la liaison entre : le niveau de la retenue et les pressions interstitielles ; la pression PH 1-1 et les pressions interstitielles sur le long terme.

IV.2.4 L'analyse fractale

Afin d'étudier le caractère de la pluie on va appliquer une méthode d'analyse fréquemment utilisée dans l'étude des fractales statistiques : la représentation en log-log des spectres de densité de variance. Cette méthode permet d'identifier le caractère gaussien, brownien ou déterministe d'une série de données.

Mandelbrot et al. (1968a, 1968b, 1969a, 1969b) introduisent les premières fractales statistiques à partir du mouvement et de leur trajectoire : le mouvement brownien fractionnaire et le bruit gaussien fractionnaire. Ces deux cas sont des généralisations à partir du mouvement brownien et du bruit gaussien ou bruit blanc. Les deux familles de fonctions représentent l'évolution en temps d'un phénomène aléatoire contrôlée par un coefficient H . Ce paramètre (le coefficient de Hurst) est souvent appelé « coefficient de mémoire » et prend des valeurs comprises dans l'intervalle 0 à 1.

- Pour $H=1/2$, on obtient le mouvement brownien pur ou un bruit gaussien pur (ce dernier étant considéré comme la dérivée du mouvement brownien) qui représente une indépendance totale entre les événements du processus aléatoire.
- Pour $H \neq 1/2$ on obtient le mouvement brownien fractionnaire. De même avec le caractère gaussien on obtient un bruit gaussien fractionnaire.
- Pour $H > 1/2$ on a la persistance, c'est à dire pour une variation croissante dans le passé il existe une variation croissante dans le futur. Plus H croît, plus la persistance est forte.
- Pour $H < 1/2$ on a l'antipersistance, c'est-à-dire pour une variation croissante dans le passé il existe une variation décroissante dans le futur. Plus H décroît, plus l'antipersistance est forte.

Le mouvement brownien fractionnaire et le bruit gaussien fractionnaire sont fractals avec une propriété qui varie suivant une loi de puissance. Ces fractales sont statistiques parce que cette propriété est statistique : le spectre de densité varie suivant une loi de puissance en fonction de la fréquence.

La pente du spectre de densité en log-log (β est l'exposant de la loi de puissance) prend des valeurs comprises entre +1 et -1 pour le bruit gaussien fractionnaire et entre -1 et -3 pour le mouvement brownien fractionnaire. Une pente $\beta=0$ est caractéristique pour un bruit gaussien pur et une pente $\beta=-2$ est caractéristique pour le domaine brownien pur. Les pentes dans l'intervalle $]-2,-3[$ sont caractéristiques pour le domaine brownien persistant, tandis que les pentes dans l'intervalle $]-1,-2[$ sont caractéristiques pour le domaine brownien

antipersistant. On peut calculer le coefficient de Hurst par l'intermédiaire des formules suivantes (Hardy et Beier, 1994) :

- Pour le mouvement brownien fractionnaire : $\beta = -(2H + 1)$.
- Pour le bruit gaussien fractionnaire : $\beta = -(2H - 1)$.

Depuis leur introduction par rapport au temps, beaucoup de chercheurs ont utilisé ces notions dans des domaines très différents. La ressemblance entre les traces de mouvement brownien fractionnaire et ou le bruit gaussien fractionnaire avec certains enregistrements de processus naturels est évidente. Désormais, ces deux familles de fonctions sont largement utilisées dans la modélisation de ces phénomènes naturels. Un exemple intéressant est fourni par (Hardy et Beier 1994) dans le domaine pétrolier, qui utilise le bruit gaussien fractionnaire pour modéliser en 1D ou 2D la distribution de la porosité dans un réservoir.

Éléments d'interprétation du bruit :

β : pente du spectre de densité de variance représenté dans un repère Log-Log

$-3 < \beta < -1$: Domaine Brownien, la série des données est aléatoire et structurée (informations sous-jacentes)

$-1 < \beta < 1$: Domaine Gaussien, la chronique est aléatoire pure (pas d'information)

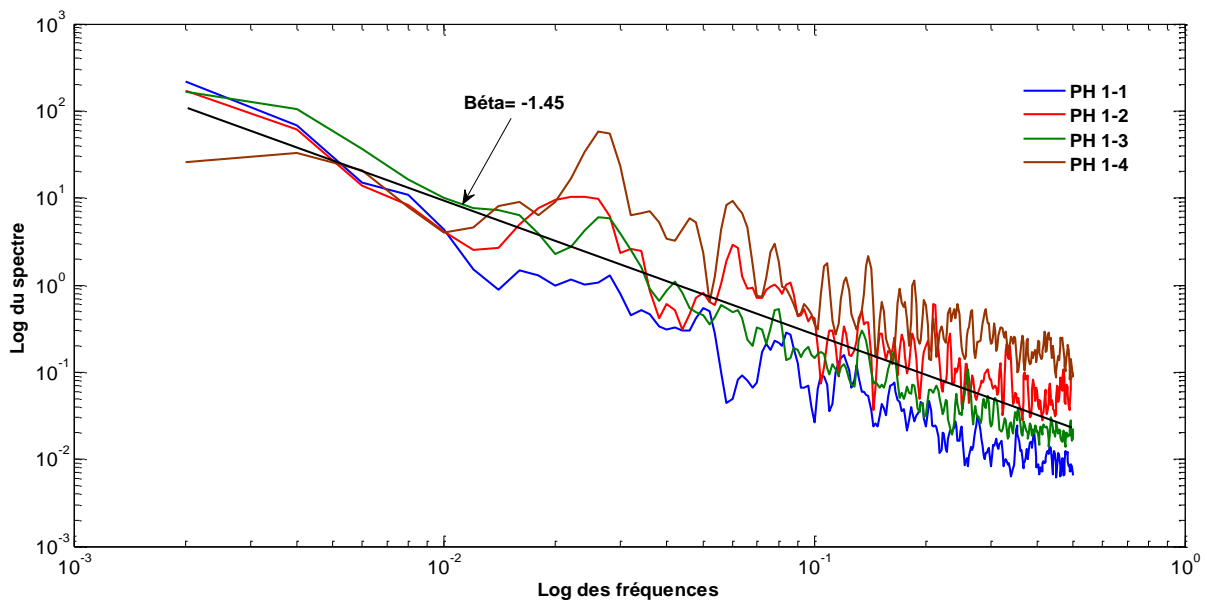


Figure IV.35 Log-log spectre des pressions interstitielles (Profil 1)

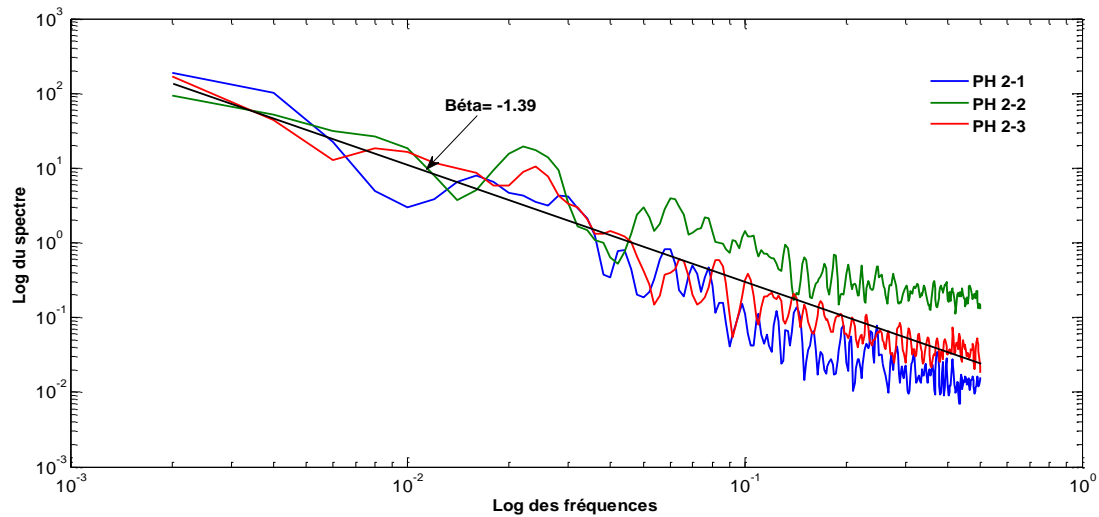


Figure IV.36 Log-log spectre des pressions interstitielles (Profil 2)

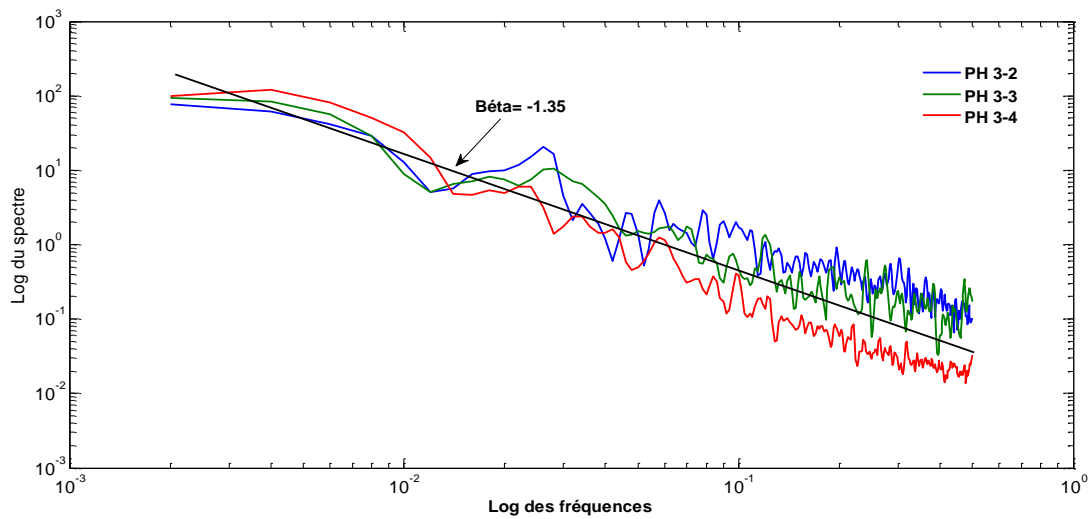


Figure IV.37 Log-log spectre des pressions interstitielles (Profil 3)

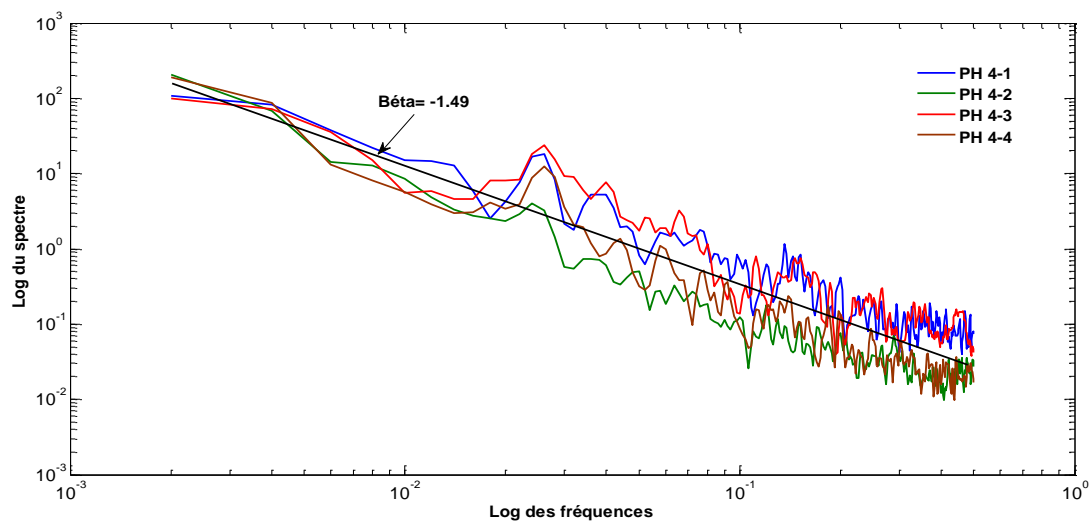


Figure IV.38 Log-log spectre des pressions interstitielles (Profil 4)

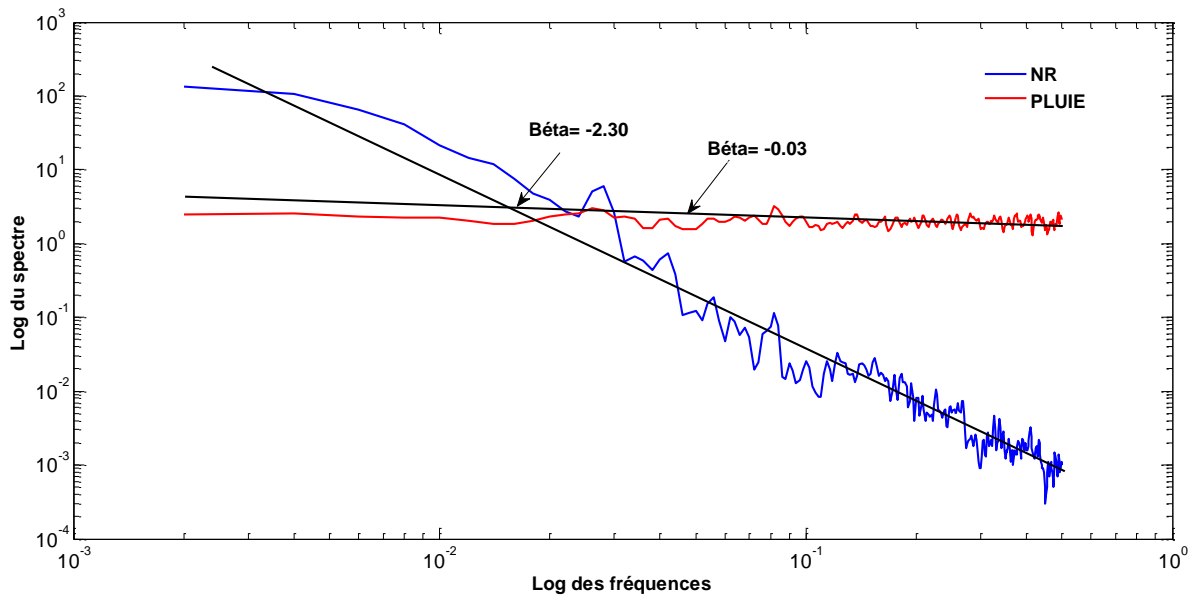


Figure IV.39 Log-log spectre du niveau de la retenue et la pluie

La représentation en log-log des spectres de densité de variance de pressions interstitielles (Figures IV.35, IV.36, IV.37 et IV.38) montre que les pentes des droites ajustées sont égales : ($\beta = -1,41$), d'où le coefficient de Hurst « H » (appelé aussi coefficient de mémoire) est égal à 0,20. Ceci indique un processus ou mouvement Brownien fractionnaire de type anti-corrélé. Ce processus anti persistant veut dire qu'une variation croissante dans le passé des pressions interstitielles, il existe une variation décroissante dans le futur. Ce qui serait favorable pour la stabilité de l'ouvrage. La série des données est structurée (informations sous-jacentes).

La représentation en log-log de spectre de densité de variance de niveau de la retenue (Figure IV. 39) montre que la pente de droites ajustée est égale ($\beta = -2, 30$), d'où le coefficient de Hurst est égal à 0,65. Ceci indique un processus ou mouvement Brownien fractionnaire de type persistant. Ce processus anti persistant veut dire qu'une variation croissante dans le passé de niveau de la retenue, il existe une variation croissante dans le futur. Ce qui serait favorable pour la stabilité de l'ouvrage.

La représentation en log-log de spectre de densité de variance de pluie (Figure IV.39) montre que la pente de droite ajustée est égale ($\beta = -0, 03$), d'où le coefficient de Hurst est égal à 0,51. Ceci indique un processus ou mouvement Gaussien fractionnaire de type anti-corrélé. La série des données est aléatoire pure (pas d'information).

IV.2.5 L'analyse multifractale

L'analyse multifractale est une méthode d'analyse des propriétés d'invariance d'échelle de signaux. Ce formalisme a été introduit par de nombreux auteurs (Lovejoy et Schertzer 1985, Olsson 1996 et Menadbe et al. 1997).

L'analyse multifractale est une méthode appropriée pour traiter et modéliser des champs ayant une forte variabilité spatio-temporelle. Elle introduit notamment la notion d'invariance d'échelle traduisant le lien qui existe entre une mesure et son échelle. On introduit deux fonctions $K(q)$ et $c(\gamma)$ qui sont respectivement la fonction d'échelle des moments (q est l'ordre des moments statistiques) et la fonction de co-dimension. Jusqu'à un ordre critique q^D , ces deux fonctions sont définies pour un processus universel multifractal par deux paramètres :

La co-dimension $C1$ mesurant l'hétérogénéité moyenne ($C1=0$ pour un champ homogène) et correspond à la co-dimension fractale de la singularité moyenne du champ :
 $C1 = C(\gamma_1)$ pour la singularité γ_1 correspondant à $q=1$.

L'index de multifractalité de Levy α ($0 \leq \alpha \leq 2$), mesurant le degré de multifractalité du processus ($\alpha = 0$ pour un champ monofractal) qui est défini par la variation de la co-dimension $C(\gamma)$ autour du champ moyen c 'est-à-dire pour les singularités $\gamma=\gamma_1$. C'est plus précisément, le rayon de courbure de $C(\gamma)$ en γ_1 .

Ces deux fonctions $K(q)$ et $C(\gamma)$ sont définies est par l'équation IV.6 suivantes :

$$K_{(q)} = \frac{C_1}{\alpha-1} (q^\alpha - q) \quad (IV.6)$$

$$\text{et } C_{(\gamma)} = C_1 \left(\frac{\gamma}{C_1 \alpha'} + \frac{1}{\alpha} \right)^\alpha, \frac{1}{\alpha} + \frac{1}{\alpha'} = 1, \alpha \neq 1$$

En ajustant à la fonction de co-dimension empirique une fonction théorique basée sur les équations des multifractales, on obtient les deux paramètres α et $C1$ qui permettent de caractériser d'une part le degré de singularité des événements et d'autre part la hiérarchisation de ces singularités. Lorsque C tend vers zéro, la distribution est monofractale, l'hétérogénéité est la même quelle que soit l'échelle et la distribution est stationnaire. Le coefficient α renseigne sur la loi de variation de l'hétérogénéité par rapport au temps. Lorsque α tend vers 2, la distribution des singularités est log-normale et varie donc très fortement suivant l'échelle et lorsque α tend vers 1, le non stationnarité est linéaire.

IV.2.5.1 Les moments

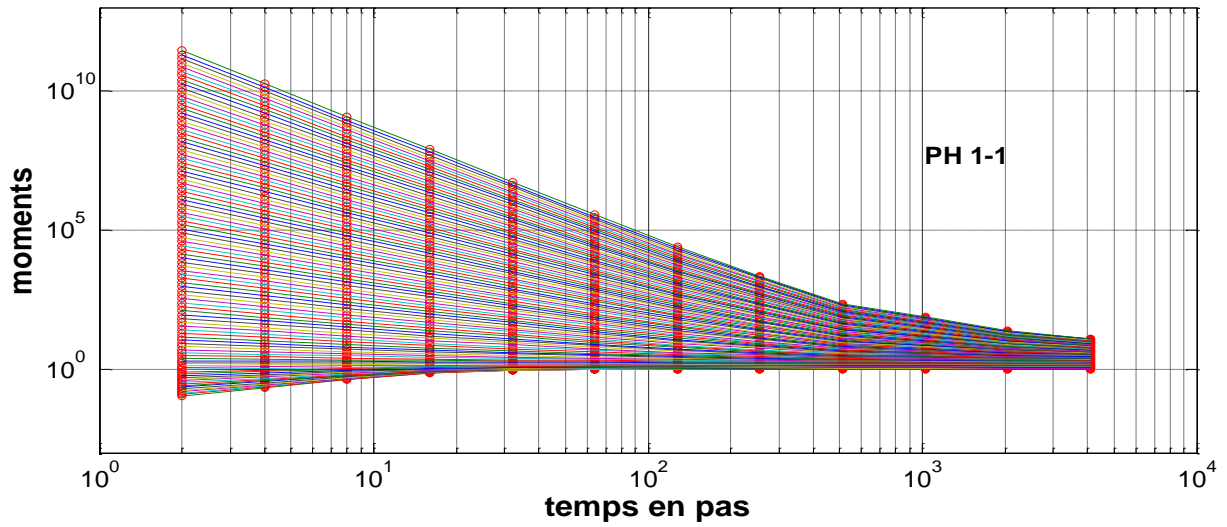


Figure IV.40 Distribution des moments de pression interstitielle PH 1-1

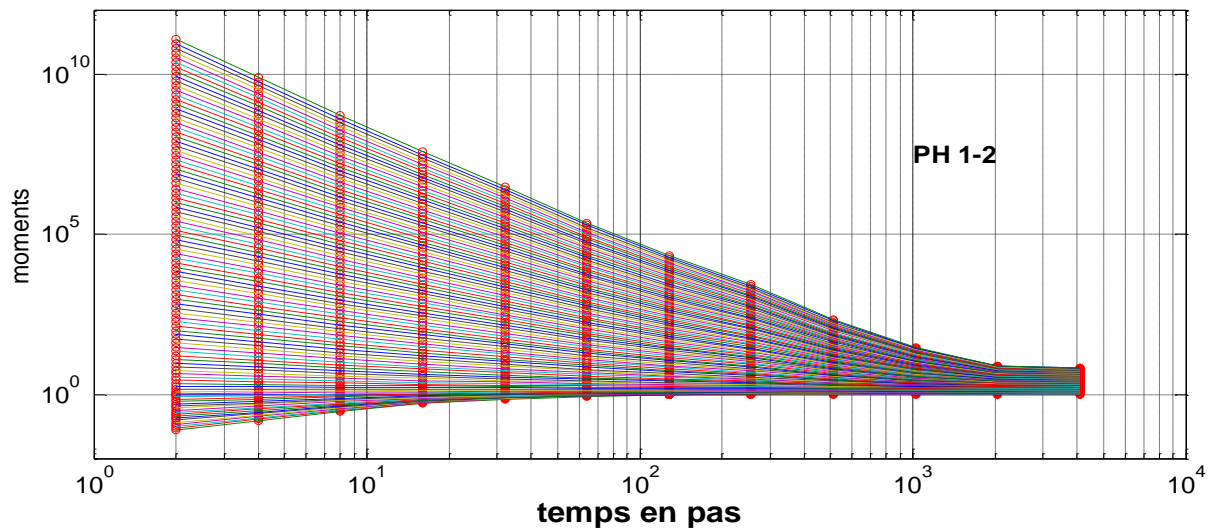


Figure IV.41 Distribution des moments de pression interstitielle PH 1-2

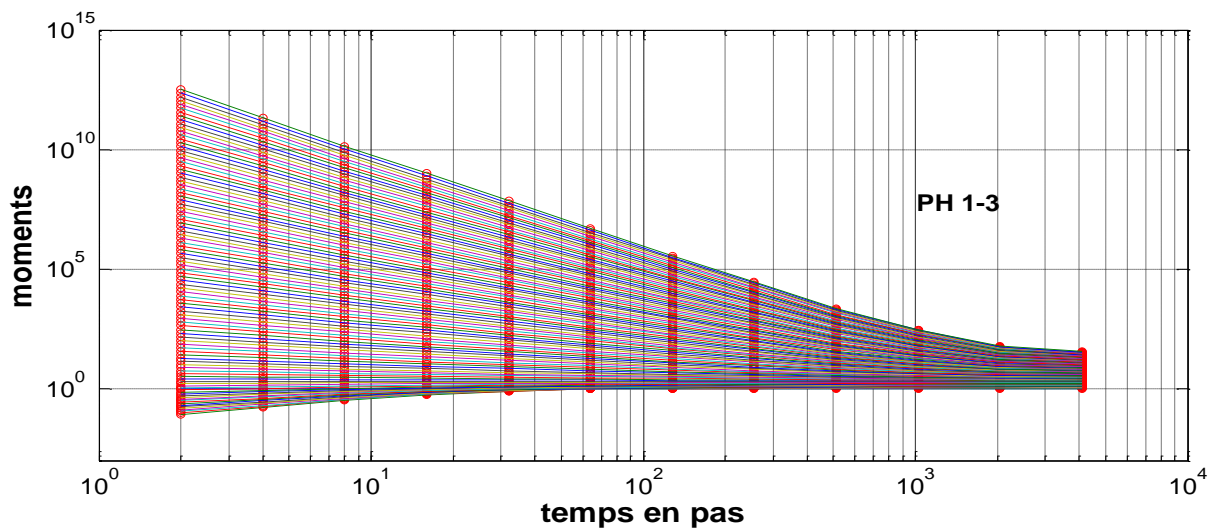


Figure IV.42 Distribution des moments de pression interstitielle PH 1-3

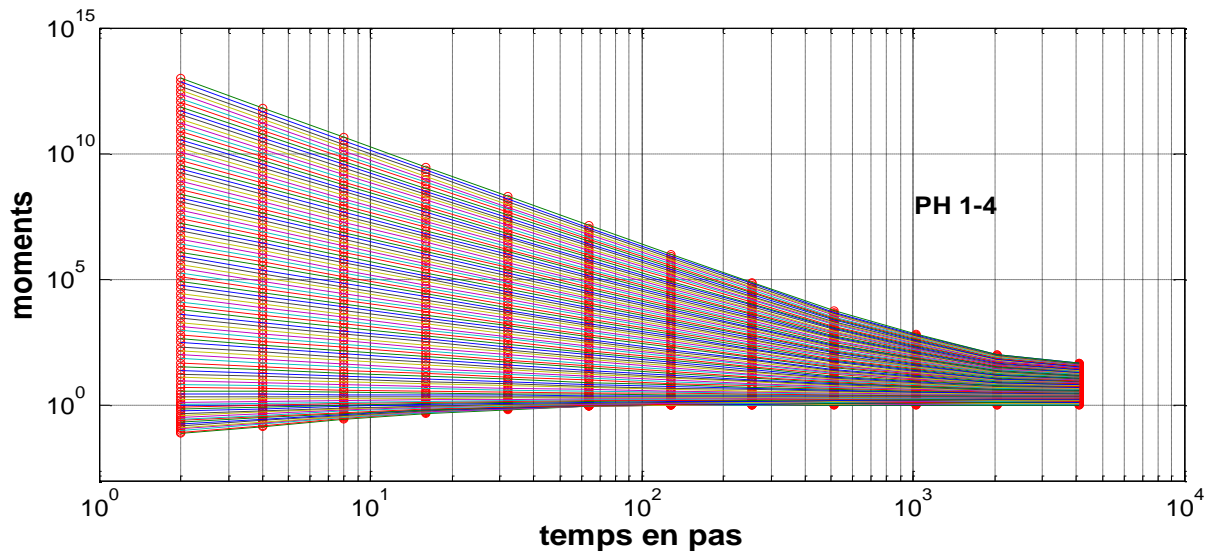


Figure IV.43 Distribution des moments de pression interstitielle PH 1-4

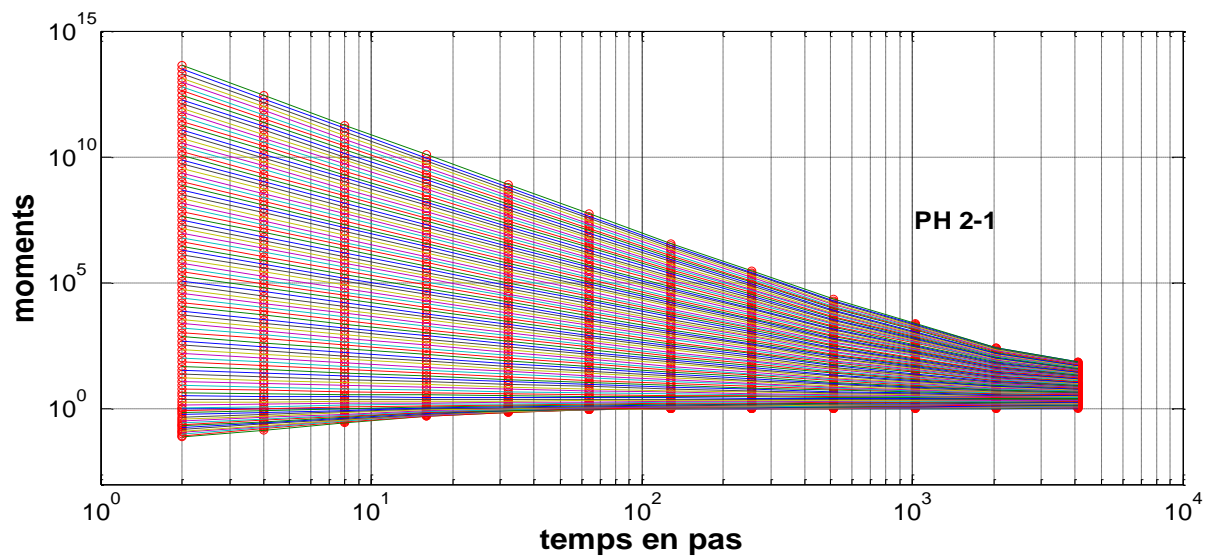


Figure IV.44 Distribution des moments de pression interstitielle PH 2-1

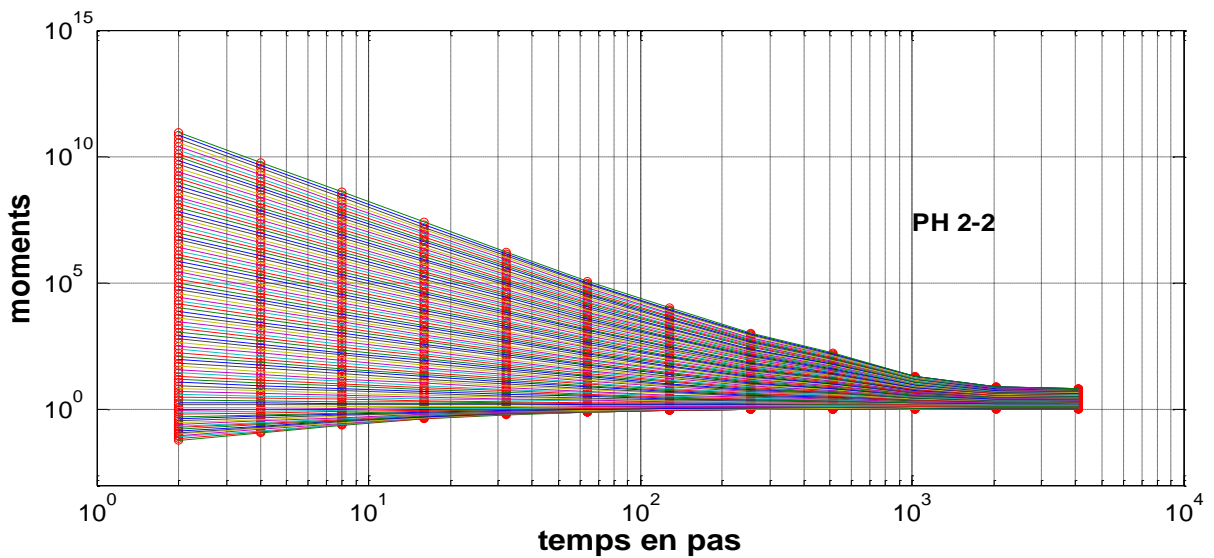


Figure IV.45 Distribution des moments de pression interstitielle PH 2-2

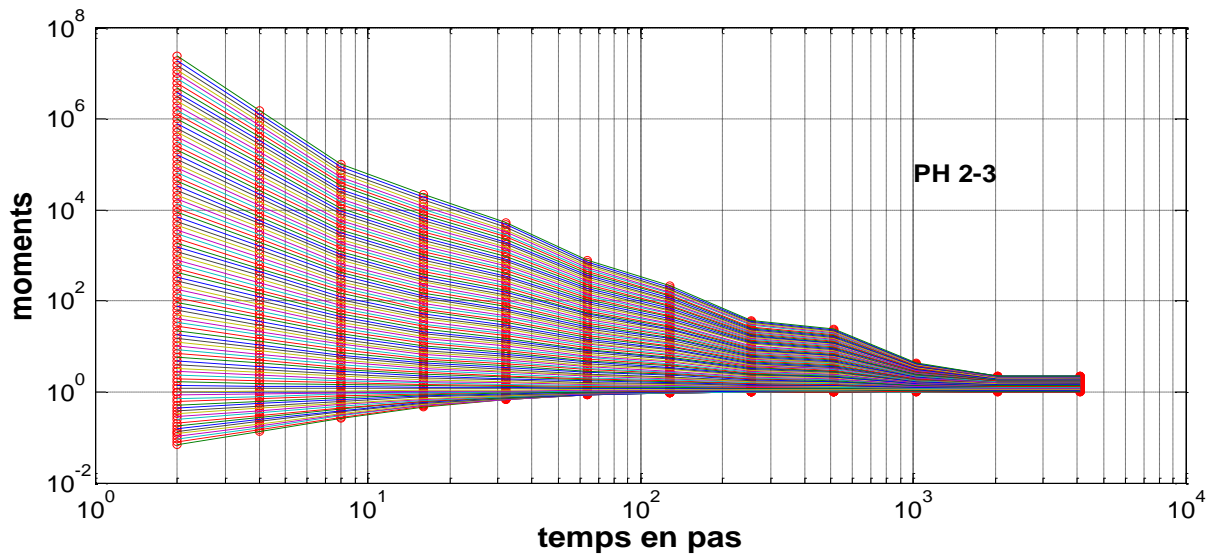


Figure IV.46 Distribution des moments de pression interstitielle PH 2-3

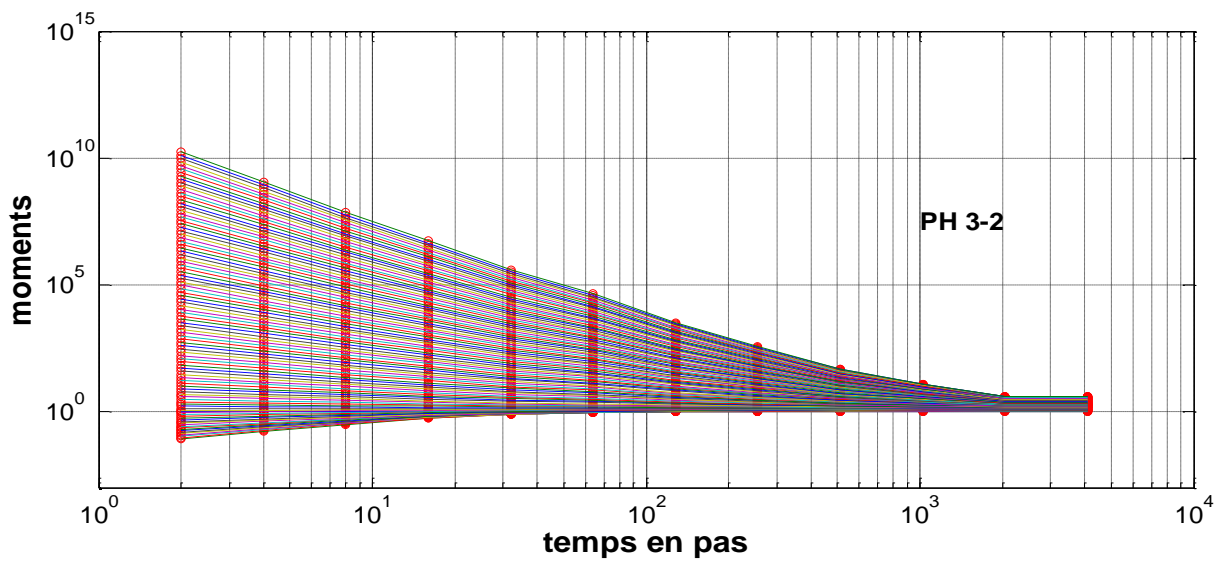


Figure IV.47 Distribution des moments de pression interstitielle PH 3-2

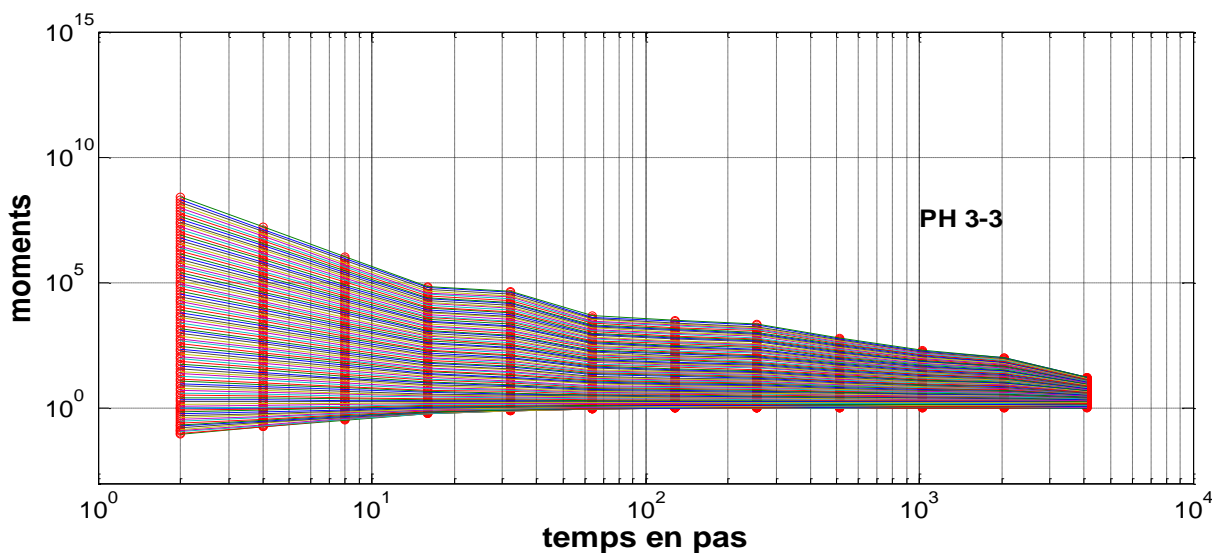


Figure IV.48 Distribution des moments de pression interstitielle PH 3-3

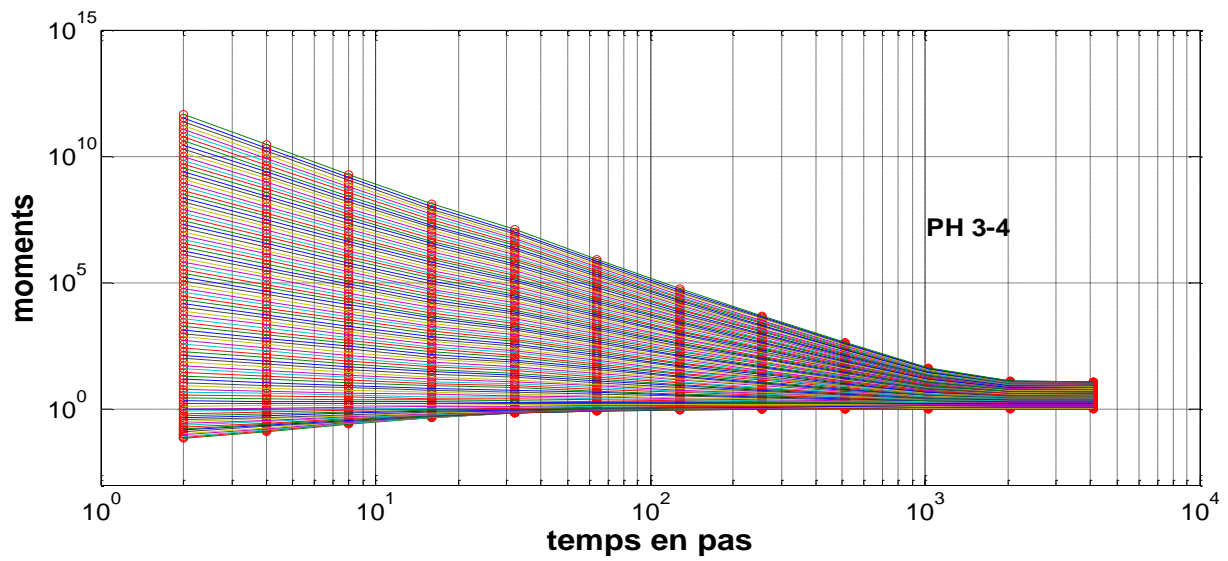


Figure IV.49 Distribution des moments de pression interstitielle PH 3-4

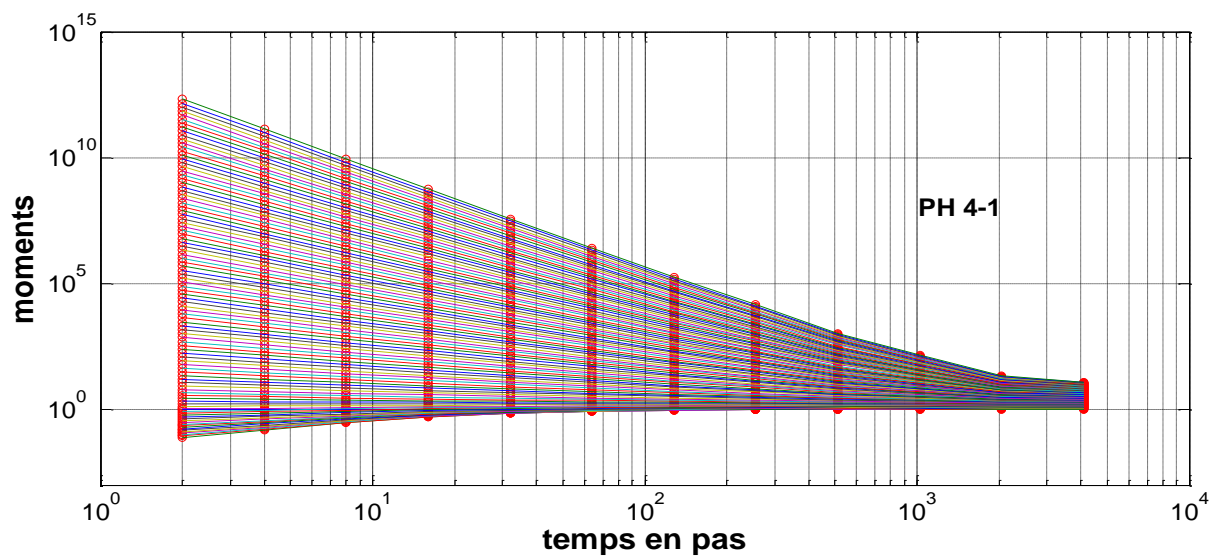


Figure IV.50 Distribution des moments de pression interstitielle PH 4-1

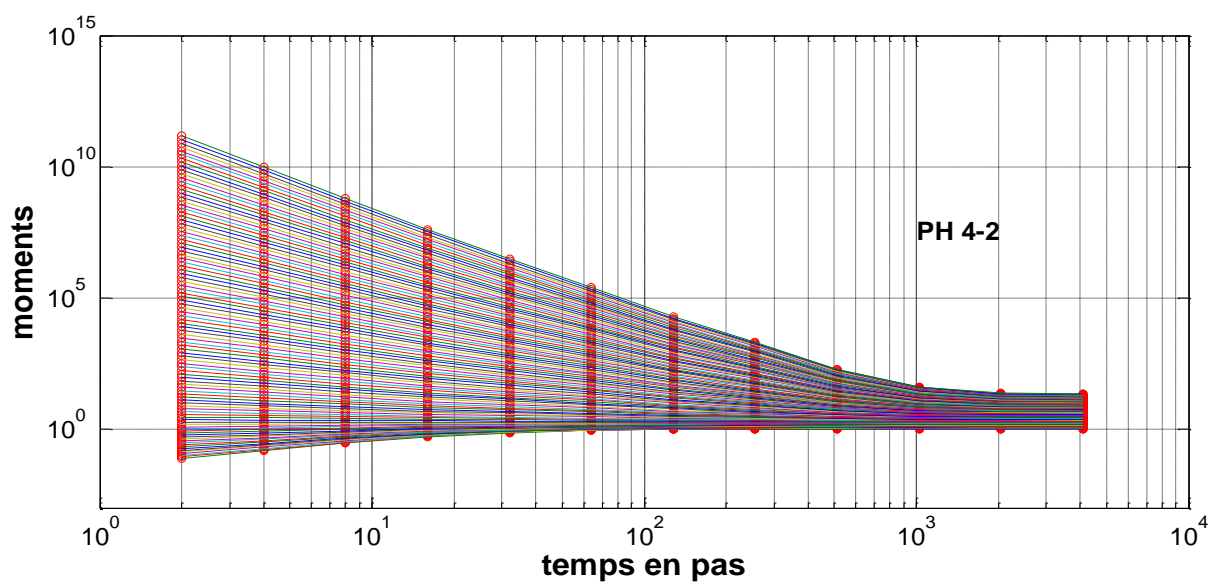


Figure IV.51 Distribution des moments de pression interstitielle PH 4-2

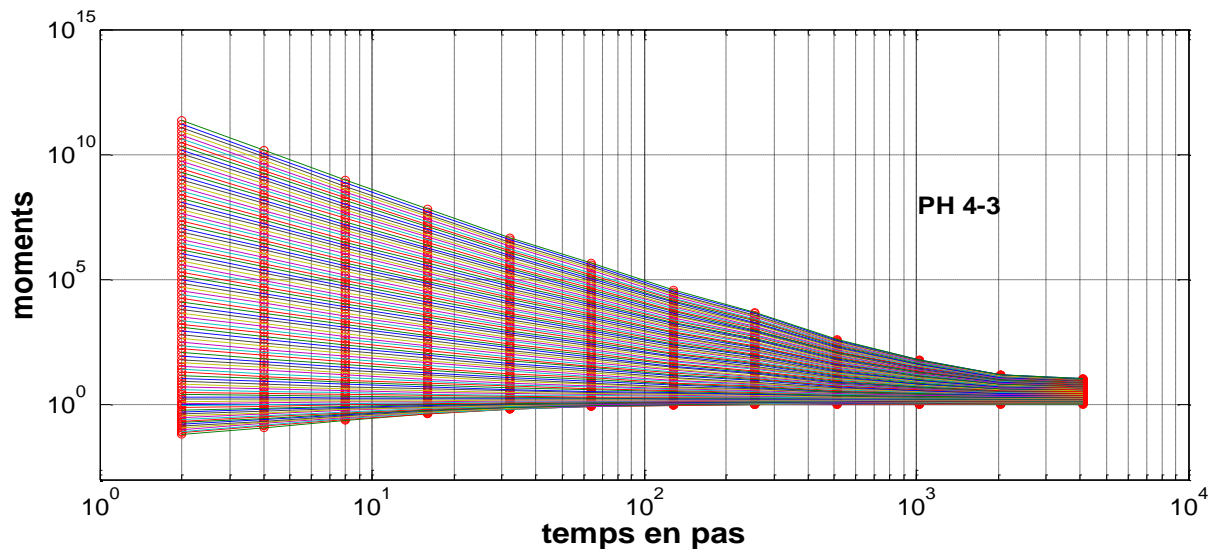


Figure IV.52 Distribution des moments de pression interstitielle PH 4-3

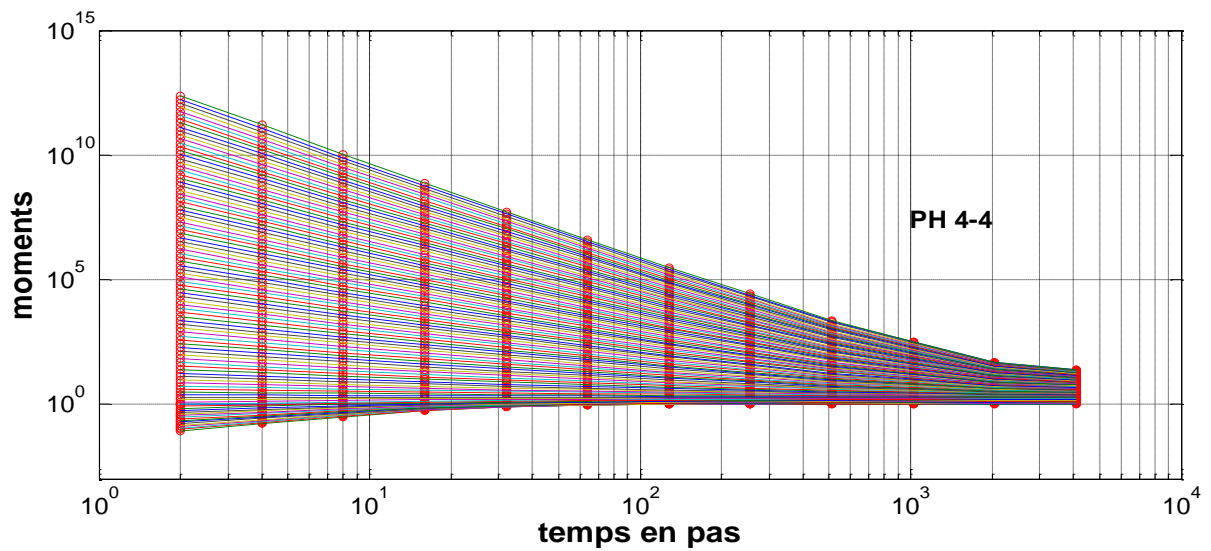


Figure IV.53 Distribution des moments de pression interstitielle PH 4-4

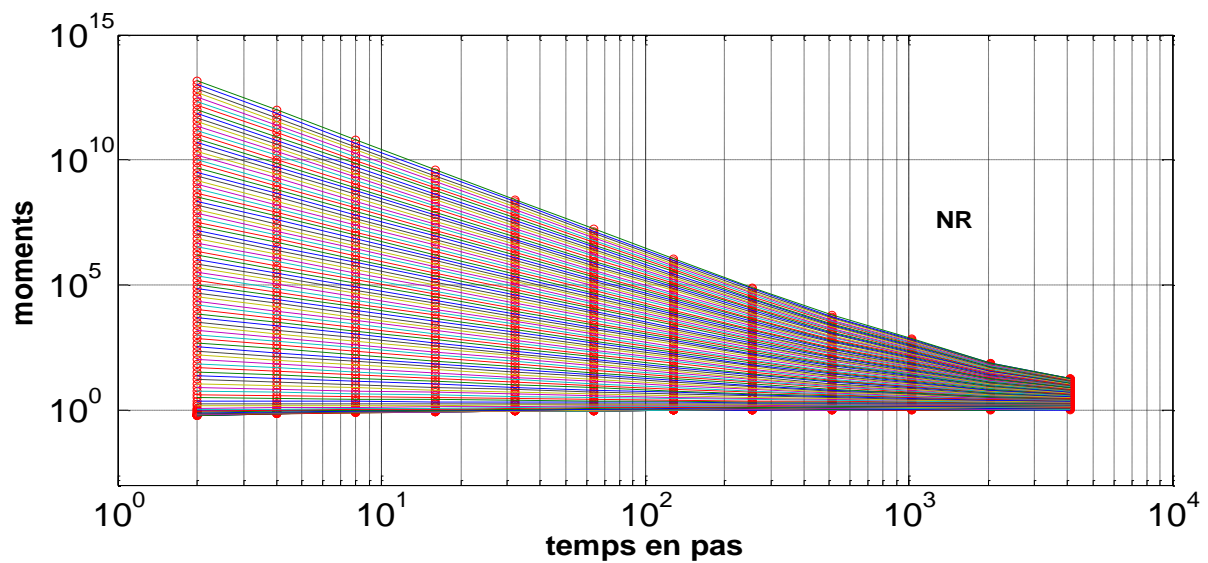


Figure IV.54 Distribution des moments du niveau de la retenue

La distribution de tous les moments en coordonnées logarithmiques, représentées dans les figures IV.40, IV.41, IV.42, IV.43, IV.44, IV.45, IV.46, IV.47, IV.48, IV.49, IV.49, IV.50, IV.51, IV.52, IV.53 et IV.54. (la variance correspondait au moment d'ordre deux et fournit une information globale) permet de constater qu'à partir des abscisses de 1 à 500, tous les moments s'alignent suivant des droites à l'exception de : PH 1-1 (500), PH 1-2 (300), PH 1-3 (500), PH 1-4 (500), PH 2-1 (500), PH 2-2 (abscisse 260), PH 2-3 (8), PH 3-2 (65), PH 3-3 (70), PH 3-4 (30), PH 4-1 (500), PH 4-2 (260), PH 4-3 (130), PH 4-4 (500) et NR (abscisse 2000). Dans cet intervalle d'échelle, la distribution est fractale et l'hétérogénéité est continue.

IV.2.5.2 Les spectres multifractales

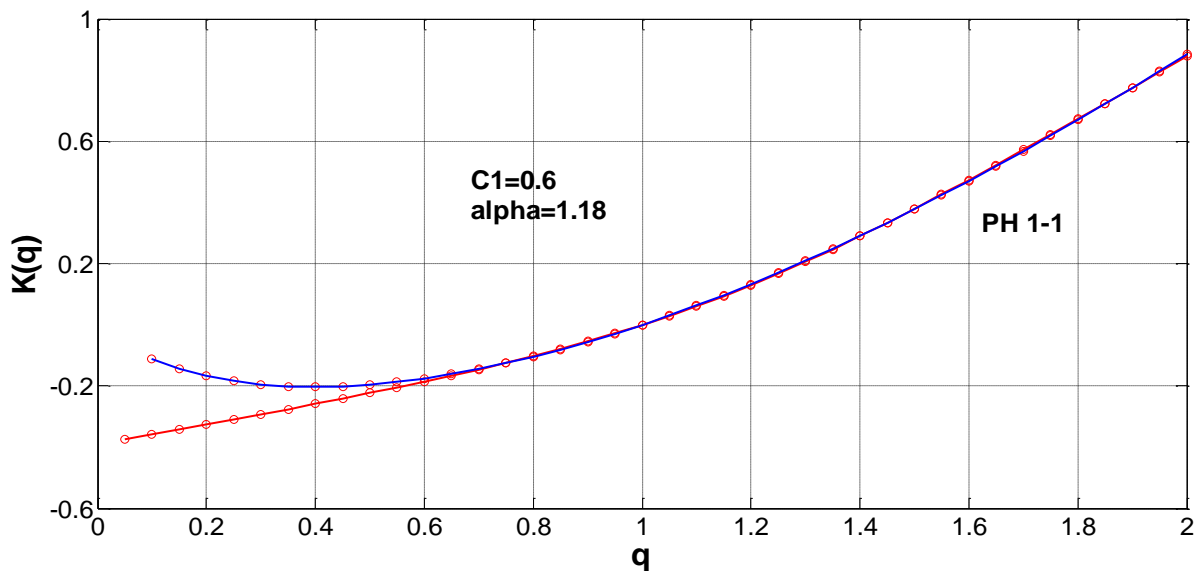


Figure IV.55 Les spectres multifractales de pression interstitielle PH 1-1

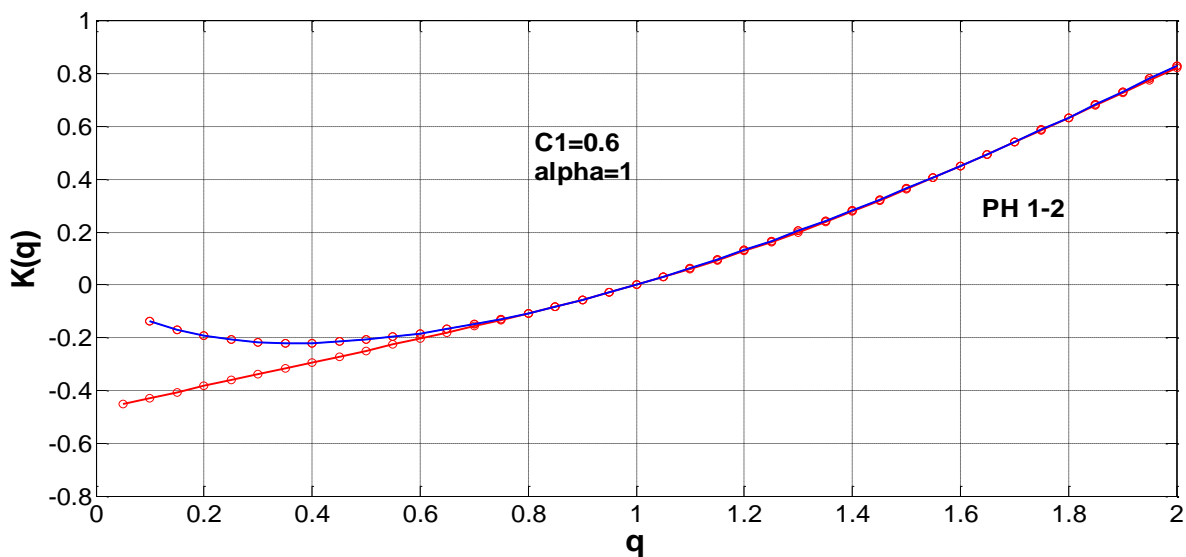


Figure IV.56 Les spectres multifractales de pression interstitielle PH 1-2

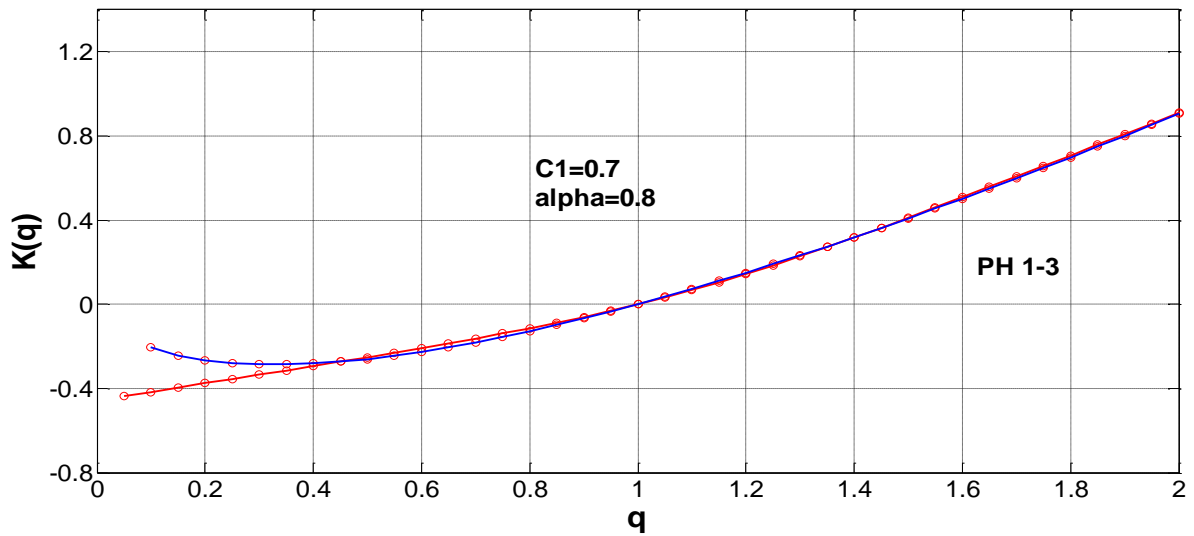


Figure IV.57 Les spectres multifractales de pression interstitielle PH 1-3

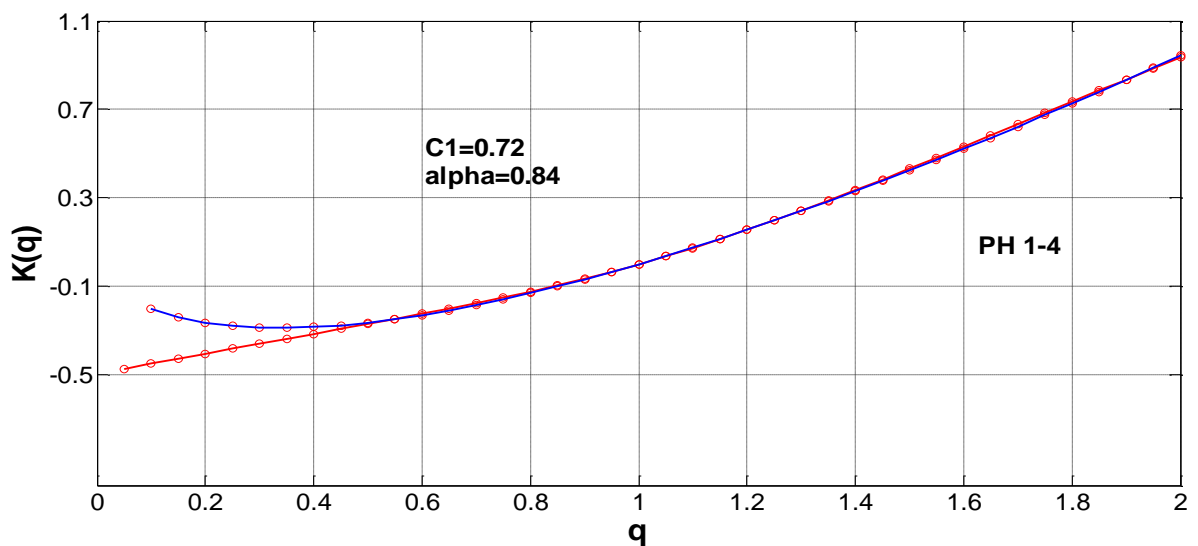


Figure IV.58 Les spectres multifractales de pression interstitielle PH 1-4

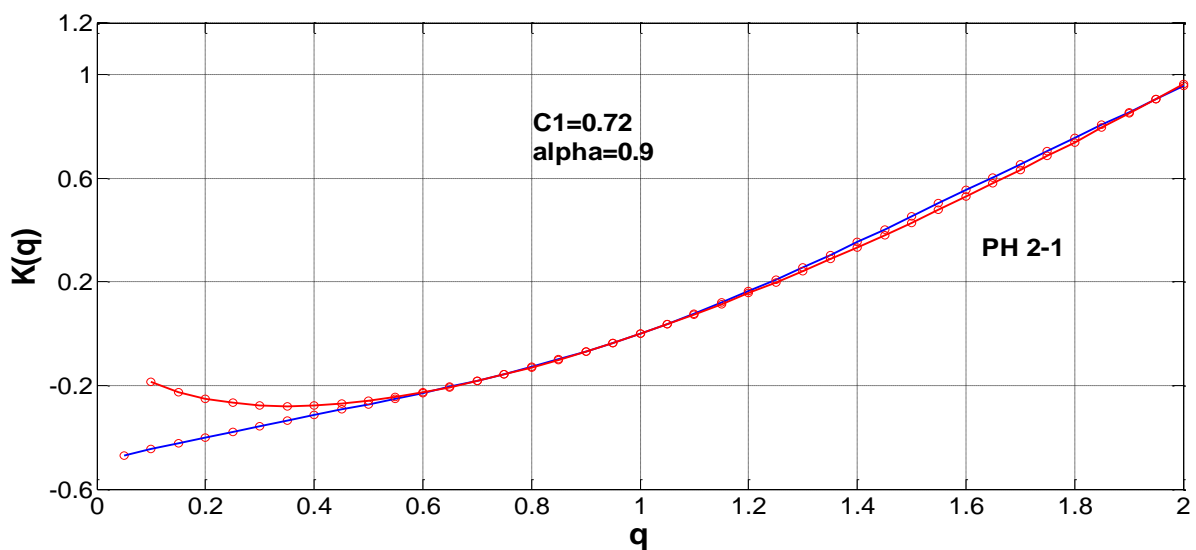


Figure IV.59 Les spectres multifractales de pression interstitielle PH 2-1

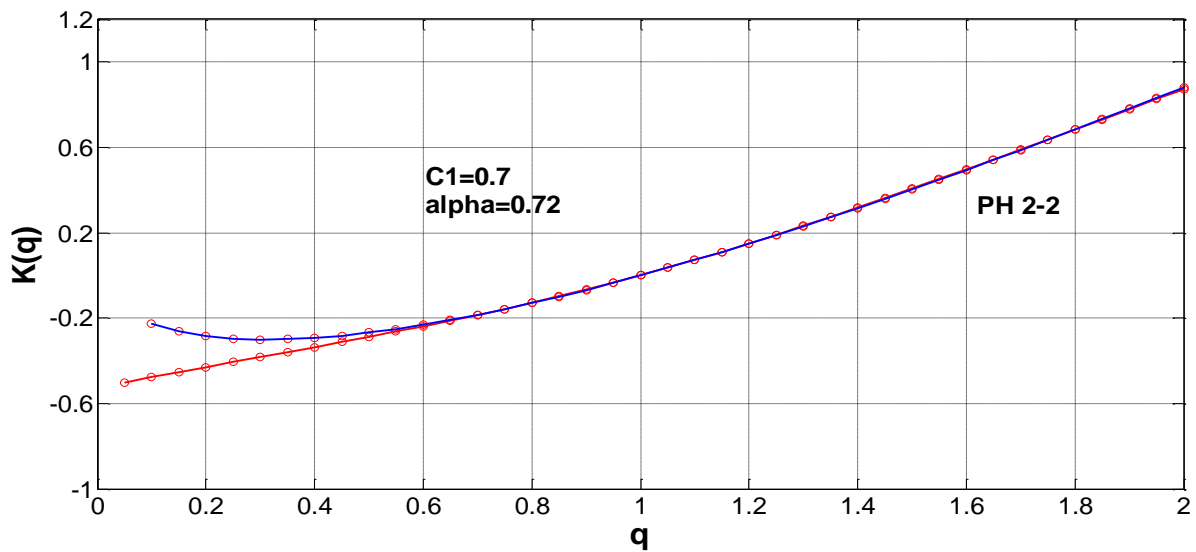


Figure IV.60 Les spectres multifractales de pression interstitielle PH 2-2

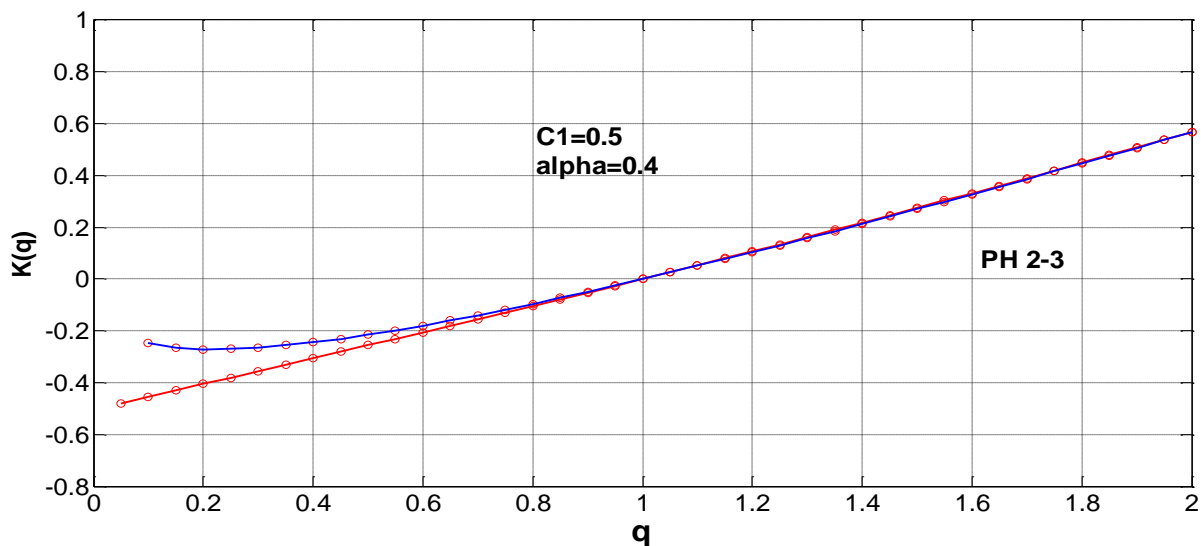


Figure IV.61 Les spectres multifractales de pression interstitielle PH 2-3

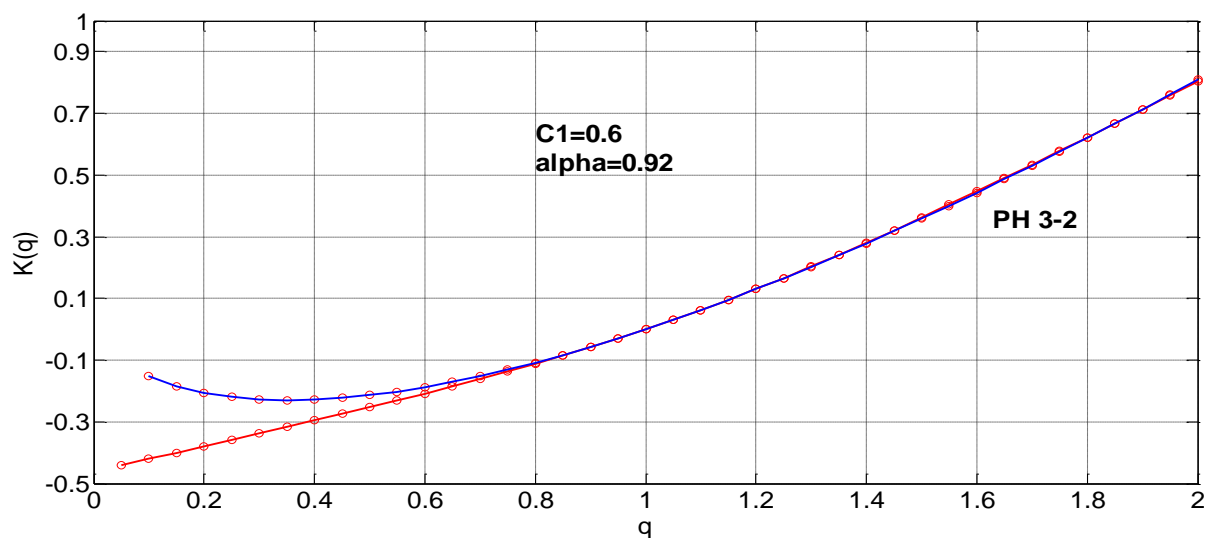


Figure IV.62 Les spectres multifractales de pression interstitielle PH 3-2

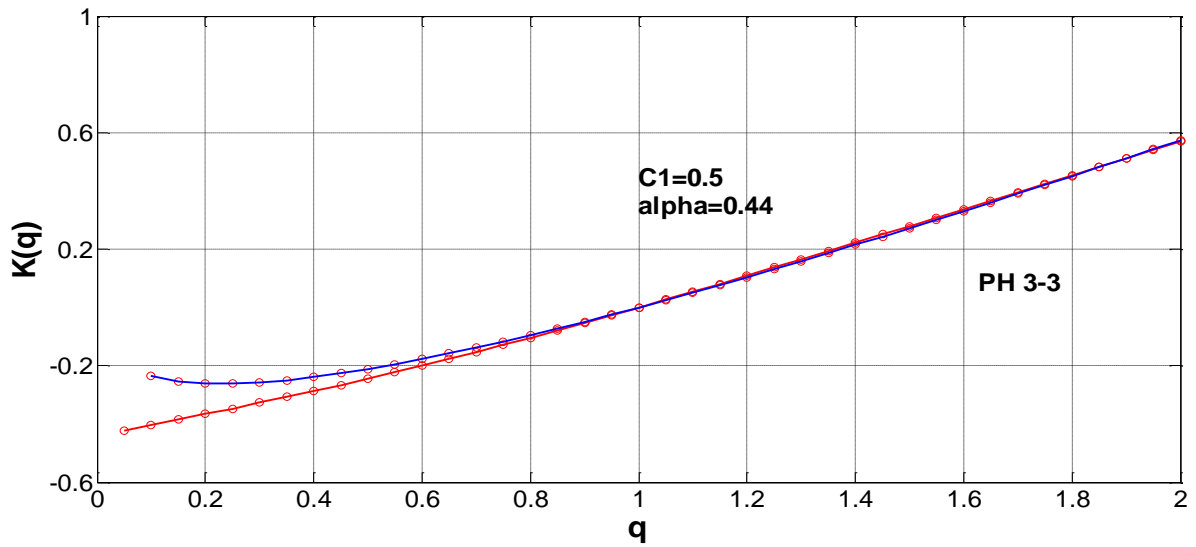


Figure IV.63 Les spectres multifractales de pression interstitielle PH 3-3

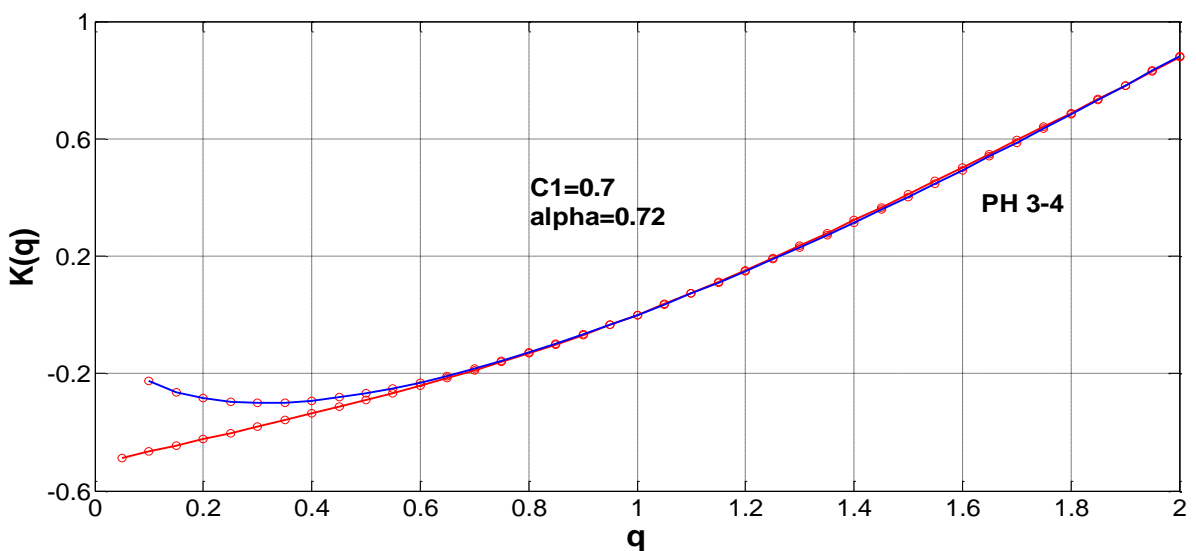


Figure IV.64 Les spectres multifractales de pression interstitielle PH 3-4

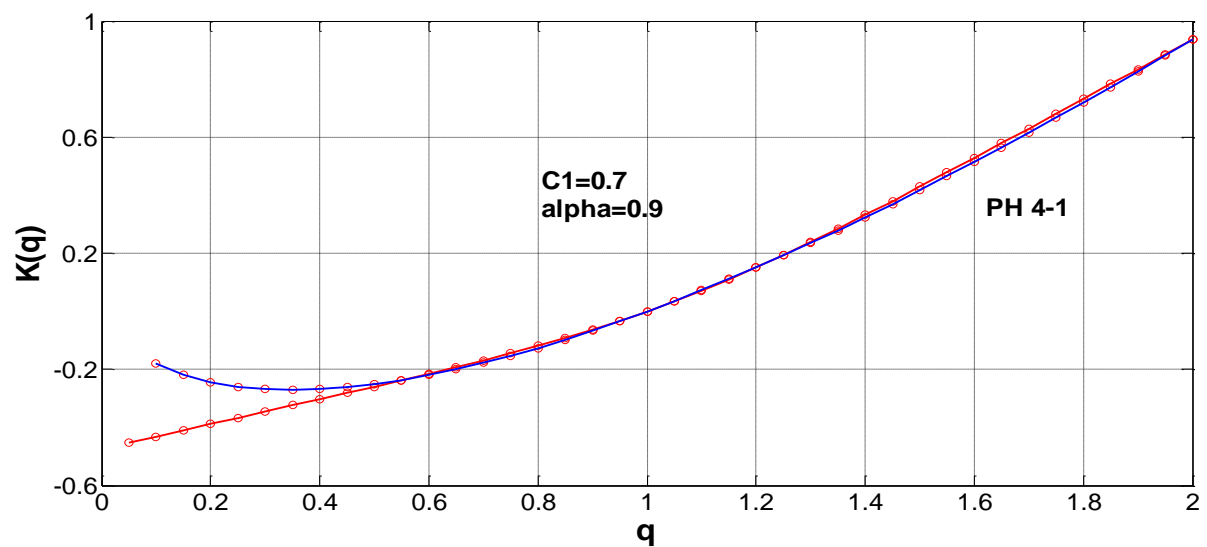


Figure IV.65 Les spectres multifractales de pression interstitielle PH 4-1

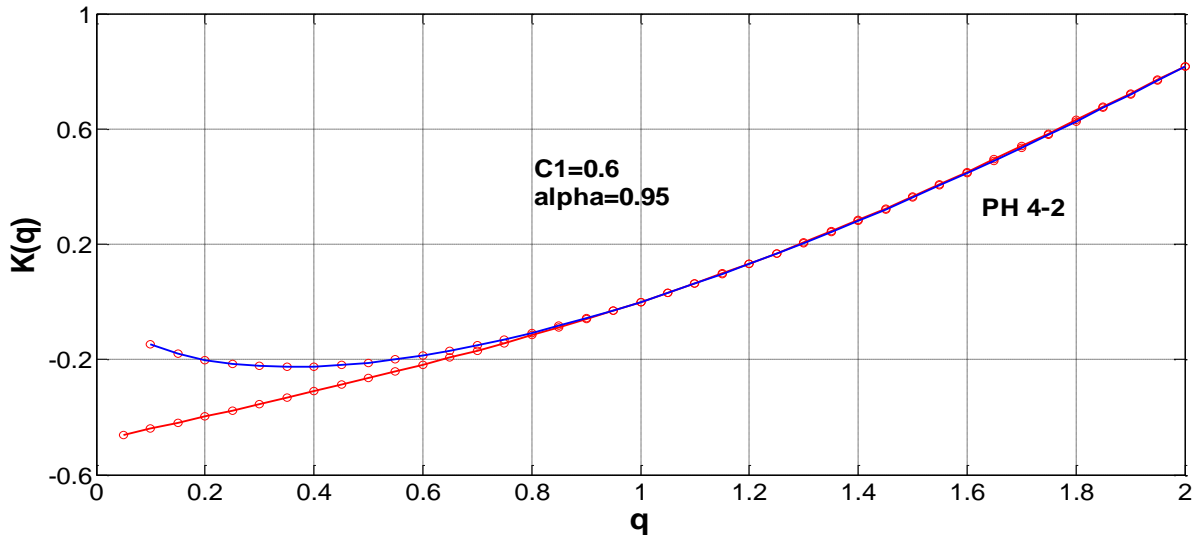


Figure IV.66 Les spectres multifractales de pression interstitielle PH 4-2

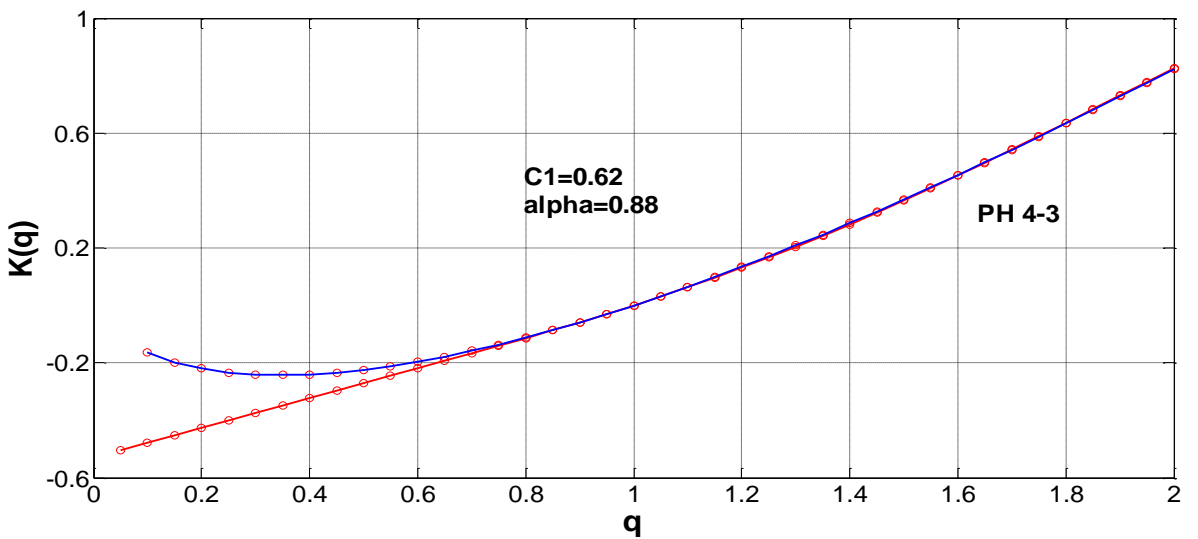


Figure IV.67 Les spectres multifractales de pression interstitielle PH 4-3

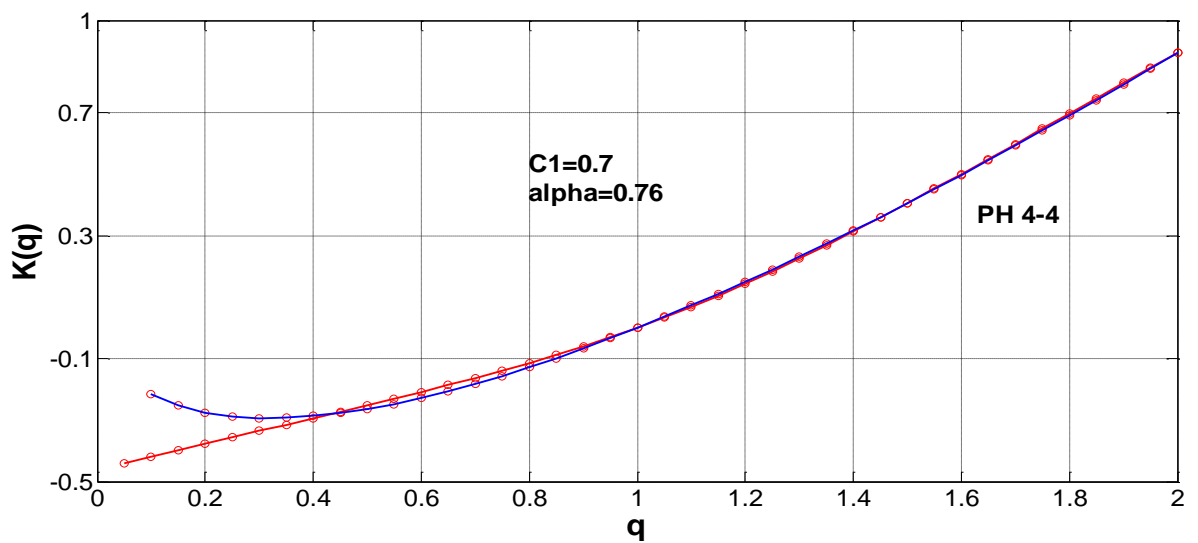


Figure IV.68 Les spectres multifractales de pression interstitielle PH 4-4

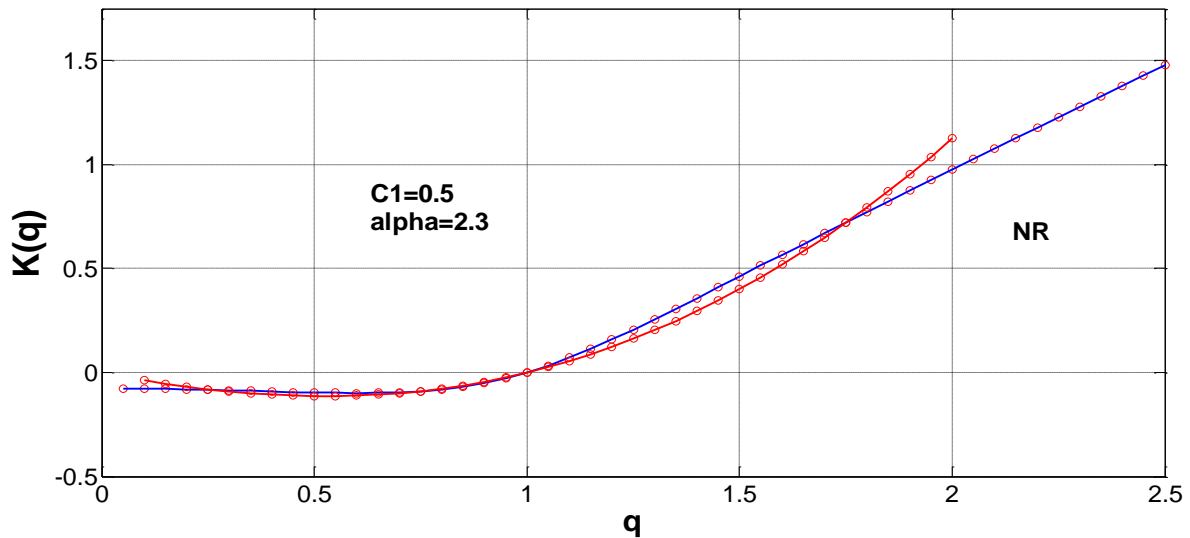


Figure IV.69 Les spectres multifractales de niveau de la retenue

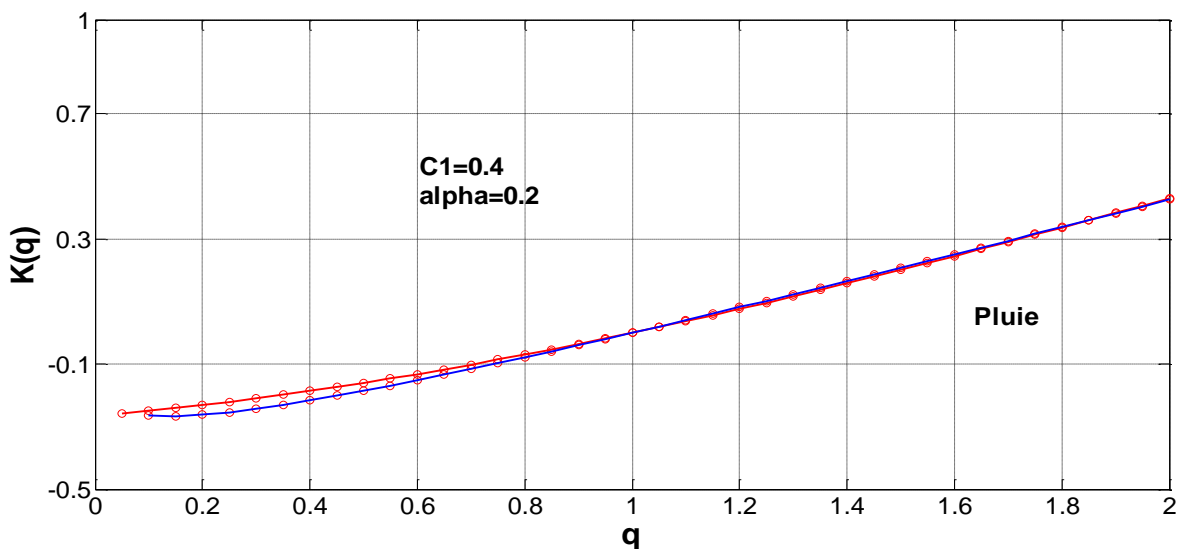


Figure IV.70 Les spectres multifractales de la pluie

Le spectre multifractale de la distribution des moments (Figures IV.55, IV.56, IV.57, IV.58, IV.59, IV.60, IV.61, IV.62, IV.63, IV.64, IV.65, IV.66, IV.67, IV.68, IV.69 et IV.70) montre qu'il s'agit d'une courbe traduisant une hétérogénéité différente sur tout cet intervalle. Ce caractère multifractale veut dire que les variations des pressions interstitielles ne répondent pas aux mêmes mécanismes à court, moyen et long terme.

À partir des valeurs de $C1$ (Tableau IV.1), le noyau argileux par l'intermédiaire des pressions interstitielles garde l'hétérogénéité observée au niveau de la retenue. Ce qui signifie que ce système ne filtre pas l'information et conserve aussi celle observée dans la distribution des pluies. Le coefficient α donne des renseignements sur la distribution log-normale des singularités du NR ($\alpha=2.3$) variant très fortement suivant l'échelle et à un moindre degré des PH dont leurs non stationnarités suivent une progression presque linéaire.

Tableau IV.1 Valeurs de $C1$ et α des spectres multifractales des PH, NR et Pluie

	$C1$	α
NR	0,50	2,30
Pluie	0,40	0,20
PH1-1	0,60	1,18
PH1-2	0,60	1,00
PH1-3	0,70	0,80
PH1-4	0,72	0,84
PH2-1	0,72	0,90
PH2-2	0,70	0,72
PH2-3	0,50	0,40
PH3-2	0,60	0,92
PH3-3	0,50	0,44
PH3-4	0,70	0,72
PH4-1	0,70	0,90
PH4-2	0,60	0,95
PH4-3	0,62	0,88
PH4-4	0,70	0,76

IV.2.6 Analyse par R/S (rescaled range analysis)

Hurst (1965) a proposé une méthode appelée analyse des étendues normalisées, ou Rescaled Range Analysis (R/S Analysis). La méthode consiste à estimer, pour un intervalle d'effectif donné, le rapport entre l'étendue R de la série centrée et intégrée, et l'écart-type S de la série originale. En d'autres termes, la série est considérée comme la "cause" générant le déplacement d'une particule (dont rend compte la série centrée et intégrée). On s'intéresse à la différence entre les limites minimale et maximale du déplacement, dans un certain intervalle temporel, normalisé par l'écart-type de la cause ayant généré le déplacement. Dans la logique de l'équation proposée par Einstein, l'exposant de Hurst rend compte de la relation liant R/S à la taille de l'échantillon (Delignières, 2007).

Soit une série temporelle de N nombres, notés $y(t)$. La méthode préconisée par Hurst consiste à prendre en considération une série de subdivisions indépendantes, d'effectif τ .

Pratiquement, on part de séries d'effectif 10, puis 11, 12, 13, jusqu'à l'effectif le plus élevé permettant de distinguer deux subdivisions ($N/2$ ou $(N/2)-1$). Pour chaque subdivision considérée, la moyenne des τ données par l'équation IV.7

$$\langle y \rangle_{\tau}(t, \tau) = \frac{1}{\tau} \sum_{t=1}^{\tau} y(t) \quad (\text{IV.7})$$

Pour chaque subdivision, on centralise les données, en leur soustrayant la moyenne locale. Puis on établit une série de valeurs cumulées à l'intérieur de chaque période : on ajoute à chaque donnée la somme des valeurs centrées qui la précèdent :

$$\langle y \rangle_{\tau}(t, \tau) = \frac{1}{\tau} \sum_{u=1}^t \{y(u) - \langle y \rangle_{\tau}\} \quad (\text{IV.8})$$

Donc pour chaque valeur de t ($1 \leq t \leq \tau$), on a une valeur de $Y(t, \tau)$. $Y(t, \tau)$ est une distribution intégrée. On peut noter que si le signal original est un bruit blanc, $Y(t, \tau)$ est un mouvement brownien. L'étendue R (range) est la différence entre le minimum et le maximum de $Y(t, \tau)$

$$R = \max Y(t, \tau) - \min Y(t, \tau) \text{ et } 1 \leq t \leq \tau \quad (\text{IV.9})$$

Cette étendue est ensuite normalisée au moyen d'une division par l'écart-type local ($S(t, \tau)$). Enfin on procède au moyen-âge, par niveau d'effectif, des étendues normalisées R/S . Hurst montre que l'étendue normalisée R/S , où S représente l'écart type de la série des $y(t)$ est liée à la grandeur de l'intervalle considéré par l'équation IV.10 suivantes :

$$R/s = (a \tau)^H \quad (\text{IV.10})$$

Où a est une constante et H est l'exposant de Hurst. H peut être estimé par la méthode des moindres carrés, ou par l'estimation de la pente de la régression log/log de R/S sur τ . Expérimentalement, R/S doit être calculé pour un ensemble de valeurs de τ . Pour une variable aléatoire (bruit blanc), $H=0,5$ c'est-à-dire :

$$a \tau = (R/s)^2 \quad (\text{IV.11})$$

Dans le cas de l'analyse de chroniques, H (ou a) peut varier de 0,5 à 1. La valeur $H=0,5$ correspond au domaine Gaussien ; c'est-à-dire à l'aléatoire pur. À contrario, pour le domaine Brownien persistant, (aléatoire structuré), H tend vers 1. La valeur du coefficient de Hurst est dépendante de l'intervalle de temps (τ) retenu pour regarder l'interdépendance des événements. En effet, plus cet intervalle est court, plus les événements sont « prévisibles » et inversement.

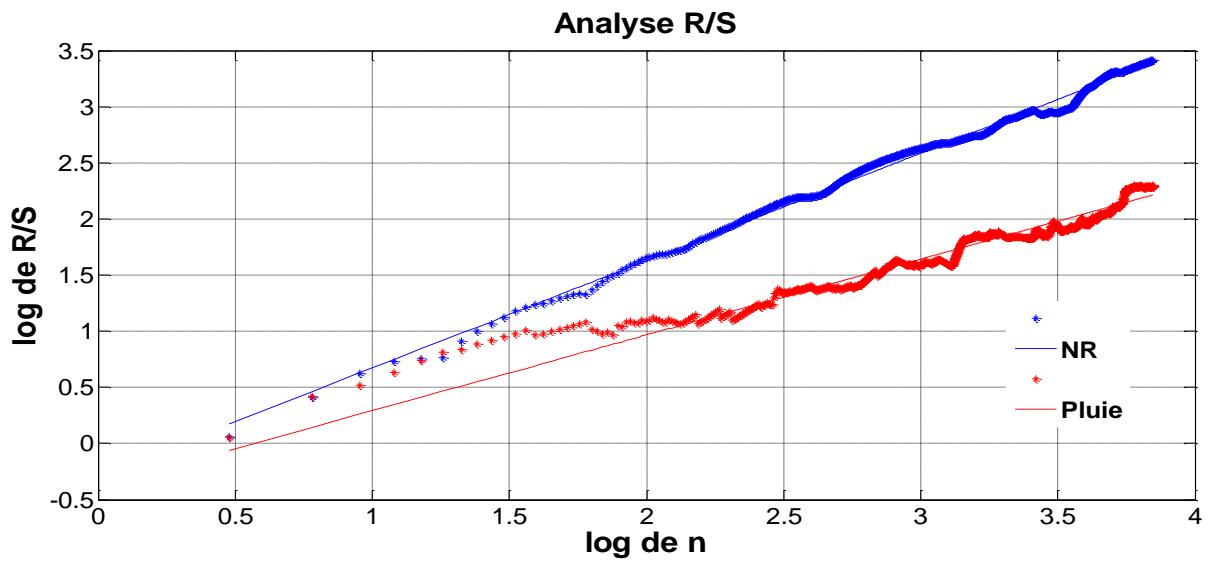


Figure IV.71 Analyse R/S de niveau de la retenue et de la pluie

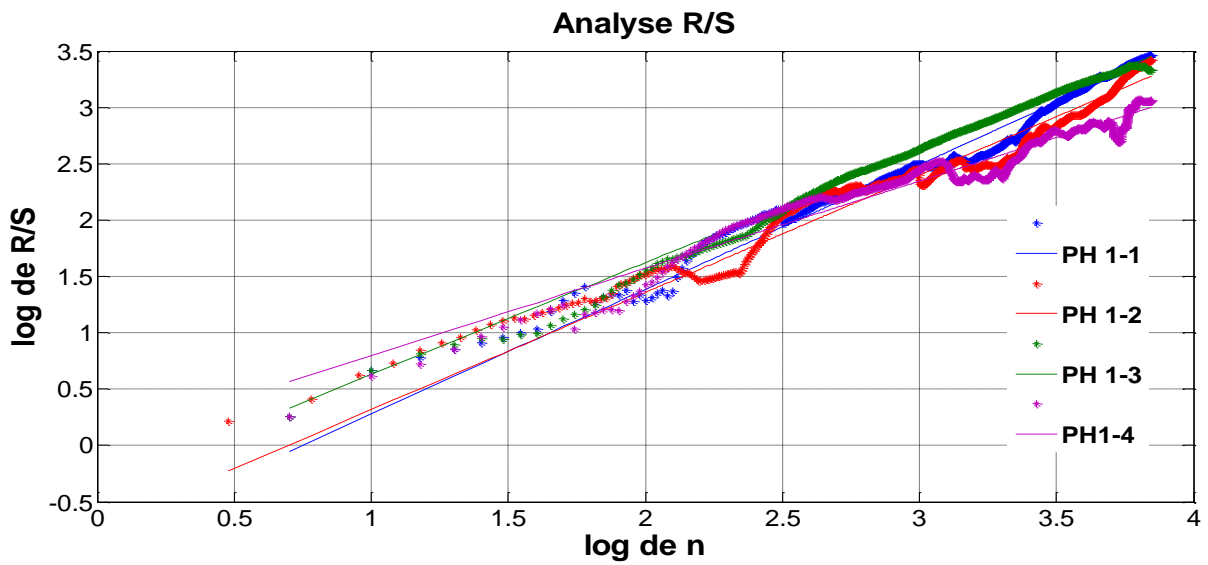


Figure IV.72 Analyse R/S des pressions interstitielles (Profil 1)

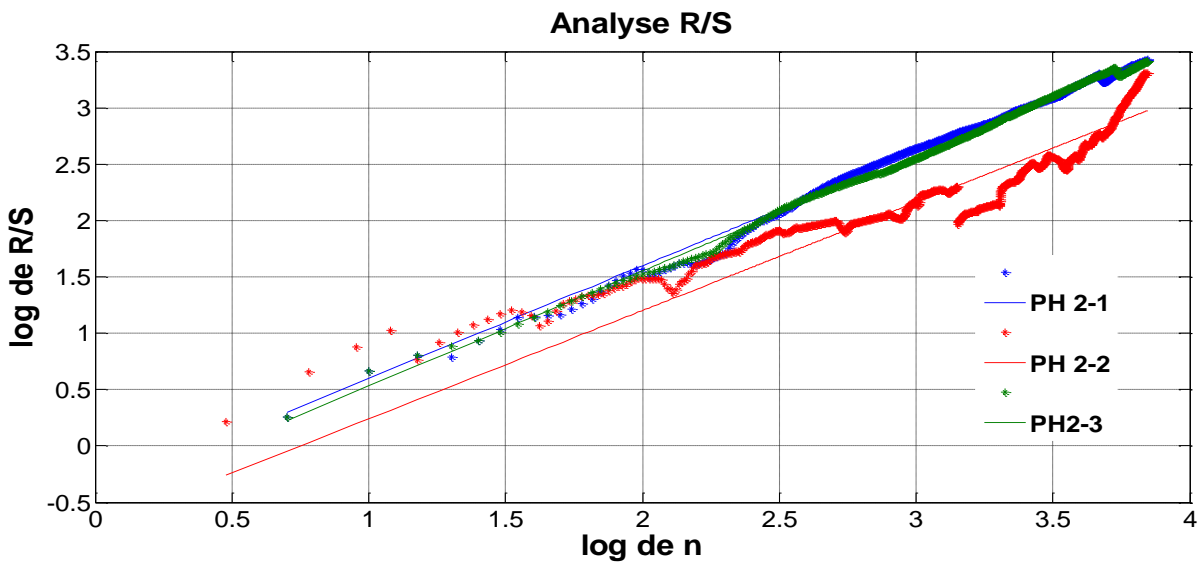


Figure IV.73 Analyse R/S des pressions interstitielles (Profil 2)

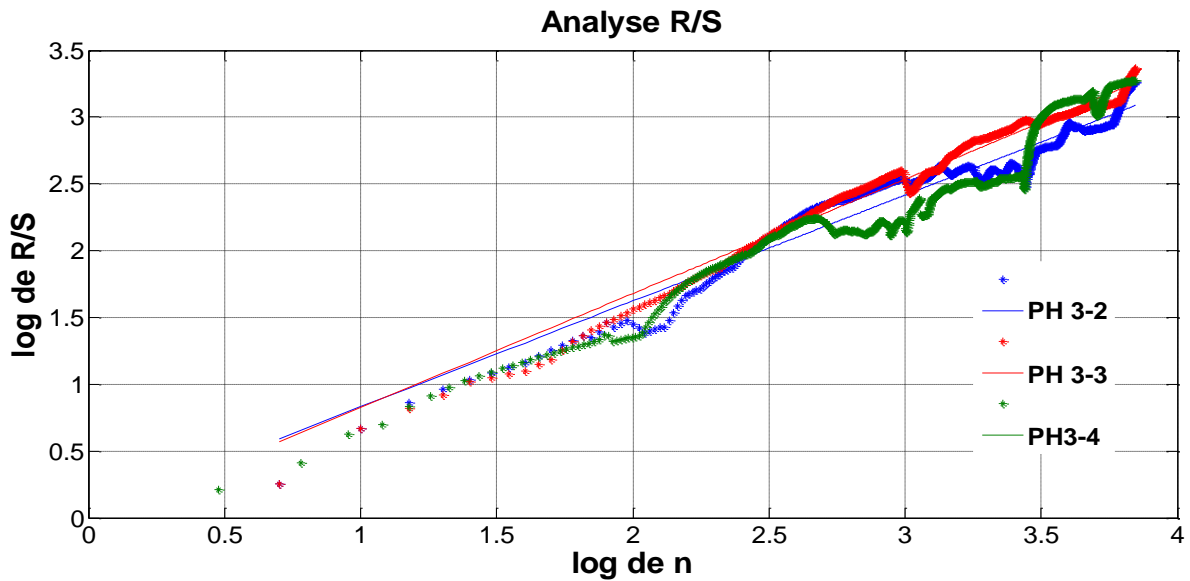


Figure IV.74 Analyse R/S des pressions interstitielles (Profil 3)

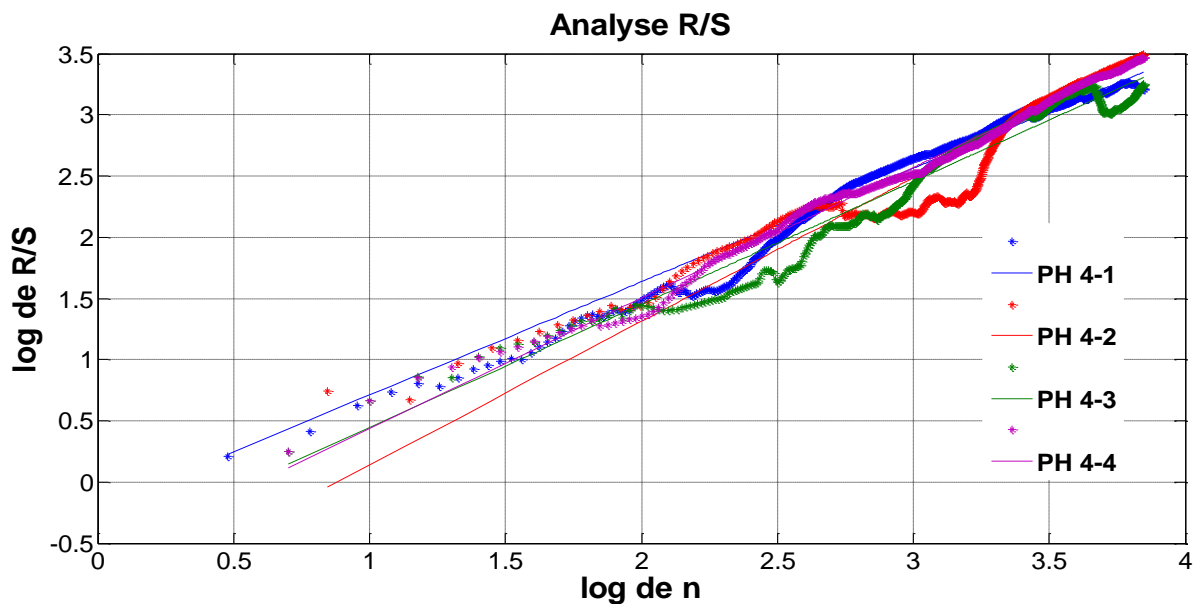


Figure IV.75 Analyse R/S des pressions interstitielles (Profil 4)

L'analyse R/S (Analyse étendue normalisé) (Figures IV.71, IV.72, IV.73, IV.74 et IV.75), rend compte de la stationnarité du comportement du noyau argileux à long terme. Lorsque la distribution des PH par rapport à échelle de temps est fractale, les points s'alignent suivant une droite en coordonnées logarithmiques. Le degré de non stationnarité est caractérisé à partir de la valeur du coefficient H . Si $H=0.5$, le processus est stationnaire à cette échelle ; ce qui traduit que le futur et le passé sont indépendants. Si $H=1$, le processus est non stationnaire ; le passé et le futur sont intimement liés.

Les résultats obtenus pour les pressions interstitielles, niveau de la retenue et pluie (Tableau IV.2) montrent, en général, que l'ajustement est bon (ravie de 0,960 à 0,996) et le

coefficient de Hurst varie de 0,792 à 1,172. Ces valeurs traduisent une mémoire des pressions interstitielles dans le noyau argileux et leurs valeurs passées et futures sont très liées. Ce non stationnarité qualifie les effets du temps et la dissipation des pressions interstitielles dans le noyau argileux peut correspondre à une évolution irréversible.

Tableau IV.2 Valeurs de τ , H et r de l'analyse R/S des PH, NR et P

	τ	H	R
NR	3	0,9563	0,9931
Pluie	5	1,1052	0,9863
PH1-1	3	1,0392	0,9717
PH1-2	5	0,9902	0,9955
PH1-3	5	0,7728	0,9649
PH1-4	5	0,9988	0,9968
PH2-1	3	0,9605	0,9191
PH2-2	5	1,0223	0,9978
PH2-3	5	0,7923	0,9600
PH3-2	5	0,8551	0,9877
PH3-3	3	1,0299	0,9596
PH3-4	3	0,9261	0,9844
PH4-1	7	1,1728	0,9603
PH4-2	5	1,0040	0,9600
PH4-3	5	1,0654	0,9974
PH4-4	3	0,9563	0,9931

IV.3 Conclusion

Le barrage Ain Zada mis en exploitation en 1986 est construit par une digue en enrochement avec un noyau central argileux.

L'analyse spectrale des données de pressions interstitielles met en évidence l'existence d'une forte tendance traduisant une évolution à long terme du signal ou bien des fluctuations de longues périodes traduisant une non stationnarité du processus.

L'analyse en ondelettes continues du niveau de la retenue, de la pluie et des pressions interstitielles met en évidence l'absence de structure à court et moyen terme (jusqu'à 256 j) et l'existence de structures non-stationnaires à long terme (512 j). D'une manière générale, toutes les cellules présentent une distribution homogène de l'énergie pratiquement exclusive aux grandes échelles (tendance annuelle) correspondant à la dissipation des pressions interstitielles dans le noyau argileux à long terme.

La répartition de l'énergie des signaux des pressions interstitielles et niveau de la retenue en fonction de l'échelle, permet de constater que la variance des signaux est très faible à court et moyen terme par contre une élévation de leur énergie à long terme est remarquée. A l'inverse, la pluie considérée comme phénomène aléatoire indique une prédominance du court terme au détriment du long terme.

L'analyse multirésolution croisée par niveau d'échelle permet de quantifier plus précisément le degré de causalité de la relation NR-PH en fonction de l'échelle de décomposition. Cette intercorrélacion confirme la liaison entre le niveau de la retenue et les pressions interstitielles sur le long terme

La représentation en log-log (l'analyse du bruit) des spectres de densité de variance des pressions interstitielles montre que c'est un processus Brownien fractionnaire de type anti-corrélé indiquant qu'une variation croissante dans le passé des pressions interstitielles, il existe une variation décroissante dans le futur. Ce qui indique des signes favorables pour la stabilité de l'ouvrage.

La distribution de tous les moments en coordonnées logarithmiques, permet de constater qu'à partir de l'intervalle d'échelle 1 à 500, la distribution est fractale et l'hétérogénéité est continue. Le spectre multifractal de la distribution des moments montre qu'il s'agit d'une hétérogénéité différente sur tout cet intervalle. Ce caractère multifractal explique que les variations des pressions interstitielles ne répondent pas aux mêmes mécanismes à court, moyen et long terme. Le paramètre C1 (0.5 à 0.72) traduit que le noyau argileux par l'intermédiaire des pressions interstitielles garde l'hétérogénéité observée au

niveau de la retenue (NR). Ce qui veut dire que ce système ne filtre pas l'information et garde aussi celle observée dans la distribution des pluies. Le coefficient α donne des renseignements sur la distribution log-normale des singularités du niveau de la retenue ($\alpha=2.3$) variant très fortement suivant l'échelle et à un moindre degré des pressions interstitielles dont leurs non stationnarités suivent une progression presque linéaire. Ce non stationnarité qualifie les effets du temps et la dissipation des pressions interstitielles dans le noyau argileux peut correspondre à une évolution irréversible.

L'analyse R/S montre que les pressions interstitielles dans le noyau argileux sont non stationnaires et les valeurs passées et futures sont très liées. La dissipation des pressions interstitielles impose donc de considérer l'histoire des sollicitations pour expliquer les niveaux à un instant donné. Il s'agit de l'effet d'hystérésis lorsque l'on représente la valeur de la pression interstitielle dans un noyau en fonction de la cote de la retenue. Lorsqu'il y a retard, les valeurs mesurées des pressions interstitielles dépendent des valeurs qu'avaient les niveaux de la retenue durant les jours précédant la mesure.

Chapitre V
Comportement mécanique de la digue
du barrage Ain Zada

V.1 Introduction

La première condition que doit remplir la phase de numérisation est la fidélité au modèle de la réalité. Cette contrainte posée, l'objectif est de disposer de moyens d'analyse et de traitement beaucoup plus puissants que ceux offerts par la cartographie conventionnelle. Ces moyens sont à la portée de l'informatique. En effet, elle met à disposition diverses fonctionnalités indispensables pour couvrir l'ensemble des besoins, notamment la structuration et le stockage des informations, le traitement et l'analyse numérique (Schneuwly et Caloz, 2004).

Comme dans tous les domaines, la méthode des éléments finis est souvent utilisée dans la géotechnique pour vérifier les différents comportements (tels que, la stabilité et l'interaction avec l'environnement) pour contrôler les valeurs de déplacements admissibles, et d'aider au dimensionnement des structures (Mestat, 1997).

L'évolution de la technologie amène à réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques de la résistance des matériaux, on a recours aux méthodes qui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes. Conditionnée par les progrès effectués dans le domaine informatique et les acquis des mathématiques dans la théorie de l'énergie, des méthodes de projection et des méthodes d'approximation, la méthode des éléments finis est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques vu son grand champ d'application où elle est utilisée dans de nombreux secteurs de l'industrie : aérospatiale, nucléaire, génie civil, construction navale, mécanique, technique off-shore, ... etc (Imbert, 1979).

L'analyse de projet géotechnique est possible grâce à de nombreux codes d'éléments finis. Même ayant de l'expérience en ce domaine, le poids des hypothèses rend le passage de la réalité au modèle, difficile à réaliser. Les méthodes numériques permettent le passage d'un projet réel complexe au modèle numérique et de faire l'étude paramétrique facilement et rapidement. Plusieurs modèles de comportements qui dépendent de la nature du sol et du type d'ouvrage sont utilisés (Touamria, 2012).

V.2 Les différentes méthodes finis

Dans le domaine de la mécanique de fluides, les phénomènes physiques sont souvent décrits par des équations aux dérivées partielles, parfois non linéaires et complexes à résoudre. Sous certaines hypothèses de simplification, elles peuvent se transformer en équations

différentielles ordinaires. Une solution analytique peut être alors utilisée. Mais, pour des problèmes plus réalistes (condition aux limites et géométries complexe), on ne peut pas résoudre analytiquement ces équations aux dérivées partielles.

On emploie alors des méthodes d'approximation numérique pour transformer ces équations aux dérivées partielles en systèmes d'équation algébrique qui peuvent être alors résolus par l'ordinateur. On peut citer comme méthodes connues : la méthode des différences finies, la méthode des éléments finis et la méthode des volumes finis (Arif, 2003).

V.2.1 Méthode des éléments finis

L'histoire de la méthode aux éléments finis a commencé en 1819, quand Navier définit une méthode d'étude des systèmes hyperstatiques basés sur l'application des conditions d'équilibre et de compatibilité puis Maxwell en 1864 et Castigliano en 1878 établissent d'une façon complète les théorèmes de l'énergie. Au début du 20^{ème} siècle, des résultats fondamentaux dans le domaine des méthodes d'approximation ont été établis les bases en effectuant une discrétisation spatiale du domaine tout en utilisant les méthodes d'approximation variationnelles. Argyris publie en 1955 une approche unifiée de la méthode des forces et des déplacements. En 1956, Turner et Clough publient une présentation systématique de la méthode des déplacements. Ces deux publications sont particulièrement importantes et représentent véritablement le début de la méthode aux éléments finis comme technique de calcul des structures complexes.

La méthode aux éléments finis consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité du déplacement réel de la structure en tant qu'objet continu. La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées. Elle nécessite un grand nombre de calculs qui à cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique (Nezari, 2009).

V.2.2 Méthode des différences finis

C'est la méthode la plus ancienne, connue depuis Gauss. Le principe fondamental de cette méthode consiste à appliquer au domaine d'étude un maillage en nœuds dont la finesse permet de donner une bonne approximation des contours du domaine.

Ensuite, en appliquant le développement limite en série de Taylor de la fonction à déterminer dans chaque nœuds du maillage, ce qui permet d'obtenir un nombre d'équation algébrique égale au nombre des valeurs d'inconnues des grandeurs étudiées. La solution par une des méthodes connues permet la connaissance, en chaque maille du domaine, la valeur de la variable étudiée (Abdallah, 2004).

V.2.3 Méthode des volumes finis

La méthode des volumes finis est une méthode de discrétisation. Elle est utilisée, en particulier en mécanique de fluide. Depuis, la méthode des volumes finis a connu un essor considérable non seulement pour la modélisation en transferts thermiques, mais aussi pour la modélisation d'autre branche de l'ingénierie scientifique : mécanique de fluide, l'électromagnétisme. Soit un domaine discrétisé, en chaque point du maillage, on définit un volume élémentaire entourant ce point de calcul. Le domaine est ainsi pavé de volume finis. Les équations différentielles locales sont intégrées sur chaque volume. On les approxime ensuite par des séries de Taylor tronquées. Nous n'avons plus qu'à résoudre le système ainsi formé (Abdallah, 2004).

V.3 Calculs par la méthode aux éléments finis

La méthode aux éléments finis est théoriquement, la plus satisfaisante puisqu'elle permet la modélisation des problèmes géotechniques complexes. Elle nécessite la définition de la géométrie du problème pour que les frontières du calcul n'influencent pas sur les résultats, le choix d'une loi de comportement du sol de type Mohr-Coulomb, Cam-Clay, ... etc, les caractéristiques des ouvrages et des éléments d'interface pour introduire l'interaction sol-structures et les conditions hydrauliques et enfin l'état initial des contraintes et des pressions interstitielles. Cette méthode aux éléments finis permet donc d'effectuer les calculs d'écoulement, de simuler toutes les phases de travaux et de prendre en compte les variations des caractéristiques des ouvrages et des couches de terrain.

Les sorties fournies pour les ouvrages sont les déplacements et leurs sollicitations internes.

Les sorties fournies pour le sol sont les déplacements, les déformations, les contraintes totales et effectives et les pressions interstitielles.

Pour d'étudier l'interaction de l'exécution d'un écran sur des ouvrages, les principaux logiciels le plus utilisés sont CESAR (LCPC, spécialement utilisé pour les tunnels) et Plaxis consacré à la géotechnique (Nezari, 2009).

V.4 Le code éléments finis Plaxis

Plaxis est un programme d'éléments finis en deux ou trois dimensions, spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Conçu par des géotechniciens numériques de l'université de Delft aux Pays-Bas dans les années 1980, ce code est un outil pratique d'analyse d'ouvrages et d'essais géotechniques. S'il est initialement développé pour analyser les digues et les sols mous, son champ d'application s'étend aujourd'hui à une large gamme de problèmes géotechniques. L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes d'éléments finis. Le géotechnicien ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permet le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer.

Conçu par des géotechniciens numériques, le code éléments finis Plaxis représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudo-statique 2D. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds). L'ensemble des options par défaut (condition aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné (Boulon et al., 2004).

V.5 Les différents modèles de comportement

Plaxis propose différents modèles qui permettent de simuler le comportement d'un sol. Le comportement mécanique des sols peut être modélisé selon différents degrés de précision. Les différents modèles de comportements utilisés dans Plaxis sont (Brinkgreve et al., 2012):

V.5.1 Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique linéaire est basé sur la loi de Hooke sur l'élasticité isotrope. Cela implique deux paramètres élastiques basiques : le module d'Young E et le coefficient de Poisson ν . Bien que le modèle linéaire élastique très limité pour simuler le comportement d'un sol, il peut être utilisé pour modéliser des volumes raides dans le sol comme les murs de béton, ou les formations rocheuses intactes.

V.5.2 Modèle de Mohr-Coulomb

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, le coefficient de Poisson, la cohésion, l'angle de frottement et l'angle de dilatance.

V.5.3 Modèle de sol avec écouissage (Hardening Soil Model)

C'est un modèle hyperbolique de type élasto-plastique formulé dans le cadre de la plasticité avec écouissage en cisaillement. De plus, ce modèle prend en compte l'écouissage en compression pour simuler le compactage irréversible d'un sol sous son premier chargement en compression. L'utilisation du modèle de sol avec écouissage entraîne généralement des temps de calcul plus longs, puisque la matrice de rigidité du matériau est formée et décomposée en chaque étape de calcul. Ce modèle du deuxième ordre permet de simuler le comportement des sables, des graviers, mais aussi de sols plus mous comme les argiles et les limons.

V.5.4 Modèle pour les sols mous (Soft Soil model)

C'est un modèle de type Cam-Clay qui permet de simuler le comportement de sols mous comme des argiles normalement consolidées ou de la tourbe. Ce modèle s'applique très bien aux situations où la consolidation primaire est prépondérante. L'utilisation du modèle pour les sols mous devrait être limitée aux situations qui sont dominés par la compression.

V.5.5 Modèle pour les sols mous avec fluage (Soft Soil creep model)

C'est un modèle du deuxième ordre formulé dans le cadre de la viscoplasticité. Ce modèle permet de simuler le comportement des sols mous, comme les argiles ou les tourbes normalement consolidées, en fonction du temps. Ce modèle prend en compte la compression logarithmique.

V.5.6 Modèle pour les roches fracturées (Jointed Rock model)

C'est un modèle élasto-plastique anisotrope, pour lequel le cisaillement plastique peut se produire seulement dans un nombre limité de directions de cisaillement. Ce modèle peut être utilisé pour simuler le comportement des roches stratifiées ou fracturées.

V.6 Paramètres avancés du Modèle Mohr-Coulomb

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écoulement. 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 :

$$\tau = \sigma_n \tan\Phi + C$$

Où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et tangentielles de cisaillement, et c et Φ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (Figure V.1).

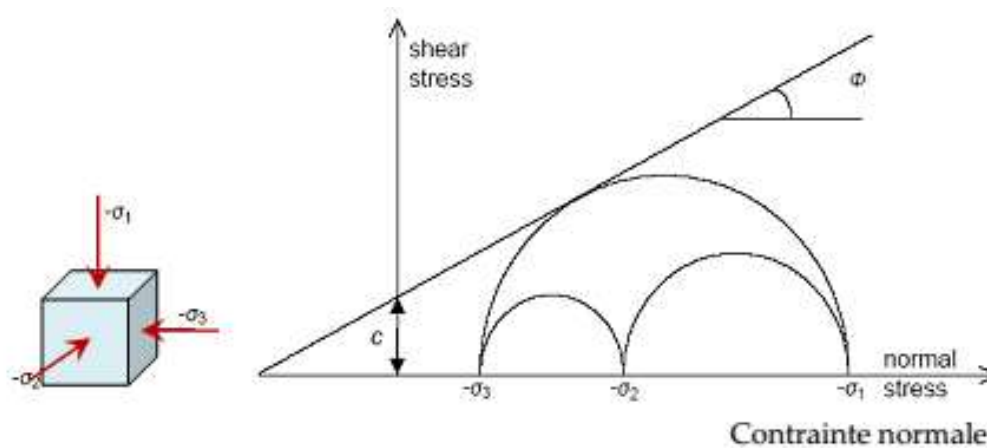


Figure V.1 Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb

Le critère de Mohr-Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice (Figure V.2) sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.

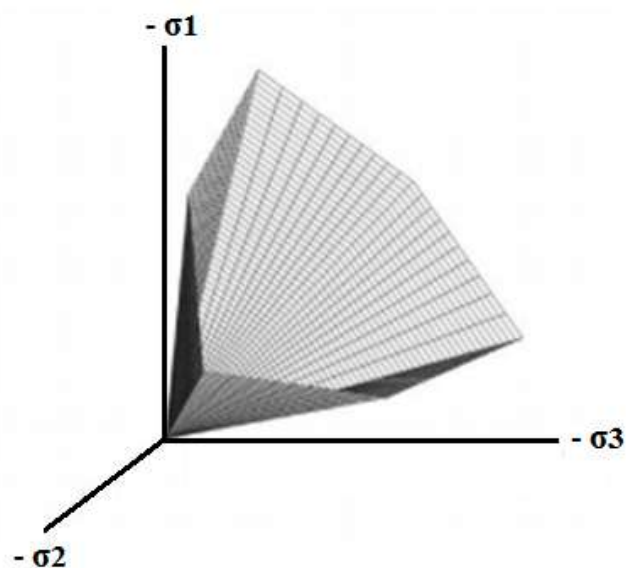


Figure V.2 Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Ce modèle comporte cinq paramètres dont deux paramètres élastiques: (E et ν) et trois paramètres de rupture (c , ϕ et ψ) tels que : le module d'Young E , le coefficient de Poisson ν , la cohésion c , l'angle de frottement ϕ , et l'angle de dilatance ψ .

V.6.1 Le module d'Young (E)

Plaxis utilise le module d'Young comme module de déformation de référence dans le modèle élastique et le modèle de Mohr-Coulomb, mais d'autres modules de déformation sont également considérés. Un module de déformation a la dimension d'une contrainte (force par unité de surface). Les valeurs de raideur adoptées dans un calcul demandent une attention particulière parce que la plupart des géomatériaux présentent un comportement non linéaire dès le début du chargement. En mécanique des sols, la pente initiale est appelée E_0 et le module sécant à 50% de la résistance en compression est noté E_{50} (Figure V.3). Pour des argiles très sûr consolidées et quelques roches avec un large domaine élastique, il est réaliste d'utiliser E_0 alors que pour les sables et les argiles normalement consolidées, il est préférable de prendre E_{50} .

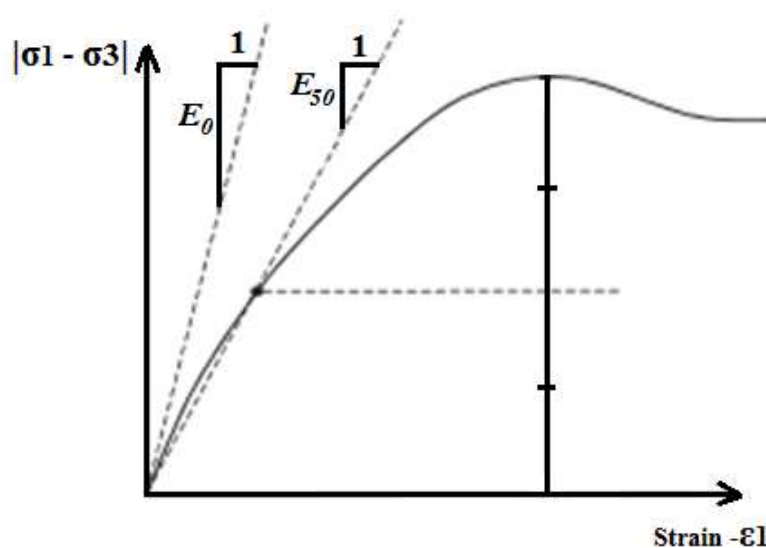


Figure V.3 Définition du module à 50 % de la rupture

Pour les sols, le module initial et le module sécant tendent à augmenter avec la pression de confinement. Par conséquent, les couches de sol en profondeur ont souvent une raideur plus élevée que les couches en surface. De plus, la raideur apparente dépend du chemin de contrainte suivi. La raideur durant les cycles charge-décharge est supérieure à celle durant un chargement primaire. En outre, la raideur observée pour un sol en termes de module

d'Young est généralement plus petite pour des compressions drainées que pour du cisaillement. Donc, en choisissant un module de déformation constant pour représenter le comportement du sol, l'utilisateur devra retenir une valeur qui prenne à la fois en compte le niveau de contrainte et le chemin de contrainte.

V.6.2 Le coefficient de Poisson (ν)

Des essais triaxiaux standards drainés peuvent montrer une diminution significative de volume au tout début du chargement et révéler ainsi une faible valeur du coefficient de Poisson (ν_0). Dans certains cas, comme des problèmes de déchargement particuliers, il peut être réaliste d'employer une valeur initiale aussi faible, mais en général, pour le modèle de Mohr-Coulomb, l'utilisation d'une valeur plus élevée est recommandée. Le choix d'une valeur pour le coefficient de Poisson est particulièrement simple dans le cas du modèle élastique ou du modèle de Mohr-Coulomb avec un chargement gravitaire (accroissement de SM.weight de 0 à 1 au cours du calcul plastique). Dans ces types de chargement, Plaxis devrait fournir des valeurs réalistes pour le rapport $K_0 = \nu$

V.6.3 La cohésion (c)

La cohésion a la dimension d'une contrainte. Plaxis peut manipuler des sables sans cohésion ($c = 0$), mais certaines options ne fonctionneront pas bien. Pour éviter les complications, il est conseillé aux utilisateurs peu expérimentés d'entrer au moins une valeur faible (prendre $c > 0.2$ kPa). Plaxis propose une option spéciale pour les couches dans lesquelles la cohésion croît avec la profondeur.

V.6.4 L'angle de frottement (Φ)

L'angle de frottement est entré en degrés. Des angles de frottement élevés, obtenus parfois pour des sables denses, augmenteront de manière substantielle la difficulté numérique des calculs plastiques. Le temps de calcul varie exponentiellement avec de l'angle de frottement. Par conséquent, les angles de frottement élevés devraient être évités lors des calculs préliminaires pour un projet. Le temps de calcul deviendra important si des angles de frottement supérieurs à 35 degrés sont utilisés.

V.6.5 L'angle de dilatance (ψ)

L'angle de dilatance est donné en degrés. Sauf pour les couches très sûres consolidées, les sols argileux ne présentent aucune dilatance ($\psi = 0$). La dilatance d'un sable dépend de sa

densité et de son angle de frottement. Dans la plupart des cas toutefois, l'angle de dilatance est nul pour des valeurs d'inférieures à 30.

V.7 La géométrie du barrage Ain Zada

Le barrage Ain Zada n'est pas symétrique il est représenté par un modèle géométrique plan de 55 m de hauteur, sa largeur est de 250 m, la largeur de la crête de 7 m et l'inclinaison des talus amont 2,5/1 et aval 1,75/1. Il se compose d'un noyau d'argile incliné avec un remplissage bien gradué des deux côtés. La série 2, profil (0 +581,1) qui constitue une bonne approximation de la réalité. La géométrie du barrage est représentée à la figure V.4 et les caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux sont données dans le Tableau V.1

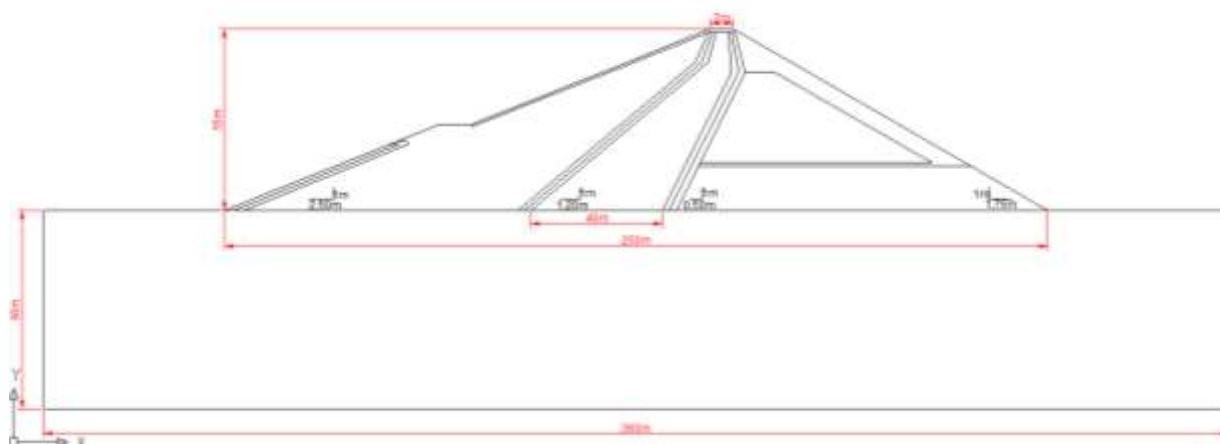


Figure V.4 Géométrie du barrage Ain Zada

Tableau V.1. Caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux utilisés du barrage Ain Zada

Matériaux	γ_{sat} (KN/m ³)	C (KN/m ²)	φ (°)	E (KN/m ³)	ϑ	K (m/s)	Ψ (°)
Noyau	20,4	18	26	20×10^3	0,25	5×10^{-10}	00
Recharge interne	21	00	31	40×10^3	0,25	1×10^{-5}	01
Recharge externe	21	00	39	50×10^3	0,25	1×10^{-3}	09
Filtre	18	00	35	30×10^3	0,20	1×10^{-4}	05
Filtre fin	18,4	00	35	30×10^3	0,20	3×10^{-4}	05
Rip-rap	21,7	00	40	50×10^3	0,20	1×10^{-1}	10
Fondation	22	120	30	120×10^3	0,30	1×10^{-6}	00

V.8 Etude sous Plaxis

L'étude comportement mécanique de la digue du barrage Ain Zada a été établie et calculée avec le logiciel Plaxis 2D 2012 au laboratoire de génie civil appliqué (centre de calcul) du département de génie civil à l'université de Tébessa pour vérifier la sensibilité des déformations du barrage Ain Zada.

Les principales hypothèses sont :

- Modèle 2D plan
- Éléments à 15 nœuds
- Maillage raffiné au niveau de la digue

On utilise le logiciel Plaxis complet en 2D sous l'hypothèse de déformations planes. La section est représentée dans la figure V.5.

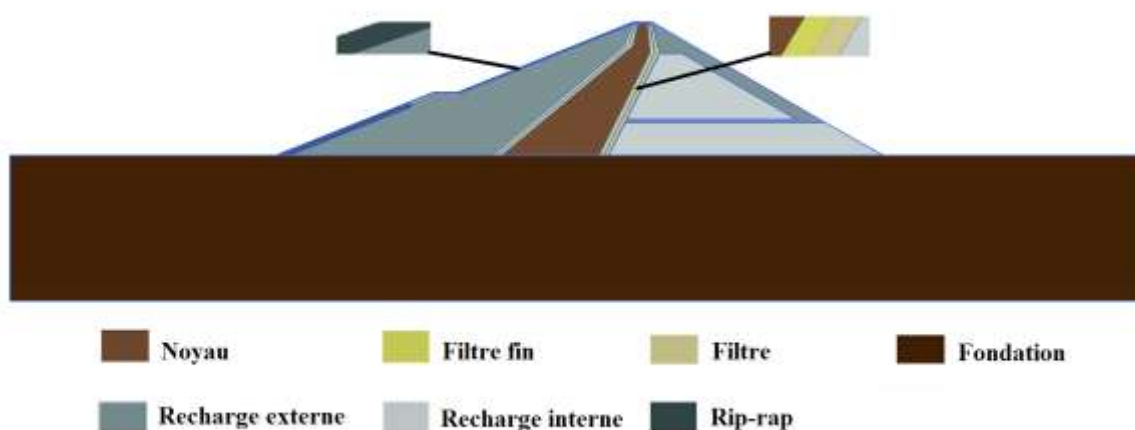


Figure V.5 Différentes zones du barrage Ain Zada (Plaxis)

V.8.1 Maillage du barrage Ain Zada

Lorsqu'un modèle géométrique est entièrement défini et que les propriétés des matériaux sont assignées à toutes les couches et à tous les éléments de structure, la géométrie doit être divisée en éléments finis afin de réaliser le calcul par éléments finis. Une composition d'éléments finis s'appelle un maillage d'éléments finis. Les éléments fondamentaux sont des éléments triangulaires à 15 nœuds. La génération du maillage est basée sur une procédure robuste de triangulation, ce qui se traduit par des maillages non structurés. Ces maillages peuvent paraître désordonnés, mais les performances numériques de tels maillages sont généralement meilleures que celles de maillages (structurés) réguliers (Brinkgreve et al., 2012).

Le cluster du sol a été modélisé par une maille fine, à éléments triangulaires de 15 nœuds, donnant un nombre total de 4236 nœuds et 34269 éléments. Un maillage du barrage Ain Zada par éléments finis du modèle numérique développés est présenté dans la figure V.6.

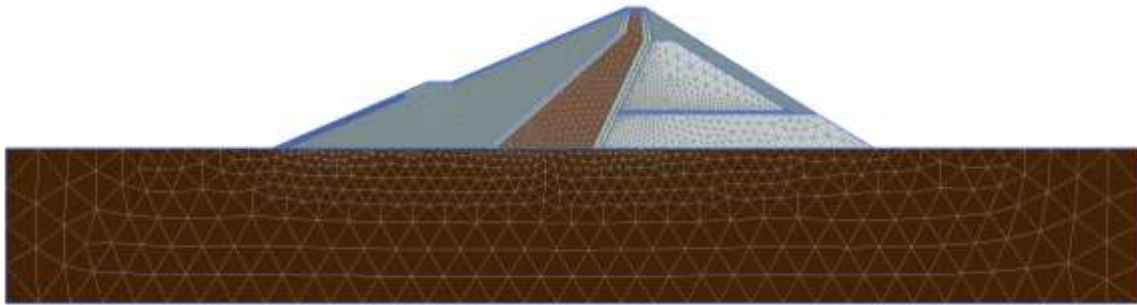


Figure V.6. Maillage du barrage Ain Zada

V.8.2 Les conditions aux limites mécaniques

Plaxis impose automatiquement un réglage standard des conditions aux limites générales du modèle géométrique. Ces conditions aux limites sont générées suivant les règles suivantes :

- Les lignes géométriques verticales pour lesquelles l'abscisse x est égale à la plus petite ou à la plus grande des abscisses x du modèle sont bloquées horizontalement ($u_x = 0$).
- Les lignes géométriques pour lesquelles la cote y est égale à la plus petite ordonnée y du modèle sont entièrement bloquées ($u_x = u_y = 0$).
- Les plaques qui s'étendent jusqu'aux limites du modèle géométrique sont bloquées en rotation ($\phi_z = 0$) à la frontière si au moins une direction de déplacement en ce point est imposée.

Les blocages standards constituent une solution pratique et rapide pour la saisie des conditions aux limites de beaucoup d'applications.

Les conditions aux limites mécaniques qui sont utilisées pour les calculs sont présentées en figure V.7

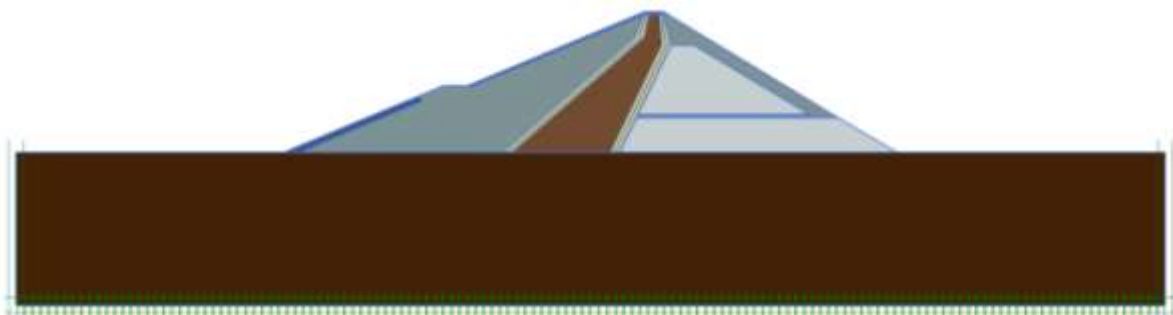


Figure V.7 Les conditions aux limites

V.8.3 Les phases d'étude

➤ Phase 0 : Initialisation des contraintes

Une fois que le maillage a été généré, la deuxième étape de création de notre modèle numérique consiste à instaurer, au sein du massif de sol, un champ de contraintes initiales correspondant à un état d'équilibre stable. Pour le calcul des contraintes initiales, on génère les contraintes initiales en prenant les valeurs de K_0 par défaut, la valeur de K_0 est prise automatiquement d'après la formule de Jacky on garde le poids du sol à 1 ce qui correspond à une application totale de la gravité.

➤ Phase 1 : (phase plastique)

Un calcul plastique doit être sélectionné pour réaliser une analyse en déformations élasto-plastiques pour laquelle il n'est pas nécessaire de prendre en compte la dissipation des surpressions interstitielles avec le temps. La matrice de rigidité dans un calcul plastique normal est basée sur la géométrie initiale non déformée.

➤ Phase 2 : (Phi-c réduction)

Un calcul de coefficient de sécurité dans Plaxis peut être effectué en réduisant les paramètres de résistance du sol. Ce processus est appelé Phi-c réduction et constitue un type de calcul à part entière. Le calcul de coefficient de sécurité doit être sélectionné lorsque l'utilisateur souhaite de calculer un coefficient de sécurité global pour une situation donnée. Une analyse de sécurité peut être réalisée après chaque phase de calcul individuel et donc pour chaque étape de construction (Tableau V.2). Cependant, notons qu'une phase Phi-c réductionnel peut être utilisée comme condition de départ pour une autre phase de calcul car elle se termine sur une situation de rupture.

Tableau V.2 Coefficient de sécurité en fonction de différents cas de charge de barrage
(Coyne et Bellier, 2008)

Cas de charge du barrage	La valeur minimale de F_S
Fin de construction	1,3
Régime permanent	1,5
Vidange rapide	1,2

V.8.4 Cas en fin construction du barrage Ain Zada

Les calculs numériques par Plaxis en phase finale de l'exécution du barrage Ain Zada

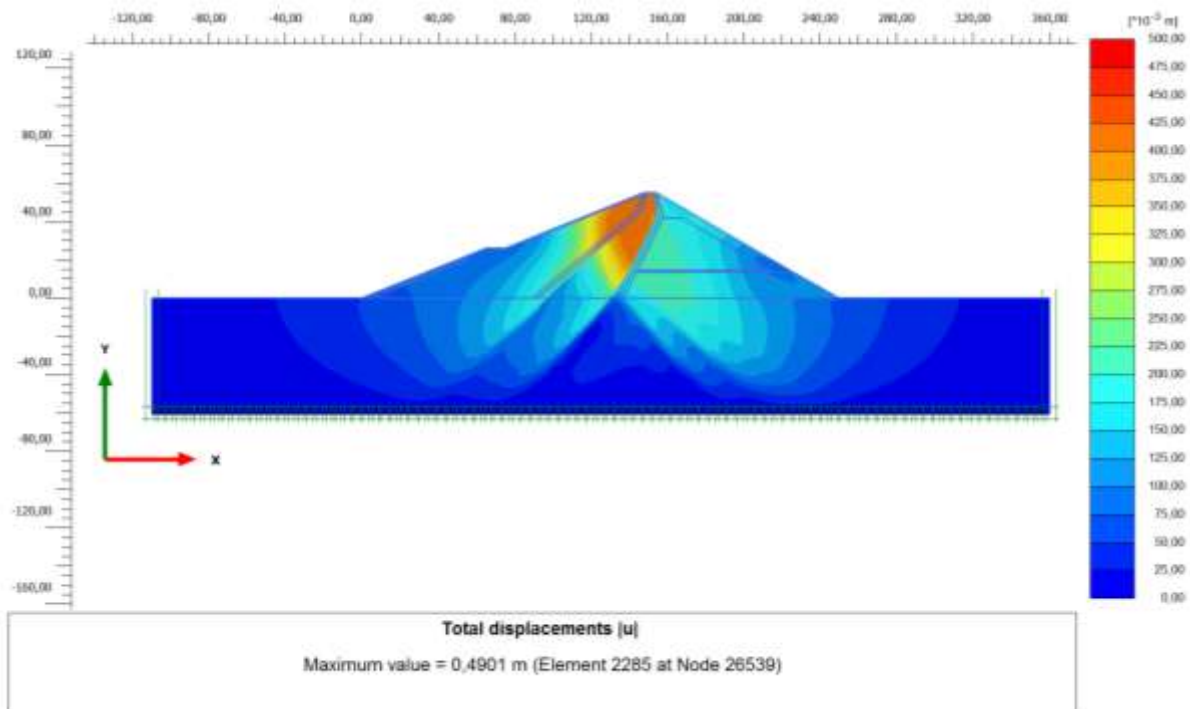


Figure V.8 Répartition des déplacements totaux

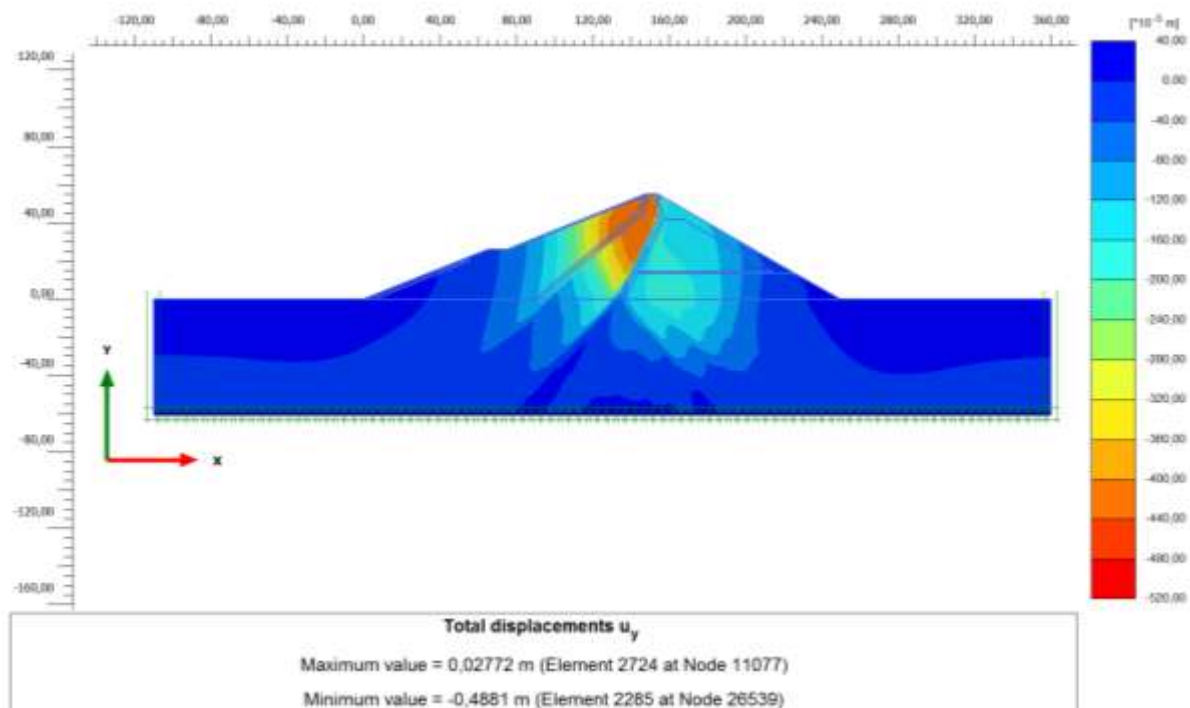


Figure V.9 Répartition des déplacements totaux verticaux

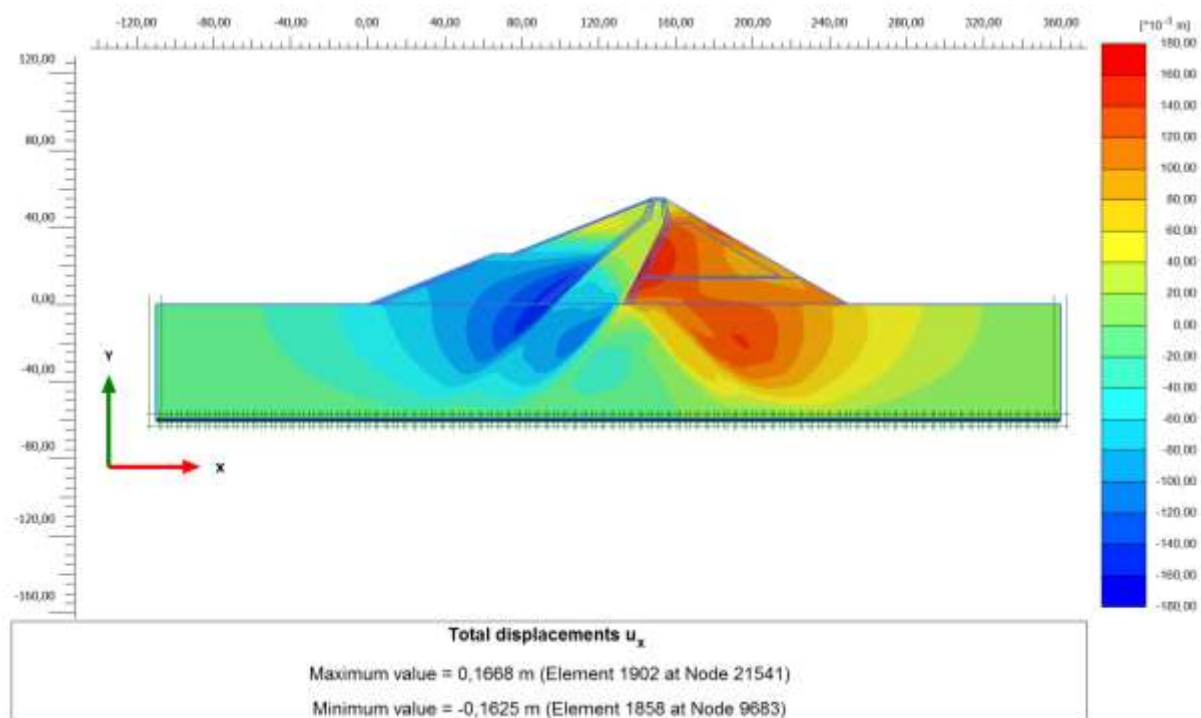


Figure V.10 Répartition des déplacements totaux horizontaux

La figure V.8 indique la distribution des déplacements totaux avec une valeur maximale de 0,491 m. Les déplacements maximums obtenus représentent le cumul de déplacement pendant les phases de construction. Le déplacement horizontal maximal (figure V.10) est égal à 16,68 cm et le déplacement vertical maximal (figure V.9) est égal à 48,81 cm. Ce qui représente un tassement égal à 0,42% inférieur à 1% de la hauteur du barrage. Ce qui est en accord avec le comportement d'un barrage en enrochement à noyau argileux (Silvani, 2007). Ces déplacements maximaux 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.

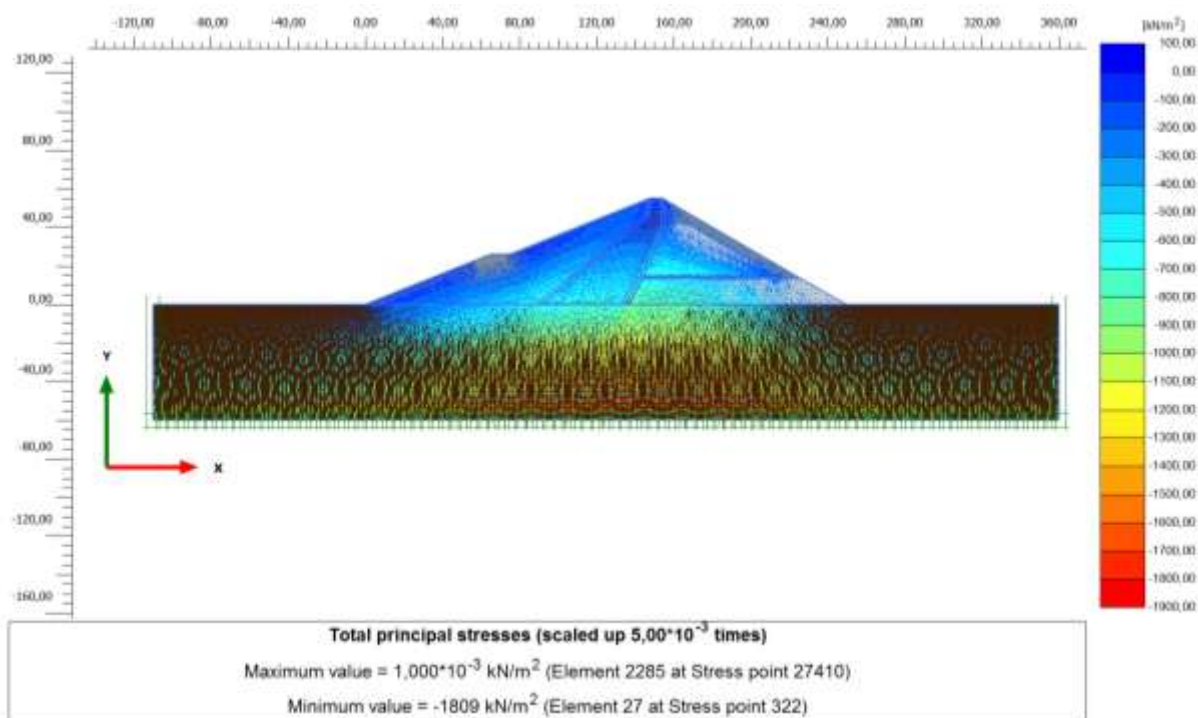


Figure V.11 Répartition des contraintes totales

La figure V.11 indique la distribution des contraintes totales avec une valeur maximale de -1809 KN/m^2 au milieu de la couche de fondation. En effet, plus on s'éloigne de l'axe du barrage plus les valeurs de contraintes totales diminuent et varient entre $1 \times 10^{-3} \text{ KN/m}^2$ et -1809 KN/m^2 . Cela s'explique par le fait de l'emplacement du plus gros volume de remblai situé au centre du barrage dont son poids agit sur la fondation.

- Les calculs numériques par Plaxis en phase finale de l'exécution du barrage donnent un coefficient de sécurité $F_s=1,764$ qui est supérieur à 1,3 donc on peut déduire que le barrage Ain Zada est stable.

V.8.5 Cas d'exploitation du barrage Ain Zada

V.8.5.1 Condition hydraulique

Le niveau d'eau du barrage Ain Zada est pris égal à 40m. Pour définir les conditions hydrauliques, on doit fixer les conditions aux limites hydrauliques à la main ensuite Plaxis calcule et trace la ligne de saturation à l'aide de sous logiciel Plax-flow.

La ligne de saturation du massif du barrage, qui est en pratique confondue avec la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique de l'eau au sein du massif est nulle. Cette dernière est appelée ligne phréatique et représente le niveau de la surface libre dans le corps du barrage ou plus exactement, elle représente la limite entre la partie sèche et la partie

saturée d'eau du barrage (Figure V.12). La bonne connaissance de cette ligne est capitale pour pouvoir effectuer les calculs de stabilité de la digue.

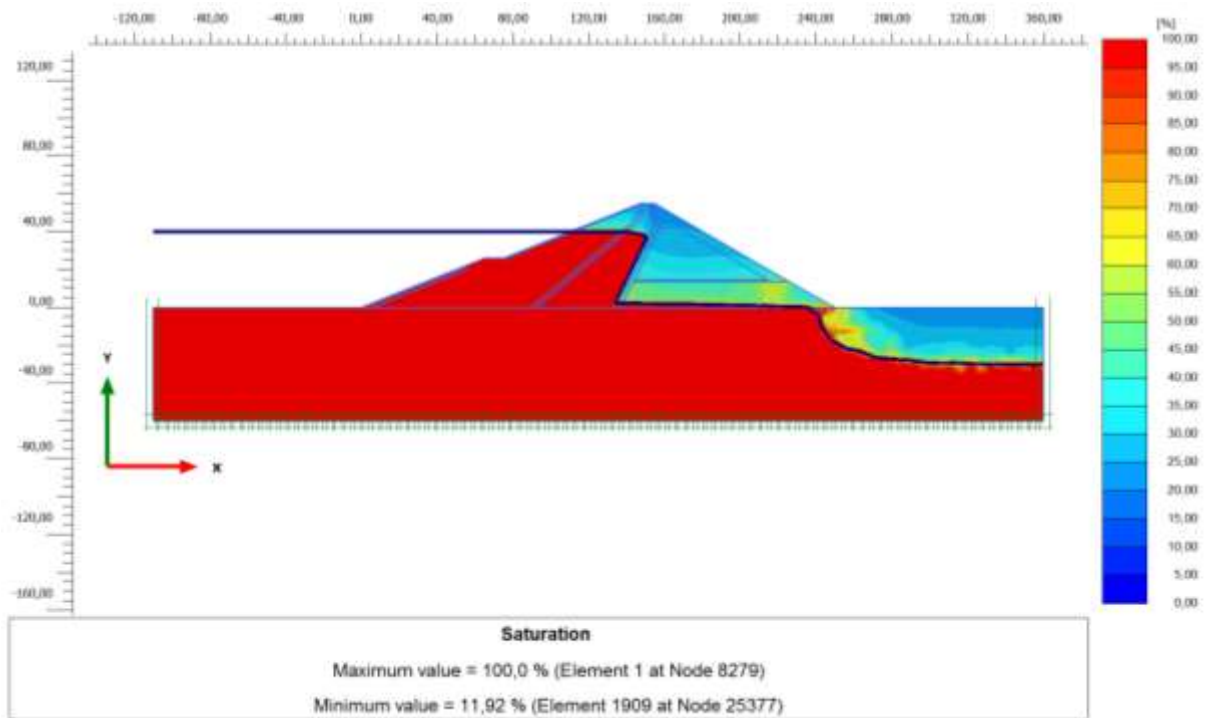


Figure V.12 Ligne de saturation et degré de saturation du barrage Ain Zada

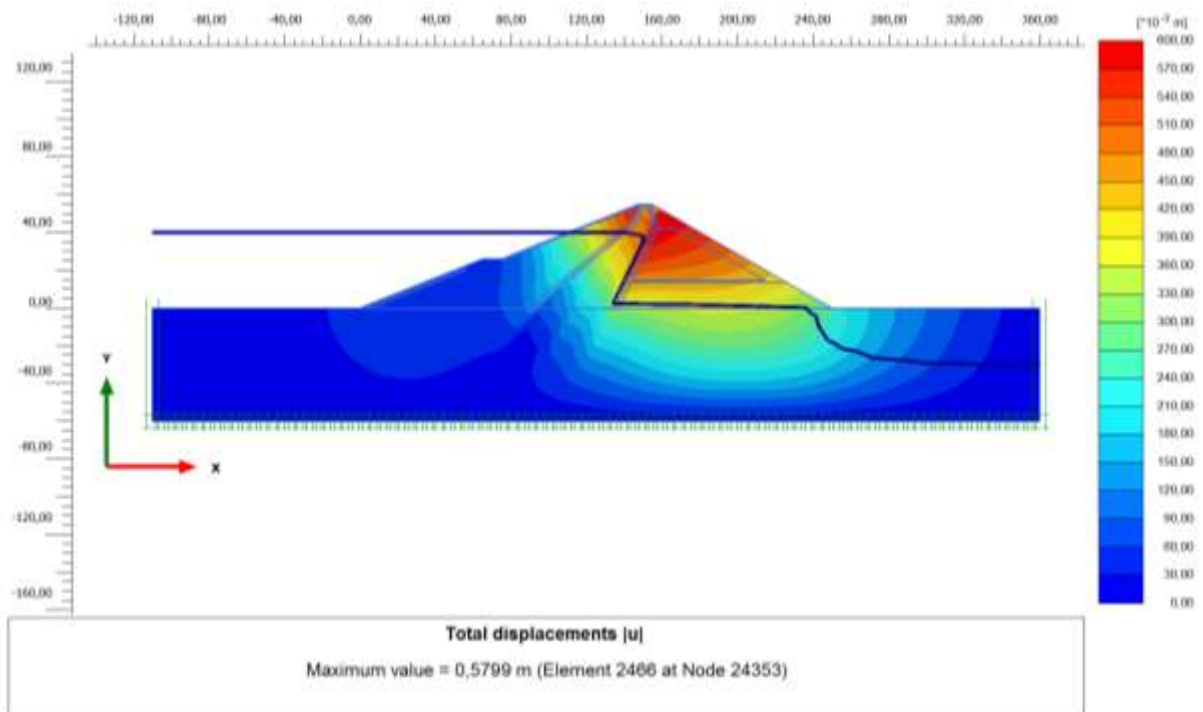


Figure V.13 Répartition des déplacements totaux

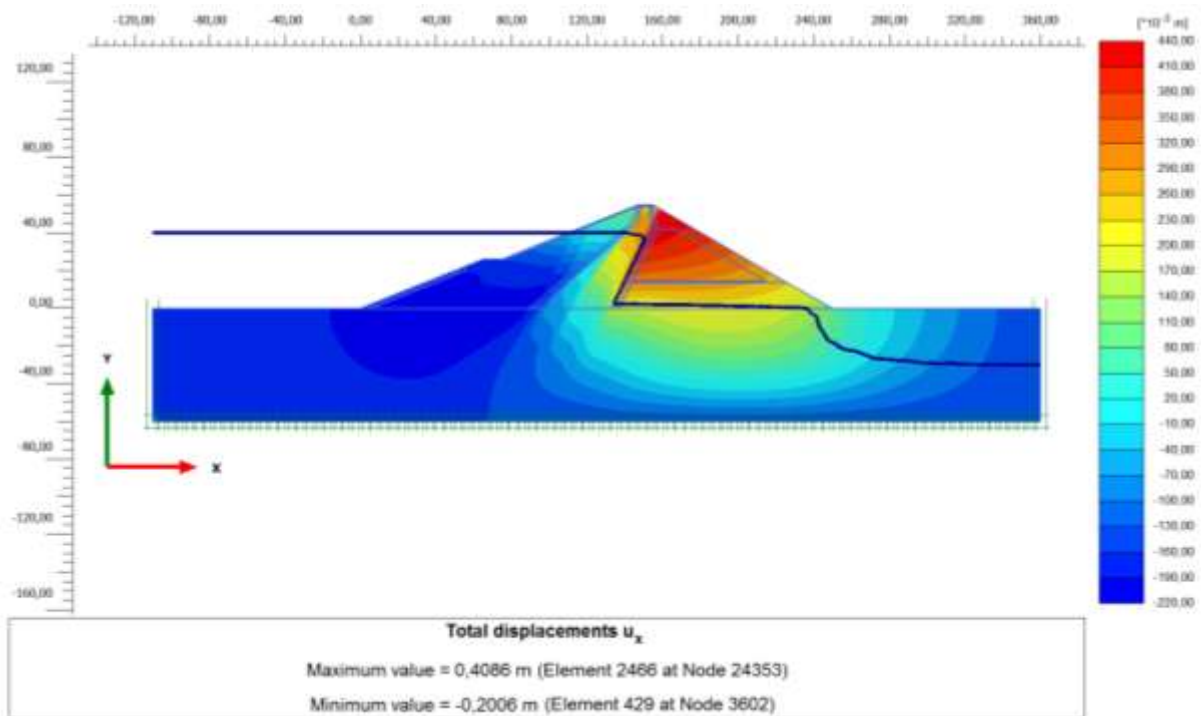


Figure V.14 Répartition des déplacements totaux horizontaux

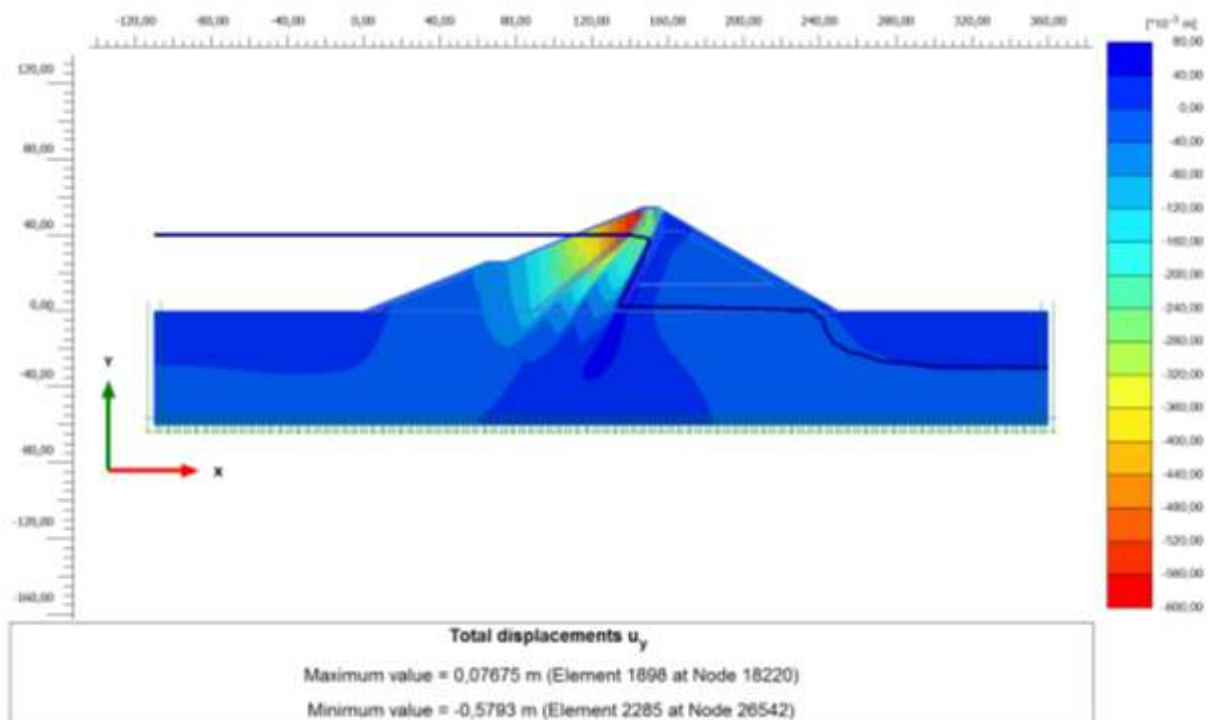


Figure V.15 Répartition des déplacements totaux verticaux

La figure V.13 indique la distribution des déplacements totaux avec une valeur maximale de 0,5799 m. Les déplacements maximums obtenus représentent le cumul de déplacement pendant la phase d'exploitation. Le déplacement horizontal total (figure V.14)

est égal à 40,86 cm et le déplacement vertical total (figure V.15) est égal à 57,93 cm. Ce qui représente un tassement de 0,56% inférieur à 1% de la hauteur du barrage. 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 accélération du tassement au niveau la crête de l'ouvrage.

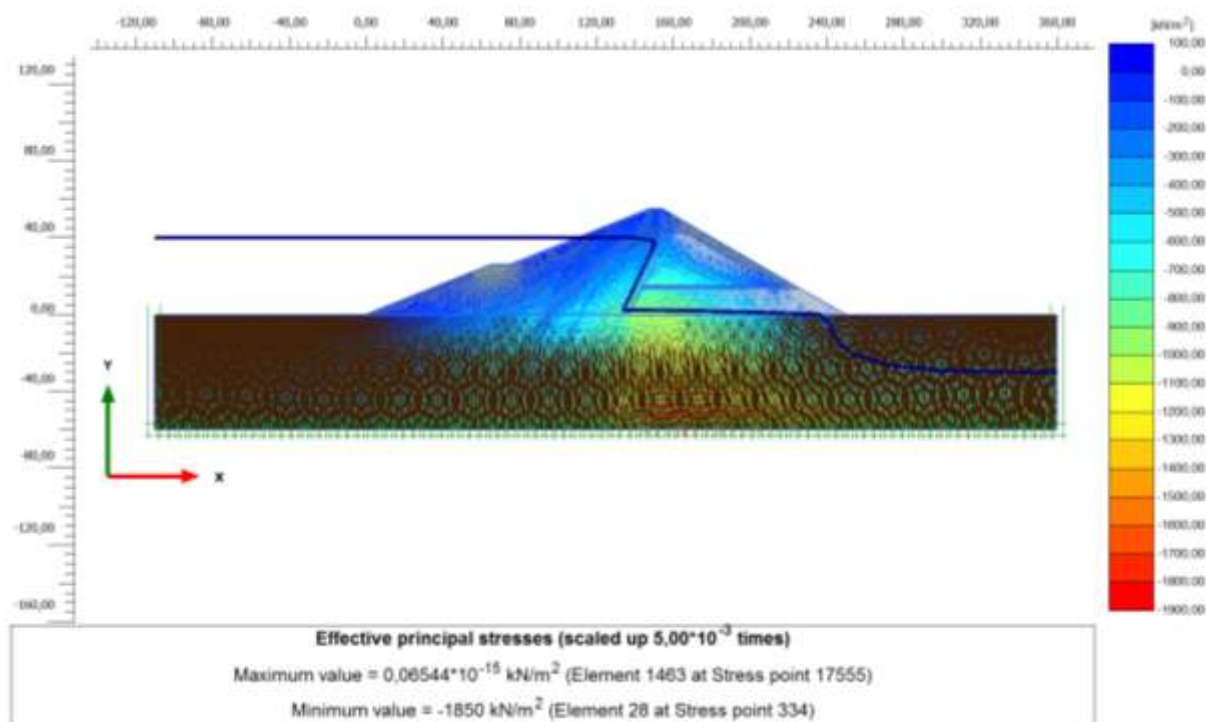


Figure V.16 Répartition des contraintes totales

La figure V.16 représente la distribution des contraintes totales avec une valeur maximale de -1850 KN/m^2 observée au milieu de la couche de fondation, plus on s'éloigne du milieu du barrage plus les valeurs de contraintes totales diminuent et varient entre $6,54 \times 10^{-13} \text{ KN/m}^2$ et -1850 KN/m^2 . Cela se traduit par l'existence du volume du remblai et la hauteur du niveau de l'eau qui agissent sur la fondation.

- Les calculs numériques donnent un coefficient de sécurité $F_s=1,821$ supérieur à 1,5 ce qui résulte que le barrage Ain Zada est toujours stable.

V.8.5.2 L'écoulement dans le barrage Ain Zada

En géotechnique, pour résoudre les problèmes de stabilité des sols, on fait intervenir l'influence de l'eau d'où l'action des écoulements. Dans le barrage Ain Zada, la digue à noyau argileux est soumise à des écoulements régis par des pressions interstitielles.

La charge hydraulique d'un point h , exprimée en mètre (m), représente l'énergie d'une particule d'eau de masse unitaire :

$$h = z + \frac{u}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g}$$

Energie potentielle →
← *Energie cinétique*

Avec z : altitude du point par rapport à un plan de référence

u : pression interstitielle, pression de l'eau au point considéré (en prenant pour origine la pression atmosphérique)

γ_w : poids volumique de l'eau (10 KN/m³)

v : vitesse de l'eau au point considéré

Dans les sols, les vitesses d'écoulement sont faibles, ce qui permet de négliger le terme inertiel d'où:

$$h = z + \frac{u}{\gamma_w}$$

La charge hydraulique a la dimension d'une longueur et est généralement exprimée en mètres.

La pression interstitielle « u » se déduit de la charge hydraulique par la relation :

$$u = \gamma_w (h - z)$$

Les valeurs des pressions interstitielles du barrage Ain Zada sont présentées dans le tableau V.3

Tableau V.3 Valeurs calculés des pressions interstitielles du barrage Ain Zada

Niveau de la retenue (m)	Pressions interstitielles Calculées (KN/m ²)
45	1050
40	1000
35	950
30	900

V.8.5.2.1 La répartition des pressions interstitielles avec Plaxis

Les pressions interstitielles peuvent être considérées comme des pressions interstitielles en régime permanent. La version professionnelle de Plaxis inclue un module de calcul des écoulements permanents pour analyser les situations de ce type. La distribution des pressions interstitielles permanentes dans les calculs d'écoulement est déterminée à partir des

conditions aux limites, de la géométrie et des perméabilités des différentes couches de sol. (Bertal et Benyahia, 2012)

Les pressions interstitielles actives (Active pore pressures) sont les pressions interstitielles totales (c'est-à-dire pressions interstitielles permanentes + surpressions interstitielles), elles sont représentées comme des contraintes principales. Bien qu'elles soient isotropes et qu'elles n'aient pas de direction principale. La longueur de chaque ligne correspond à l'amplitude des pressions interstitielles actives et les directions coïncident avec les axes x et y. Les pressions interstitielles actives en traction sont indiquées par plage en couleur plutôt qu'une ligne. Les pressions sont considérées comme négatives (Keddouri, 2011).

La répartition des pressions interstitielles est présentée sur les figures : V.17, V.18, V.19 et V.20 pour les différents niveaux de la retenue (45, 40, 35 et 30m) avec l'implantation des cellules des pressions interstitielles PH 2-1, PH 2-2 et PH 2-3 dans le noyau du barrage Ain Zada.

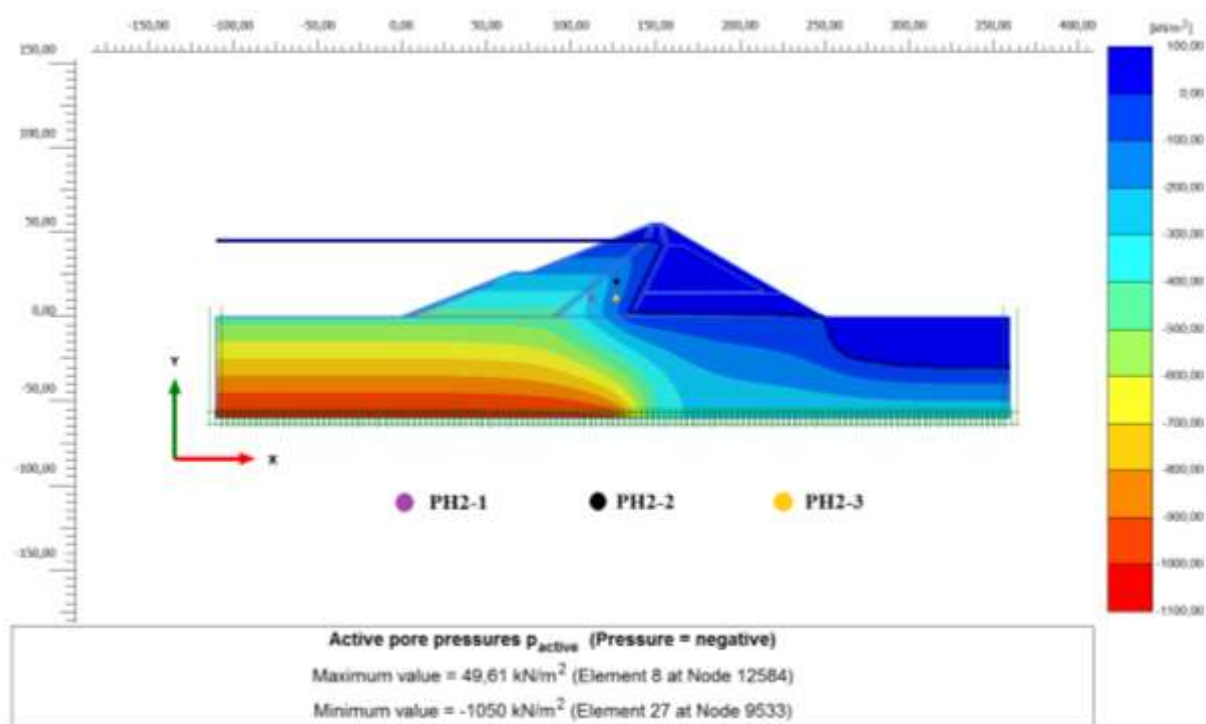


Figure V.17 Répartition des pressions interstitielles au NR= 45 m

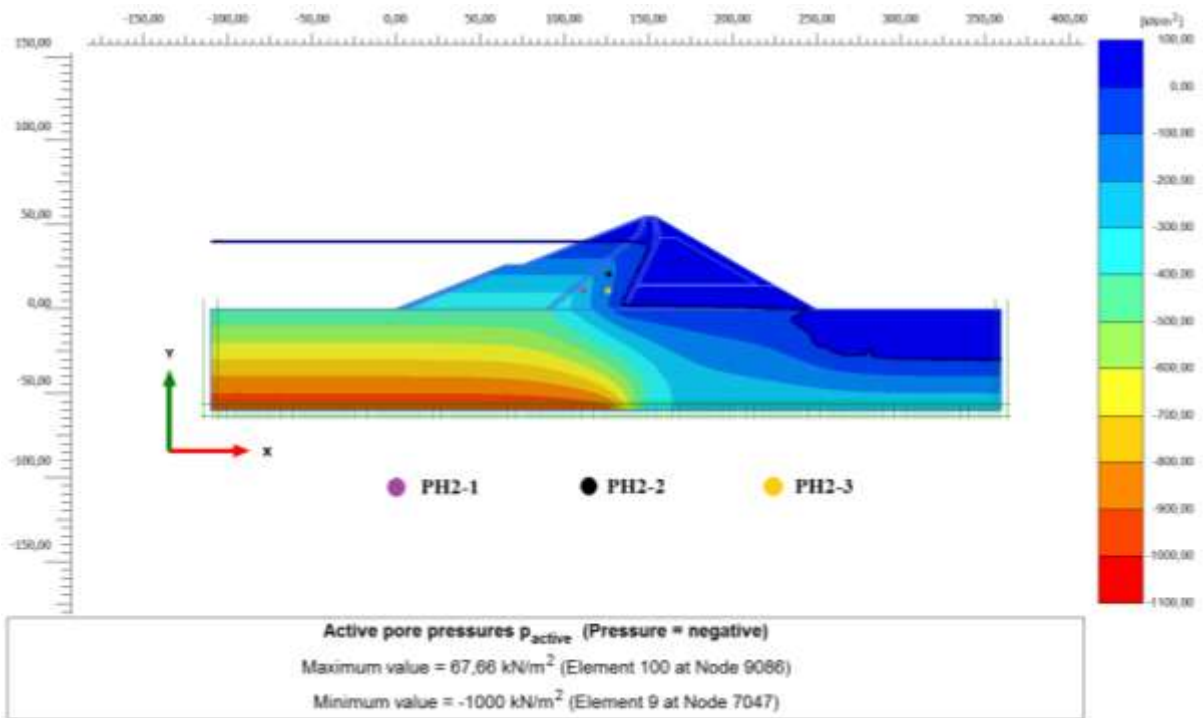


Figure V.18 Répartition des pressions interstitielles au NR= 40 m

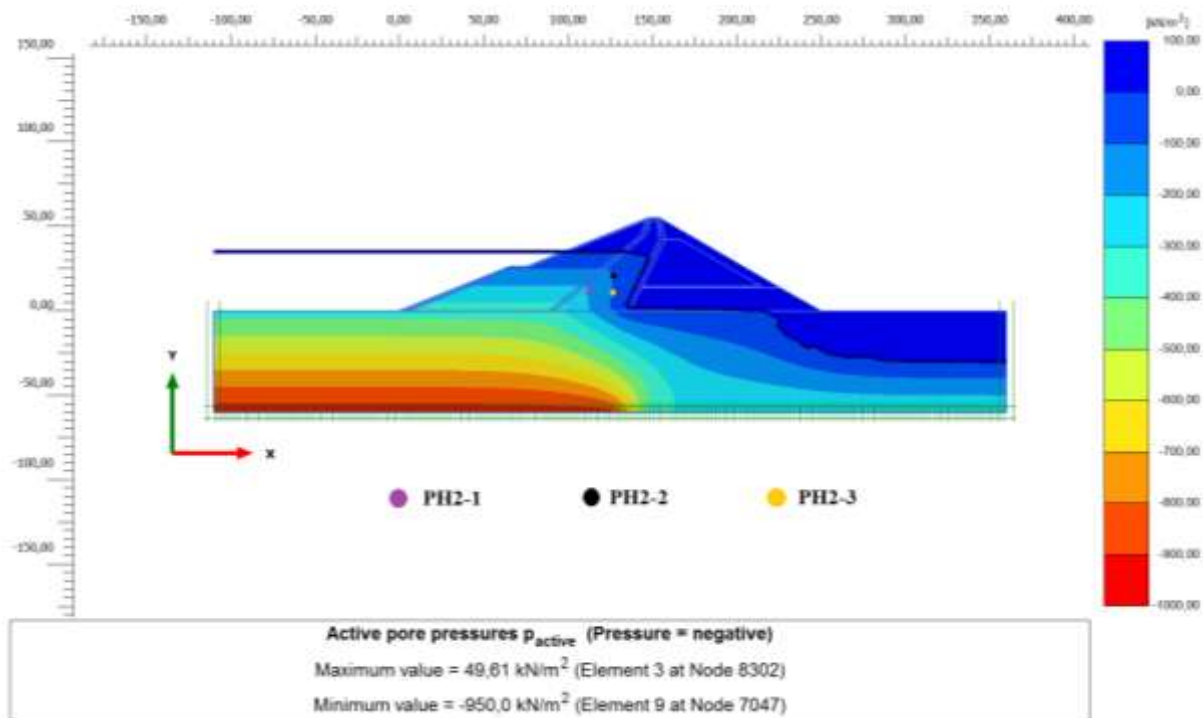


Figure V.19 Répartition des pressions interstitielles au NR= 35 m

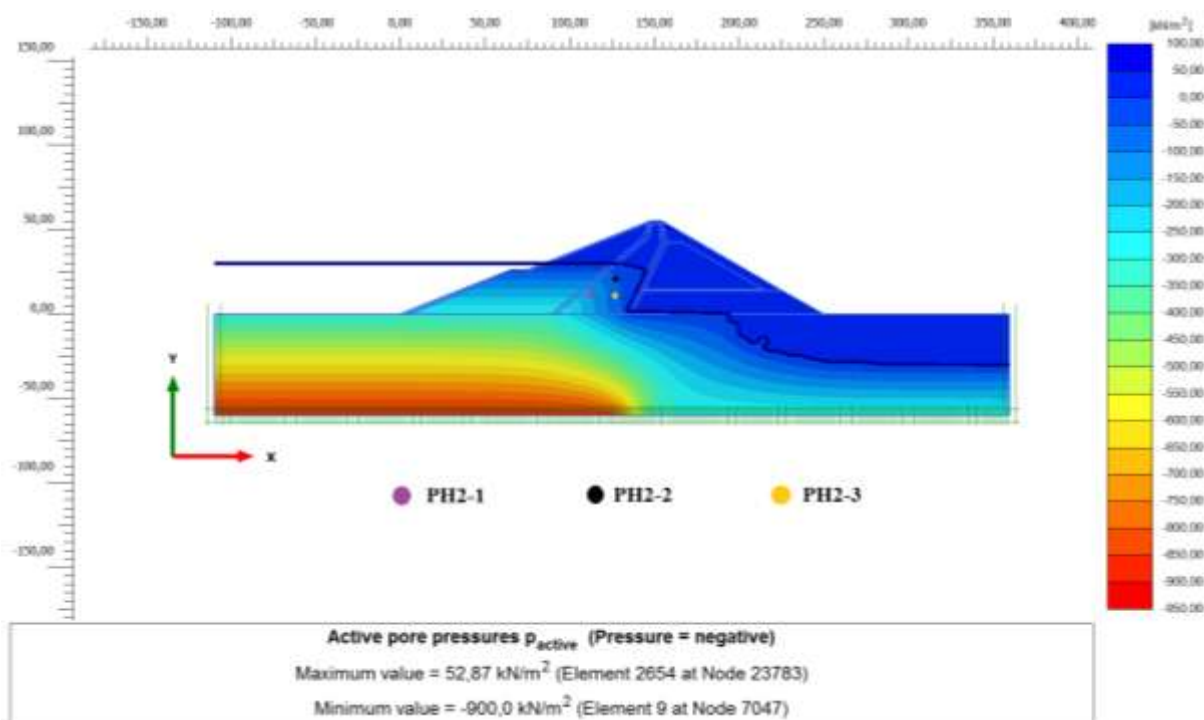


Figure V.20 Répartition des pressions interstitielles au NR= 30 m

Les valeurs des pressions interstitielles maximales du barrage Ain Zada sont présentées dans le tableau V.4

Tableau V.4 Les pressions interstitielles maximales du barrage Ain Zada (Plaxis)

Niveau de la retenue (m)	Pressions interstitielles maximale PH max (KN/m ²) dans Plaxis
45	-1050
40	-1000
35	-950
30	-900

Les pressions interstitielles du barrage Ain Zada sont modérées, leur évolution de l'amont vers l'aval est logique (figures V.17, V.18, V.19 et V.20) et dépend de la variation des charges d'eau en fonction de la position de la ligne de saturation.

Les valeurs des pressions interstitielles pour chaque cellule PH 2-1, PH 2-2 et PH 2-3 en fonction de niveaux de la retenue sont :

45 m : La position de PH 2-1 au début de la plage (-200,- 300) KN/m²

La position de PH 2-2 et PH 2-3 au milieu de la plage (-100,-200) KN/m²

40 m : La position de PH 2-1 au milieu de la plage (-200, -300) KN/m²

La position de PH 2-2 et PH 2-3 à l'extrémité de la plage (-100, -200) KN/m²

35 m : La position de PH 2-1 approximativement de - 200 KN/m²

La position de PH 2-2 et PH 2-3 approximativement de - 100 KN/m²

30 m : La position de PH 2-1 approximativement de - 150 KN/m²

La position PH 2-3 approximativement de - 75 KN/m²

La position de PH 2-2 approximativement de - 50 KN/m²

V.8.5.2 Résultats d'auscultation des pressions interstitielles

L'écoulement à travers la digue du barrage Ain Zada et le noyau argileux a été étudié à partir des mesures des pressions interstitielles depuis 1988 jusqu'à 2007. Les résultats des mesures des pressions interstitielles et le niveau de la retenue sont donnés sur la figure V.21. Les cellules pressions interstitielles (PH 2-1, PH 2-2 et PH 2-3) sont installés dans le noyau du barrage (profil : 0+581,10). L'implantation des cellules des pressions interstitielles est donnée sur la figure III.7 dans le chapitre III et la côte déposée cellule pression interstitielle PH 2-1 à 820,980 NGA, PH 2-2 à 831,589 NGA et PH 2-3 à 820,490 NGA. L'augmentation des pressions interstitielles est proportionnelle au niveau de la retenue.

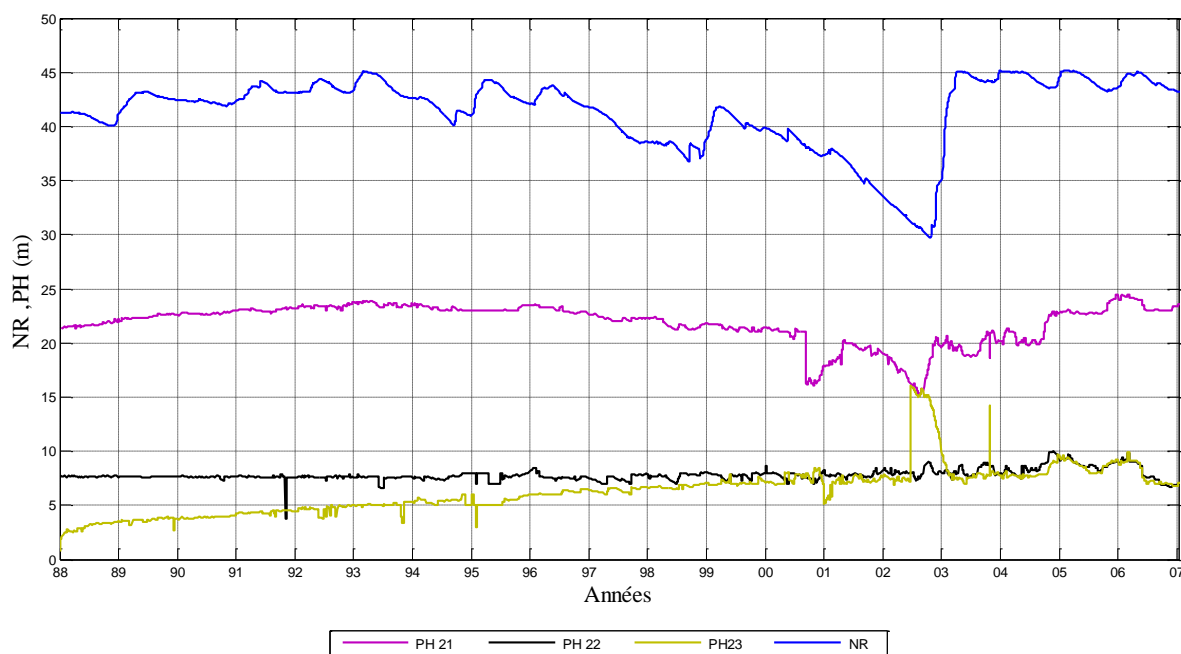


Figure V.21 Répartition des pressions interstitielles et le niveau de la retenue

Les données d'auscultation des pressions interstitielles du barrage Ain Zada (niveau de la retenue 35 m jusqu'à 45 m) montre qu'une augmentation de la pression interstitielle a été observée dans le cas du barrage plein et une diminution de la pression interstitielle observée

pour un niveau mort (30 m). L'évolution de PH 2-2 et PH 2-3 approximativement dans le même niveau sur la figure V.21 pendant la période 2000 jusqu'à 2007, par contre l'évolution de PH 2-1 plus élevé par rapport de PH 2-2 et PH 2-3 à cause de sa position proche du pied de la digue. Le niveau mort du barrage à 30 m reste PH 2-1 plus élevé avec $PH\ 2-3 \geq PH\ 2-2$

Les résultats d'auscultation des pressions interstitielles du barrage Ain Zada obtenus sont les mêmes approximativement que les résultats obtenus par Plaxis pour les différents niveaux d'eau (45, 40, 35 et 30 m).

V.8.6 Cas de vidange rapide du barrage Ain Zada

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 calcul numérique les résultats suivants :

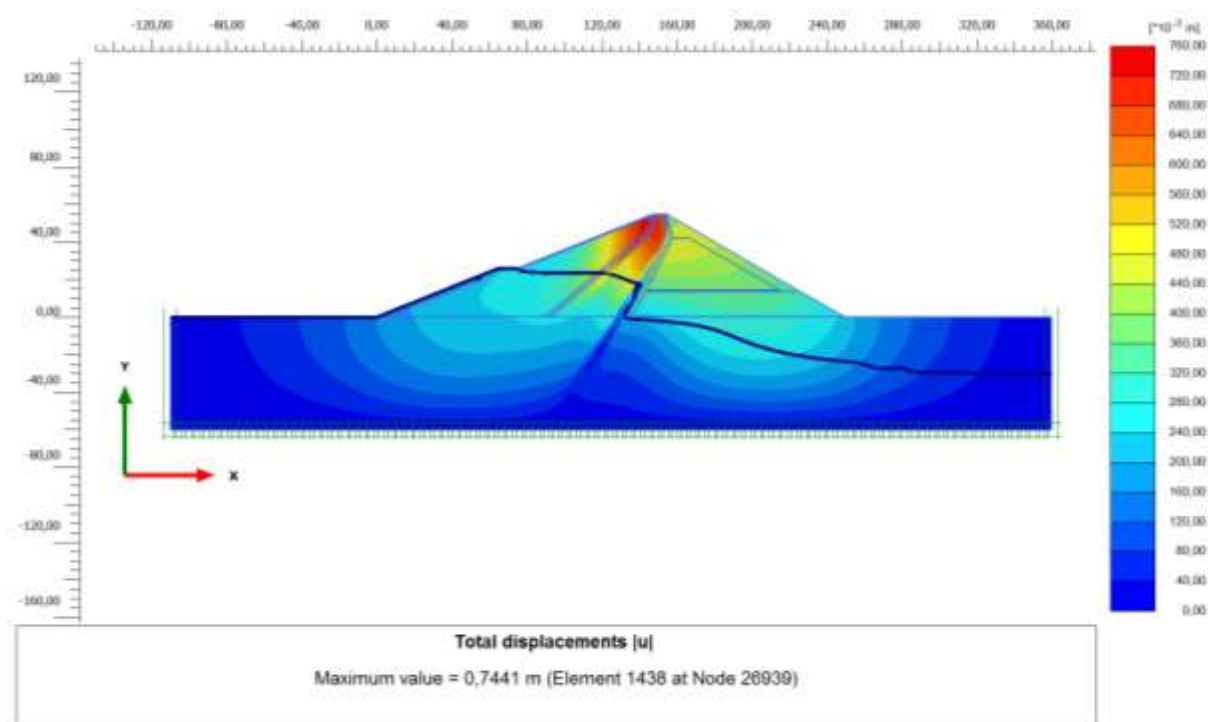


Figure V.22 Répartition des déplacements totaux (vidange rapide)

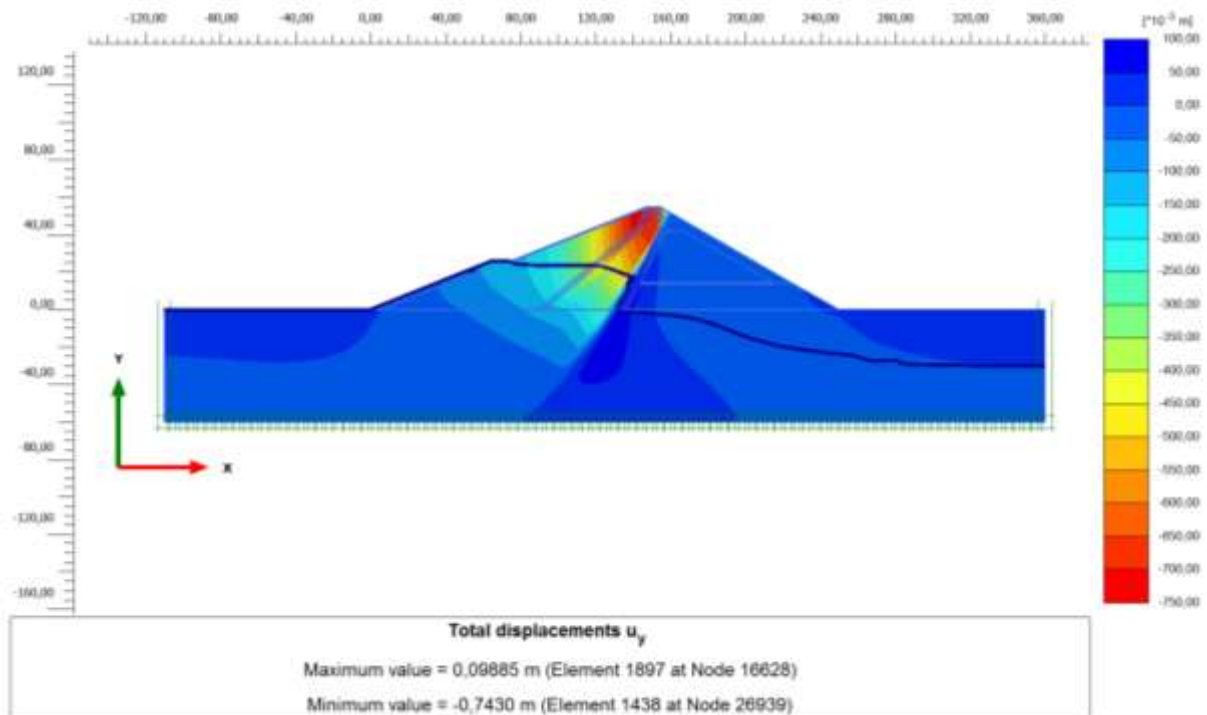


Figure V.23 Répartition des déplacements totaux verticaux (vidange rapide)

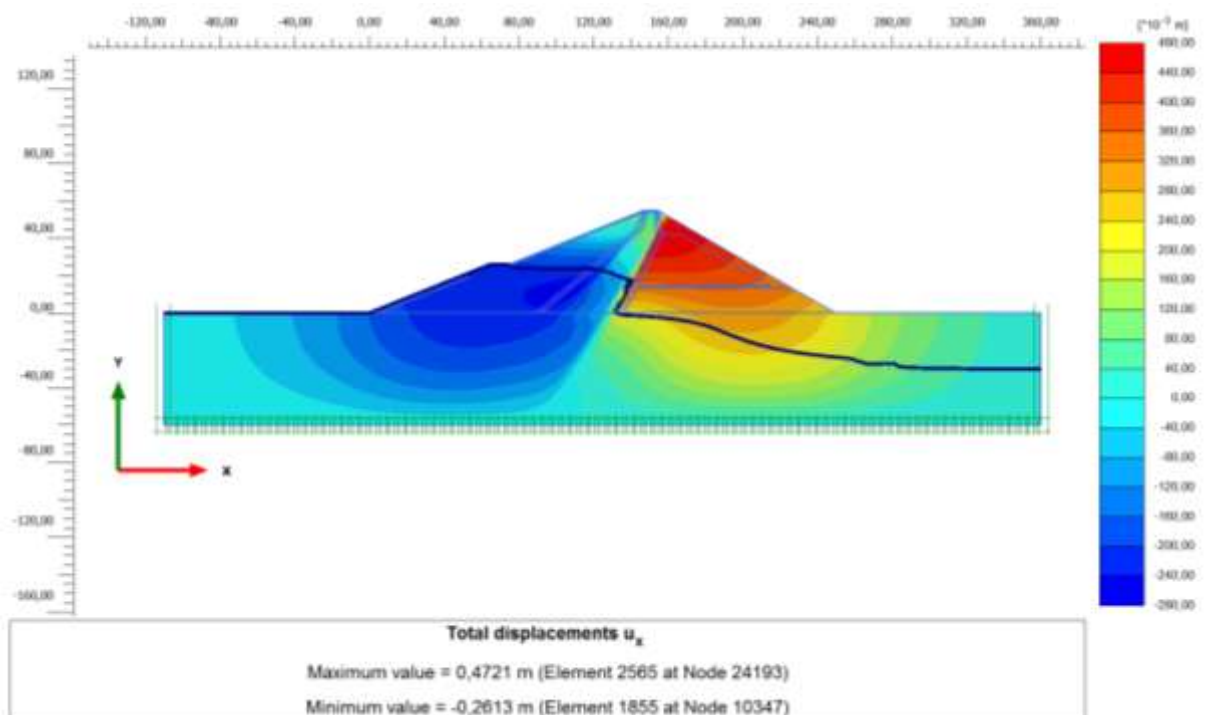


Figure V.24 Répartition des déplacements totaux horizontaux (vidange rapide)

La figure V.22 montre que la distribution des déplacements totaux a une valeur maximale de 0,7441 m. Ceux-ci représentent le cumul de déplacement pendant les phases de construction. Le déplacement horizontal maximal (figure V.24) est égal à 47,21 cm et le déplacement vertical maximal (figure V.23) de 74,30 cm. Ce qui traduit un tassement qui

représentant 0,64% (inférieur à 1% de la hauteur. Ces déplacements maximaux sont situés dans la partie supérieure du barrage et ils diminuent en fonction de la profondeur du barrage. Cette distribution des déplacements donne une idée sur la masse du sol en mouvement.

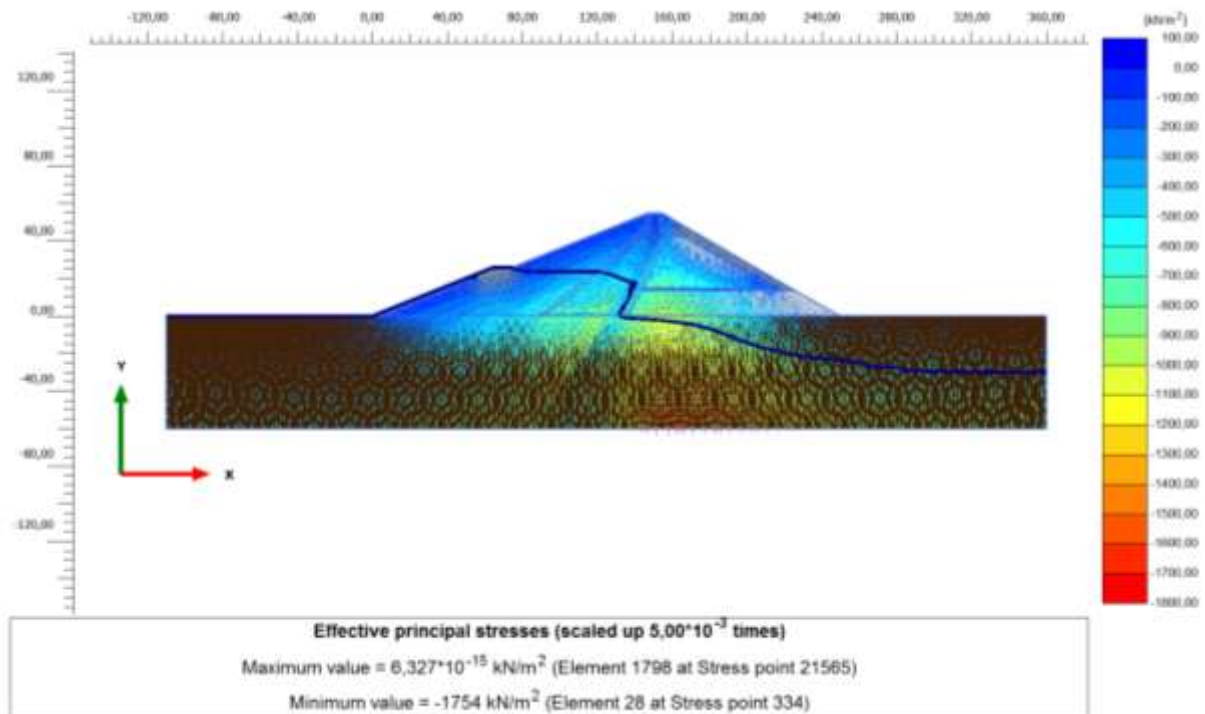


Figure V.25 Répartition des contraintes totales

La figure V.25 indique la distribution des contraintes totales avec une valeur maximale de -1754 KN/m^2 au milieu de la couche de fondation. Plus on s'éloigne de l'axe du barrage plus les valeurs de contraintes totales diminuent et varient entre $6,32 \times 10^{-15} \text{ KN/m}^2$ et -1754 KN/m^2 . Cette situation s'explique du fait de l'emplacement du plus gros volume de remblai situé au centre du barrage dont son poids agit sur la fondation.

- Les calculs numériques par Plaxis en phase finale de l'exécution du barrage donnent un coefficient de sécurité $F_s=1,538$ supérieur à 1,2 donc conclue que le barrage Ain Zada est stable.

V.9 Conclusion

Le barrage Ain Zada est soumis à des écoulements permanents. L'étude de son comportement mécanique a été établie et calculée avec le logiciel Plaxis 2D et dont le plus utilisé par les géotechniciens en général est le modèle de Mohr-coulomb.

L'objectif de ce travail était de comprendre le comportement du barrage Ain Zada avec noyau centrale en argile pour des différentes situations de chargement durant la vie de l'ouvrage (en fin de construction, en cours d'exploitation et en cas de vidange rapide).

L'analyse des résultats de simulation de la présente étude a permis de dégager les conclusions suivantes :

- À la fin de construction du barrage, les déplacements s'orientent vers le centre de la digue au niveau de la crête et vers l'extérieur au niveau des deux talus à la base. Les tassements sont faibles de l'ordre d'inférieurs à 1%. Cela s'explique par le fait de l'emplacement du plus gros volume de remblai situé au centre du barrage dont son poids agit sur la fondation.
- En cours d'exploitation du barrage, les déplacements s'orientent vers le centre de la digue au niveau de la crête et vers l'aval au niveau des deux talus à la base à cause de la charge d'eau et les pressions interstitielles appliquées sur le talus amont, ces déplacements doivent se produire à la fin du remplissage du réservoir. Les pressions interstitielles sont en parfaite adéquation avec les paliers de remplissage (niveau de la retenue NR) du barrage Ain Zada. Les conditions de stabilité sont requises quel que soit le palier de remplissage, ce dernier provoque une augmentation des déplacements horizontaux et n'a pas d'influence significative sur les déplacements verticaux. Les tassements liés au remplissage sont faibles d'inférieurs à 1%.

Durant l'exploitation du barrage, l'étude a montré que la plus grande valeur du coefficient de sécurité se trouve en régime permanent, puis à la fin de vidange. Il atteint une valeur minimale, ensuite il augmente au fur et à mesure que les pressions interstitielles se dissipent dans le corps du barrage, pour enfin se stabiliser.

- Pendant la vidange rapide du barrage, les tassements et les déplacements calculés sont les plus importants. Ces déformations persistent souvent pendant de nombreuses années. Elles seront liées à des phénomènes de déformations différées, d'endommagement ou de vieillissement des matériaux.

Le coefficient de sécurité lors de la vidange rapide diminue et est influencé par la condition non drainée temporaire au sein de la digue, il atteint une valeur de la hauteur d'eau totale à vidange.

Conclusion générale

Conclusion générale

Le barrage Ain zada, mis en exploitation en 1986 avec un volume de stockage de 125 Mm^3 , consiste à alimenter en eau potable les villes de Sétif, Bordj Bou Arreridj, El Eulma, Bougaa ainsi que autres communes. Il est doté d'un important dispositif d'auscultation dont les séries des données de 1986 à 2012 de certains dispositifs ont pu être recueillies tel que la charge hydraulique des piézomètres ouverts dans le sol (WS) et dans la roche (WR), les pressions interstitielles dans le noyau argileux (PH) et les mesures des pressions pneumatiques (PP) de la fondation.

L'analyse stochastique effectuées par L'analyse spectrale des données de pressions interstitielles met en évidence l'existence d'une forte tendance traduisant une évolution à long terme du signal ou bien des fluctuations de longues périodes traduisant une non stationnarité du processus. L'analyse en ondelettes continues du niveau de la retenue, de la pluie et des pressions interstitielles traduit l'absence de structure à court et moyen terme (jusqu'à 256 j) et l'existence de structures non-stationnaires à long terme (512 j). La répartition de l'énergie des signaux des pressions interstitielles et niveau de la retenue en fonction de l'échelle, permet de constater que la variance des signaux est très faible à court et moyen terme par contre une élévation de leur énergie à long terme est remarquée. L'analyse multirésolution croisée par niveau d'échelle quantifie plus précisément le degré de causalité de la relation NR-PH en fonction de l'échelle de décomposition. Cette intercorrélacion confirme la liaison entre le niveau de la retenue et les pressions interstitielles sur le long terme. La distribution des pressions interstitielles montre que c'est un processus Brownien fractionnaire de type anti-corrélé indiquant qu'une variation croissante dans le passé des pressions interstitielles, il existe une variation décroissante dans le futur. Ce qui indique des signes favorables pour la stabilité de l'ouvrage. Le spectre multifractal de la distribution des moments montre qu'il s'agit d'une hétérogénéité différente sur tout cet intervalle. Ce caractère multifractal explique que les variations des pressions interstitielles ne répondent pas aux mêmes mécanismes à court, moyen et long terme. L'analyse R/S montre que les pressions interstitielles dans le noyau argileux sont non stationnaires et les valeurs passées et futures sont très liées. La dissipation des pressions interstitielles impose donc de considérer l'histoire des sollicitations pour expliquer les niveaux à un instant donné.

L'étude du comportement mécanique la digue du barrage Ain Zada pour des différentes situations de chargement durant la vie de l'ouvrage (en fin de construction, l'exploitation et vidange rapide) par le code de calcul Plaxis permet de tirer les conclusions suivantes :

A fin construction du barrage, les déplacements s'orientent vers le centre de la digue au niveau de la crête et vers l'extérieur au niveau des deux talus à la base. Les tassements liés au remplissage sont, en général, faibles dans tous les cas des barrages en terre avec noyau centrale argileux.

Dans le cas d'exploitation du barrage, les déplacements s'orientent vers le centre de la digue au niveau de la crête et vers l'aval au niveau des deux talus à la base à cause de la charge d'eau et les pressions interstitielles appliquées sur le talus amont. Ces déplacements devraient se produire à la fin du remplissage du réservoir. Les pressions interstitielles sont en parfaite adéquation avec les paliers de remplissage (niveau de la retenue NR) du barrage Ain Zada. Les conditions de stabilité sont requises quel que soit le palier de remplissage provoquant une augmentation des déplacements horizontaux et n'ont pas d'influence significative sur les déplacements verticaux. Les tassements liés au remplissage sont en général faibles pour les barrages avec noyau centrale argileux.

Pendant la vidange rapide du barrage, les tassements et les déplacements sont les plus importants. Ces déformations persistent souvent pendant de nombreuses années. Elles sont liées à des phénomènes de déformations différées, d'endommagement ou de vieillissement des matériaux.

Références

Références

1. Abdallah Z (2004). Détermination du champ de températures dans une cavité pleine en utilisant la méthode mixte volumes finis – éléments finis, Thèse de Magistère. Université d'ouargla, Algérie.
2. Agence des bassins hydrographiques Est (ABH). (2001). Le bassin versant de Boussellam 15-06 N° 6. 24p.
3. Agence nationale des barrages et transfert (ANBT). (2013). Données sur le barrage Ain Zada, Wilaya de Bordj Bou Arreridj.
4. Alonso E., Poulain D. (1994). Influence des caractéristiques mécaniques et des pressions interstitielles sur la stabilité des barrages en terre homogènes, journées nationales d'étude AFEID-CFGB « petits barrages », Bordeaux, Cemagref édition.
5. Arif A (2003). Modélisation d'une installation à plasma inductif basse fréquence, Thèse de Magistère. Université de Biskra, Algérie.
6. Atkins W.S International / Howard Humphreys Ltd. (1983). Rapport d'études géologiques « Barrage de Ain Zada » (WSA/HH), Septembre 1983.
7. Atkins W.S International / Howard Humphreys Ltd. (1986). Monographie de l'aménagement de Barrage d'Ain Zada octobre 1986.
8. Becue J.P, Degoutte G, Lautrin D. (2002). Choix du site et du type de barrage p18
9. Benkadja R (2012) Identification of the kherrata karstic systems (East Algeria) by correlation, spectral, wavelets and multiresolution analysis. Proceeding of ACWUA'S 5th Best Practices Conference Sultanate of Oman. Utilities Perspective on Water Resources Management in the Arab Region; 3–5 Juin 2012
10. Benkadja R. (2010). Le comportement d'un système hydrologique en climat continental semi-aride par les analyses corrélatoire, spectrale et en ondelettes des de' bits et des pluies: Cas du bassin K'sob (BBA- Algérie). Proceeding GIRE3D Conference, Agadir 24–26 march 2010, Morocco
11. Bernardara P., Lang M., Sauquet E., Schertzer D., Tchiguirinskaia L. (2007). Analyse multifractale en hydrologie application aux séries temporelles. Editions Quæ.
12. Bonelli S., Radzickiab K., Szczesnyb J., Tourmenta R., Félix H. (2005). L'auscultation des barrages en terre : une nécessité. Ingénieries 41 : 13-22.
13. Bouhlali M. (2006). Les risques associant du barrage. Mémoire de Magistère. Université Abou Baker Belkaide, Tlemcen, 174 p.

14. Boulon M., Flavigny E., Malecot Y., Simon B., Babin C., Bernhard.(2004). La pratique éclairée des éléments finis en géotechnique. Document 1, Laboratoire 3S et Terrasol. Paris.
15. Bousaïd Z.F. (2004). Contribution à l'étude du comportement non drainé des sables lâches sur consolidés et anisotropes. Thèse de doctorat à l'institut national des sciences appliquées de Lyon. 13-15 pp.
16. Box G.E.P., Jenkins G.M. (1976). Time Series Analysis, Forecasting and Control. Revised edition. Holden Day, San Francisco, pp575.
17. Brinkgreve R.B.J, Engin E., Swolfs W.M. (2012), Tutorial plaxis 2D, delft university of technology & plaxis bv, The Netherlands.
18. Brinkgreve R.B.J., Engin E., Swolfs W.M. (2012), Material-Models plaxis 2D, delft university of technology & plaxis bv, The Netherlands.
19. Brinkgreve R.B.J., Engin E., Swolfs.W.M.(2012), Reference Manual plaxis 2D, delft university of technology & plaxis bv, The Netherlands.
20. Carrère A. (2000). Bureau d'Ingénieurs Conseils Coyne et Bellier, Techniques de l'ingénieur, 26 p.
21. Carrere A. (2001). Conception des barrages-voûtes. Colloque Technique mai 2001 du CFGB, Aix-en-Provence, 25 p.
22. Chettih M et Mesbah M. (2006). Utilisation des analyses corrélatoire et spectrale pour inférer sur la structure et le comportement hydrodynamique des aquifères de l'atlas saharien. Bulletin de service géotechnique national vol 17, N° 2 145-159 pp.
23. Chettih M et Mesbah M. (2008). Modèle hybride neuro-multirésolution pour la prévision des débits (applications aux bassins sahariens). XIII^{ème} Congrès Mondial de l'Eau, Montpellier, France.
24. Chettih M., Mouattah K., Mesbah M. (2011). Analyses spectrales, fractales et multifractales des précipitations et des débits en régions arides ; 1^{er} Séminaire International sur la Ressource en eau au Sahara : Évaluation, Économie et Protection, ouargla, Algérie.
25. Chettih M et Taouti M.B. (2015). Caractérisation multifractale de la fluctuation temporelle des débits journaliers dans le bassin versant de l'oued Isser (Algérie). International conférence on africain large river basins hydrology Hammamet, Tunisia.
26. Choudens H. (2008). Risques Infos, Bulletin de liaison n°20 l'institut des risques majeurs, Grenoble, France.

27. Chui C.K. (1992). *An Introduction to Wavelets*. Academic Press. New York.
28. Cohen A. (1992). *Ondelettes et traitement numérique du signal*. Masson. Paris.
29. Cohen A., Froment J., Istas J. (1991). Analyse multirésolution des signaux aléatoires. *Comptes Rendus de l'Académie des sciences de Paris*, 312:567-570.
30. Comité français des barrages et réservoirs CFBR. (2012). Groupe de travail calcul des barrages poids, *Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages poids propositions et recommandations*, 117 p.
31. Comité Français des Grands Barrages (CFGB). (1997). *Internal erosion: typology, detection, repairs*. Comité Français des Grands Barrages. 126 p.
32. Comité internationale des grands barrages CIGB. (1999). *Barrages en remblai avec masque en béton bitumineux*. Bulletin n° 114, ICOLD, Paris, 13-91 pp.
33. Coyne A., Bellier J. (2008). *Avant-projet détaillé mémoire justificatif*. Rapport 12035-rp-0502-a.
34. Daubechies I. (1992). The wavelets transform time-frequency localization and signal analysis. *IEEE transactions on information theory*, 36:961-1005.
35. Davis A., Marshak A., Wiscombe W., Cahalan R. (1994). Multifractal characterization of nonstationarity and intermittency in geophysical fields: Observed, retrieved or simulated. *Journal of Geophysical Research*, 99(D4):8055-8072.
36. Deroo L et Jimenez B. (2011). *Notes sur l'accidentologie des barrages-poids Colloque CFBR-AFEID: Études de dangers*, 18 p.
37. Djemili L. (2006). *Critères de choix de projet des barrages en terre: étanchéité par le masque en béton bitumineux*. Thèse de doctorat. Université El Hadj Lakhdar de Batna.
38. Djikermen R., Mazumda R. (1994). Wavelet representation of stochastic processes and multiresolution models. *IEEE transactions on information theory* 42(7):1640-1694.
39. Durand J.M, Royet P et Meriaux P. (1999). *Technique des petits barrages en Afrique sahéenne et équatoriale*, cemagref éditions –ISBN 2- 85362-511-7.
40. D'hulst D. (1999). *Manuel d'utilisation du logiciel STOCHASTOS version 3.2. Variables régionalisées et approche stochastique*. C.N.R.S. Lab. Souterrain. Moulis. Saint-Girons, 41 p.
41. ESHA. (2005). *Petite hydroélectricité : guide technique pour la réalisation de projet*.
42. Foster M. et Fell R. (2000). Use of event trees to estimate the probability of failure of embankment dams by internal erosion and piping, In 20th Congress on Large Dams, Beijing, China.

43. Fry J.J . (2004). Évaluation de la stabilité sismique des digues. EDF CIH, 95-110.
44. Grossman A., Morlet J. (1984). Decomposition of hardy functions into square integral wavelets of constant shape. *SIAM Journal of Mathematics*, 723-736.
45. Hardy H.H., Beier R.A. (1994). *Fractals in Reservoir Engineering*. Singapore. World Scientific.Publ. Co. 359 p.
46. Holschneider M.(1995). *Wavelets : An Analysis Tool*. Oxford University Press. USA.
47. Hurst H.E. (1951). Long term storage capacity of reservoirs.*Trans. Am. Soc. Civ. Eng.* 116:770-808.
48. Hurst H.E. (1957). A suggested statistical model for some time series that occur in *Nature*.*Nature*180:494-495.
49. Imbert J.F. (1979). *Analyse des structures par éléments finis*, Edition sepadues.
50. Jenkins G.M., Watts O.G. (1968). *Spectral Analysis and its Applications*. Holden Day, San Francisco, pp 525.
51. Jochlin R. (2009). Eude et analyse géotechnique de construction d'un barrage de rétention d'eau à ambatovy. Université d'antananarivo. Mémoire d'études approfondies.
52. Keddouri A. (2011), étude des pathologies de la digue d'oued kreirech wilaya de djelfa. Thèse de Magistère. Université de Abou Bekr Belkaid Tlemcen, Algérie.
53. Labat, D., Ababou, R., Mangin, A. (1999a). Analyse en ondelettes en hydrogéologie karstique. 1^{ère} partie : analyse univariée de pluies et débits de sources karstiques. *C. R. Acad. Sci. Paris*, 329(série IIa) :873-879
54. Labat, D., Ababou, R., Mangin, A. (1999b). Analyse en ondelettes en hydrogéologie karstique. 2^{ème} partie : analyse en ondelettes croisées pluie-débits.*C. R. Acad. Sci. Paris*,329(sérieIIa) :881-887
55. Labat, D., Ababou, R., Mangin, A. (2000). Rainfall–runoff relations for karstic springs. Part I: convolution and spectral analyses. *Journal of Hydrology*238: 123–148
56. Labat, D., Ababou, R., Mangin, A. (2002a). Rainfall-runoff relations for karstic springs:multifractal analysis.*J. Hydrology*. (256):176-195.
57. Labat, D., Ababou, R., Mangin, A. (2002b). Analyse multirésolution croisée des pluies et débits de sources karstiques. *C.R. Géoscience* 334:551-556.
58. Le Delliou P. (2003). *Les barrages Conception et maintenance*. ENTPE, Presses universitaires de Lyon 159-193 pp.
59. Loach S.C., Brown S.F / Howard Humphreys & Partners. (1983). *Rapport des essais en laboratoire des matériaux de sol pour le barrage Ain Zada, Algérie*

60. Mallat S. (1989). A theory for multiresolution signal decomposition: The wavelet representation. *IEEE transactions on pattern analysis and Machine Intelligency*11:674-693.
61. Mandelbrot B.B., Van Ness J.W. (1968). Fractional Brownian Motions, Fractional Noises and Applicationa. *SIAM Review*10 (4): 422-437.
62. Mangin A.(1981a). Utilisation des analyses corrélatoires et spectrales dans l'approche des systèmes hydrologiques. *C.R.Acad.Sci. Paris, Série III*, 293:401-404.
63. Mangin A. (1984). Pour une meilleure connaissance des systèmes hydrologiques partir des analyses corrélatoire et spectrale. *J. Hydrol.*, 67:25-43.
64. ManginA. (1981b). Apports des analyses corrélatoires et spectrales croisées dans la connaissance des systèmes hydrologiques. *C.R.Acad.Sci., Paris, Série III*, 293:1011-1014.
65. Marche C. (2008). Barrage: crues de rupture et protection civil. *Presse internationales polytechnique. Canada*, 388 p.
66. Mériaux P, Royet P et Folton C. (2004). Surveillance, entretien et diagnostic des digues de protection contre les inondations 58-61 pp.
67. Mestat P. (1997). Maillages d'éléments finis pour les ouvrages de géotechnique, conseils et recommandations. *Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées réf. 4161 - PP 39-64*.
68. Meyer Y. (1992).Les ondelettes algorithmes et applications. A. Colin 172 p.
69. Morlet J., Arehs G., Forugeau I.,Giard D.(1982).Wave propagation and sampling theory.*Geophysics* 47: 203-236.
70. Moulay Elboudkhili A. (2014). Étude paramétrée de la stabilité des barrages poids. Département de génie civil. Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, Algérie. 13-14 pp.
71. Mvondo Mvogo A.D et Ngandjui P.H . (2012). Calcul des stabilités de la digue en terre du barrage tine et interprétation des données d'auscultation, École Polytechnique Tunis.
72. Nezari A.H. (2009). Analyse numérique du facteur $n\gamma$ de la capacité portante pour une fondation conique implantée dans un sol pulvérulent. Thèse de Magistère. Université El Hadj Lakhdar Batna, Algérie.
73. Paquier A . (2002). Modélisation des écoulements en rivière en crue : pour une utilisation adaptée des équations de Saint-Venant. Document de synthèse en vue de l'obtention d'une habilitation à diriger des recherches. Université de Claude Bernard Lyon, France 1, 44 p.

74. Poupart M., Royet P. (2001). La surveillance des barrages. Colloque technique. Aix en Provence, CFGB, 47 p.
75. Rahmani K A. (2014). Quelques solutions des ondes de rupture d'un barrage sur un fond sec et inclinée. Département d'hydraulique. Université Hadj lakhdar, Batna, Algérie. 5 p.
76. Rolley R. Dir. (1989). Technique des barrages en aménagement rural.
77. Royet P. (2006). La surveillance et l'entretien des petits barrages. ISBN Cemagref, 67 p.
78. Schneuwly D., Caloz R. (2004). Les modèles numériques. Geographic Information Technology Training Alliance (GITTA).
79. Silvani C. (2007). Une modélisation discrète du comportement mécanique des enrochements. Thèses de doctorat en mécanique. Université de Provence Aix-Marseille.
80. Siyahi B et Arslan H. (2008). Earthquake induced deformation of earth dams. Bulletin of Engineering Geology and the Environment 67:397–403
81. Strang G. v(1989). Wavelets and Dilation Equations: A Brief Introduction. SIAM Review, 31(4): 614-627.
82. Torrence C. Compo G.P. (1998).A Practical Guide to Wavelet Analysis.Bulletin of the American Meteorological Society.79(1): 61-78.
83. Touamria S. (2012). Modélisation numérique tridimensionnelle de l'effet du creusement d'un tunnel sur le comportement des superstructures sus- jacentes. Thèse de Magistère. Université de Souk-Ahras, Algérie.
84. Ventsel H (1973). Théories des probabilités. MIR, Moscou, 563 p.
85. Vidal R. (2010). Auscultation d'ouvrages hydrauliques. INSA de Strasbourg. Spécialité génie civil, 58 p.
86. Wornell G.W. (1995).Signal Processing with fractals: A Wavelet-Based Approach. Prentice Hall.

Annexes

Manuel d'utilisation du logiciel STOCHASTOS

1. Introduction

LE logiciel STOCHASTOS a été développé pour réaliser Le traitement de séries chronologiques de données hydrogéologiques ou climatologiques selon les méthodes mises au point au Laboratoire Souterrain du C-N de Moulis par Alain MANGIN.

Outre les analyses corrélatoire et spectrale, simples et croisées, et l'aspect descriptif de la géostatistique (variogramme), il autorise une manipulation simple des données (saisie, tris, filtrages, etc...).

Le programme est disponible, sur demande, en versions Française, Anglaise, Grecque et Castellane- Merci à Constantin PAPADOPOUCIËS (I. G.M. E., Athènes) pour la traduction en grec et à Antonio PULIDO (Université de Granada Espagne) pour la traduction en Castillan.

Remarque : Ce manuel ne veut pas être une présentation des méthodes de traitement utilisées, mais seulement un guide d'utilisation du Logiciel ; pour ce qui concerne la théorie et interprétation des résultats, l'utilisateur est prié de se reporter à MANGIN A. Modèles descriptifs en traitement des données - Application à -Hydrogéologie, section 3.

1.1 Vue l'ensemble sur les possibilités du logiciel

STOCHASTOS permet la saisie des données ainsi qu'une gestion simple de celles-ci : corrections, tris, changements de variables, Impressions, dessins.

Il est possible de créer des chroniques en entrant leur équation.

Il possède également une interface avec Le logiciel de traitement de données STAT-ITCF.

Il permet également de filtrer ces données moyennes mobiles, différenciations, calcul de résidus, diverse sommes et moyennes (journalières, hebdomadaires, mensuelles), cette liste n'étant pas limitative, et devant être allongée au fur et à mesure d'implémentation de nouveaux filtres et lissages.

Enfin, il autorise le traitement de ces données par les analyses corrélatoire et spectrale corrélogrammes et spectres, simples et croisés, calcul de gain et de cohérence.

1.2 Installation des programmes

Configuration minimale requise

STOCHASTOS nécessite un IBM-PC ou compatible sous le système d'exploitation MS-DOS 3.x ou supérieur, avec au minimum deux lecteurs de disquettes et 384 ko de mémoire disponible (il est préférable d'avoir un total de 640 ko pour pouvoir dessiner plus de 3 courbes simultanément) Dans le cas d'un disque dur, il faut que celui-ci ait au moins 700 ko libres (plus si les données y sont stockées). Il est également nécessaire de posséder une des cartes graphiques VGA, CGA, HERCULES, EGA ou compatibles. Il est recommandé de disposer d'un coprocesseur arithmétique 80x87, sinon, IL faut s'armer de patience.

Il est également souhaitable de disposer d'une imprimante compatible IBM afin de garder une trace des traitements réalisés; dans le cas de sorties graphiques, il faut préciser si cette imprimante est une EPSON (MX,RX ou FX) ou compatible car les modes graphiques utilisés sont légèrement différents.

Ce logiciel n'est pas protégé et peut être recopié autant de fois que l'utilisateur le désire.

Installation

NOTE : Il est recommandé, avant toute opération, de copier la (les) disquette(s) programme (COPY ou DISKCOPY) afin de réaliser une copie de sauvegarde, utile en cas de problème.

Sur un disque dur, créer un directory STOCHAST et y recopier tous les fichiers de programme et de messages (par ex- COPY A:*. * C:\ STOCHAST).

Dans le cas d'un système à disquettes copier tous les fichiers de programme et de messages sur une disquette-

Pour des disquettes de capacité 360 ko, il faudra deux disquettes. Dans ce cas il sera difficile de lier les différents modules et le plus simple sera de lancer ceux-ci directement (les noms d'appel de ces modules sont donnés en tête de la section concernant chacun d'eux). Il suffira de s'assurer que les fichiers de messages sont sur la même disquette que les programmes correspondants (ces fichiers portent l'extension .MSG). Si la machine comporte une carte Hercules, il est recommandé de mettre les modules GRAP et ACS (qui effectuent des sorties graphiques) sur la même disquette ainsi que HFIX.COM.

1.3 Règles générales d'utilisation

La plupart des choix possibles dans Les différents nodules sont gérée par menus. Déplacer la zone en vidéo inversée à l' aide des touches de curseur pour effectuer un choix, puis valider par ENTER, ou taper la première Lettre de la ligne de l'option désirée.

- Certains modules peuvent afficher, à la demande, un ou plusieurs écrans d'explication sur l'utilisation du programme. Pour en conserver une trace écrite, il suffit de demander une recopie d" écran (Shift+PrtScr sur PC-XT, PrtScr sur AT ou PS) ou d'imprimer le fichier contenant ce message :TYPE XXX .MSG>PRN ou XXX est le nom du module.
- Quand les questions posées demandent une réponse ne pouvant comporter qu'un caractère (lettre ou chiffre), la prise en compte de cette réponse se fait automatiquement, la première option affichée étant prise par défaut, il est alors inutile de valider la réponse par appui sur la touche ENTER (ou RETURN).
- Au départ de chaque module, le message suivant apparait :

CHEMIN D'ACCES AUX DONNEES :
A:

Si le programme a été lancé sans argument, les données sont considérées comme étant dans le lecteur de disquettes A: il est possible de changer cette option en donnant le chemin (Path) correspondant aux données, par exemple B: pour un lecteur nommé B:

C:\DONNEES pour un sous-directory du disque C: nommé DONNEES.

59 caractères sont autorisés pour cette entrée (nom du fichier compris).

Il est également possible de fixer un chemin d'accès aux données en indiquant celui-ci à l'appel de Stochastos, par exemple : STO C:\DATA ce chemin sera alors automatiquement transmis d'un module à l'autre.

- Les modules effectuant une sortie des données ou des résultats demandent si l'ordinateur est relié à une imprimante si la réponse est négative, toutes les sorties se feront à écran, si elle est positive, celles-ci seront envoyées à l'imprimante. Dans le cas des modules réalisant des sorties graphiques, il est de plus demandé si l'imprimante est une EPSON, ou compatible, (le mode graphique étant légèrement différent pour celles-ci) ; selon la réponse, l'impression sera faite selon un format légèrement différent, optimisé pour Le mode Epson.
- Les noms de fichiers doivent être introduits sans extension, celle-ci étant gérée par le programme. Il y a contrôle afin d'empêcher l'introduction de caractères interdits par Le DOS dans les de fichiers tels que l'espace, ou les caractères suivants:

* ? \ / = + " , ; :

- Dans le cas d'un accès en lecture, il y a vérification de la présence du fichier; s n'est pas trouvé, il est possible soit de donner un autre nom, soit abandonner. Dans Le cas un accès en écriture. il y a vérification de l'absence d'un fichier de même non et, en cas de présence, demande de confirmation de l'écrasement du fichier existant.
- A chaque accès à fichier, il y a affichage des caractéristiques de celui-ci sous la forme suivante :

STATION

TYPE DE DONNEES

Paramètre (Unité)

Nombre de valeurs du Date et heure début ou Date et heure fin

Pas de discrétisation

Moyenne

Variance

Valeur minimale Valeur maximale

Exemple : (fichier TESTIN) :

```
BALAGUE
DONNEES BRUTES
P ( mm)
 323 valeurs du 2/12/1978 0h 0mn 0s au 21/10/1979
pas de discrétisation : 86400 secondes
Moyenne : 4.342
Variance : 97.218
Min : 0.0000 Max :114.0000

LECTURE DES DONNEES...patience...
```

La saisie des dates est réalisée sous le format suivant :

(jj-mm-aaaa) où jour et mois sont entrés sous la forme de 1 ou 2 chiffres et l'année 4 ou 2 chiffres (si l'année est saisie avec 2 chiffres, elle est considérée comme commençant par 19).

La saisie des heures est réalisée sous le format suivant:

(hh-mm-ss) heure, minute et seconde sont entrées sous la forme de 1 ou 2 chiffre ; La saisie peut être tronquée pour fournir des valeurs implicites, les valeurs manquantes seront mises à zéro :

L'appui sur ENTER avec masque de saisie vide positionnera heure, minutes et secondes à 0

h ou hh mettra minutes et secondes à 0

hh-mm mettra les secondes à 0.

Lors de ces saisies, les séparateurs autorisés sont le tiret (-) , le slash (/), le point et les deux points (:)

Lancement du programme

Pour démarrer Stochastos taper STO, éventuellement suivi du chemin d'accès (Path) aux fichiers de données, par ex- STO C:\DATA

Il y a alors affichage de l'écran d'accueil, suivi du menu général:

Tableau 1: Principal de STOCHASTOS

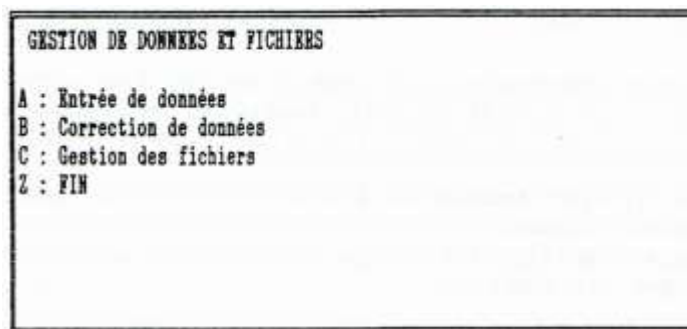
```
STOCHASTOS

A : Gestion de Données et de Fichiers
B : Dessin et Impression de chroniques
C : Tri et Fusion de fichiers
D : Filtrages de chroniques
E : Analyses Corrélatrice et Spectrale
F : Importation/Exportation de données
G : Génération de chroniques
Z : FIN
```

Choisir alors l'option désirée.

2. Gestion des données et fichiers

Non du module. DONNEES

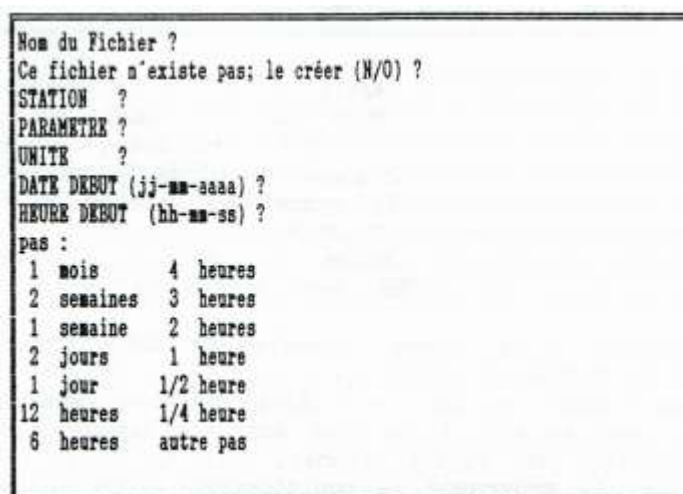


Les trois possibilités offertes sont décrites ci-dessous.

2.1 Saisie des données

Pour créer un nouveau fichier de données, il suffit de demander rentrée de données et d'indiquer un nom de fichier inexistant. L'écran suivant apparaît alors au fur et à mesure de la réponse à chaque question.

Tableau 2: Création d'un fichier



Le nom du fichier peut comporter un maximum de 8 caractères, celui de la station 32, ceux du paramètre et de l'unité 4.

Le choix du pas se fait par déplacement de la zone en vidéo inverse à l'aide des flèches de curseur ; si 'autre pas' est choisi, il faut alors entrer sa valeur en secondes (noter que le pas mensuel est déterminé par une valeur de 2 592 001 s).

Pour la sécurité de la saisie, le principe de la double entrée est systématiquement appliqué, même si cela irrite beaucoup d'utilisateurs : la fiabilité des données enregistrées est primordiale et l'expérience montre que, une fois les données saisies, très d'utilisateurs prennent la peine de vérifier celles-ci.

Au début de chaque séquence (année, mois, tournée, ou groupe de 20 valeurs), il faut entrer la somme des valeurs correspondant à celle-ci ; en fin de séquence, le logiciel calcule la

somme des valeurs entrées et vérifie la concordance des sommes; l'entrée ne peut être validée que si ces deux dernières coïncident. En cas de saisie des données à raide Logiciel extérieur, il de la responsabilité de l'utilisateur de vérifier la validité de ses données.

Remarque importante : Ne jamais sortir écran de saisie par un break (Ctrl-C ou Ctrl-Break ou Ctrl-Pause), car ceci empêche la mise à jour et la fermeture correcte des fichiers, perte de ceux-ci.

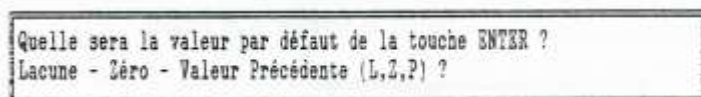
Si le fichier demandé existe déjà, il est automatiquement positionné après la dernière valeur.

La saisie se fait par groupe certain nombre de valeurs, celui-ci dépendant du pas des données:

- pas mensuel : année par année
- pas journalier : mois par mois
- pas de 1/2, 1, 2, 3 ou 4 heures : jour par jour
- autres pas : 20 valeurs par 20 valeurs.

Déroulement du programme.

Lorsque le pas a été choisi, le programme pose la question suivante:



Afin de simplifier la saisie de séries contenant d'assez nombreuses lacune, ou de nombreuses valeurs nulles (comme les précipitations par exemple), ou la répétition de valeurs identiques, cette option permet de passer d'une donnée à l'autre par simple appui de la touche Enter.

Après introduction de la somme des valeurs à entrer, apparait le tableau de saisie (voir exemples plus bas)

Le tiret indique une lacune (qui doit d'ailleurs être saisie sous cette forme). L'appui sur ENTER, sans entrée de valeur conserve la valeur affichée.

Le passage à la valeur suivante est automatiquement réalisé après validation de la donnée courante.

En cas d'appui sur Esc, le fichier sera considéré comme se terminant à la dernière valeur saisie; il ne faut donc pas appuyer sur cette touche pour essayer de corriger une valeur erronée, mais continuer à entrer les données jusqu'à la fin, le programme se positionnera alors automatiquement en mode modification.

Si la somme des valeurs introduites ne correspond pas à la somme indiquée au départ, un message indique ce désaccord et l'appui sur touche positionne le programme en mode

modification (l'appui sur Esc provoquera l'abandon des valeurs saisies dans cet écran et refermera le fichier).

Dans ce cas, faut entrer à nouveau la somme des données, puis apparait le même tableau que lors de la saisie, avec les valeurs précédemment entrées affichées. Il suffit de se déplacer vers la donnée erronée à l'aide de la touche Enter, et de corriger cette valeur . Lorsque corrections nécessaires ont été effectuées, il est possible d'appuyer sur Esc valider l'ensemble du tableau.

Exemples d'écrans de saisie :

Au début de chaque séquence (année, mois, journée, ou de 20 valeurs), il faut entrer la somme des valeurs correspondant à celle-ci en fin de séquence, le logiciel calcule la somme des valeurs entrées vérifie la concordance des sommes; rentrée ne peut être validée que si ces deux dernières coïncident. En cas de des données à l'aide un logiciel extérieur, il est de la responsabilité de l'utilisateur de la validité de ses données.

Remarque importante : Ne jamais sortir d'un écran de saisie par un break (Ctrl-C ou Ctrl-Break ou Ctrt-Pause), car ceci empêche la mise à jour et la fermeture correcte des fichiers, d'où perte de ceux-ci.

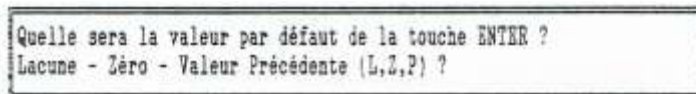
Si le fichier demandé existe déjà, il est automatiquement positionné après la dernière valeur.

La saisie se fait par groupe d'un certain nombre de valeurs, celui-ci dépendant du pas des données.

- pas mensuel : année par année
- pas journalier : mois par mois
- pas de 1/2, 1, 2, 3 ou 4 heures jour par jour
- autres pas : 20 valeurs par 20 valeurs

Déroulement du programme.

Lorsque le pas a été choisi, le programme pose la Question suivante:



```
Quelle sera la valeur par défaut de la touche ENTER ?  
Lacune - Zéro - Valeur Précédente (L,Z,P) ?
```

Afin de simplifier la saisie de séries contenant nombreuse lacune, ou nombreuses valeurs nulles (comme les précipitations par exemple), ou La répétition de valeurs identiques, cette option permet de passer une donnée à l'autre par simple appui de la touche Enter. Après introduction de la somme des valeurs à entrer, apparait le tableau de saisie (voir exemples plus bas).

Le tiret indique une Lacune (qui doit d'ailleurs être saisie sous cette forme). L'appui sur ENTER, sans entrée de valeur conserve la valeur affichée. Le passage à la valeur suivante est automatiquement réalisé après validation de La donnée courante.

En cas d'appui sur Esc, le fichier sera considéré comme se terminant à la dernière valeur saisie; il ne faut donc pas appuyer sur cette touche pour essayer de corriger une valeur erronée, mais continuer à entrer les données la fin, le programme se positionnera alors automatiquement en mode des valeurs introduites ne correspond pas la somme au départ, un message indique ce désaccord et l'appui sur touche positionne le programme en mode modification (l'appui sur Esc provoquera l'abandon des valeurs saisies dans cet écran et refermera Le fichier).

Dans ce cas, faut entrer à nouveau la somme des données, puis apparait le même tableau que lors de la saisie, avec valeurs précédemment entrées affichées. Il suffit de se déplacer vers la donnée erronée à aide de La touche Enter, et de corriger cette valeur. Lorsque nécessaires ont été effectuées, il est possible d'appuyer sur Esc pour valider l'ensemble du tableau.

Exemples d'écrans de saisie:

Tableau 3: Saisie de valeurs annuelles

Somme des valeurs de 1990 ?		
JANVIER	1990	-
FEVRIER	1990	-
MARS	1990	-
AVRIL	1990	-
MAI	1990	-
JUIN	1990	-
JUILLET	1990	-
AOUT	1990	-
SEPTEMBRE	1990	-
OCTOBRE	1990	-
NOVEMBRE	1990	-
DECEMBRE	1990	-
ARRET : Esc		

Tableau 4: Saisie de valeurs journalières

Somme des valeurs du 1 au 31 JANVIER 1990 ?			
1/ 1	-	16/ 1	-
2/ 1	-	17/ 1	-
3/ 1	-	18/ 1	-
4/ 1	-	19/ 1	-
5/ 1	-	20/ 1	-
6/ 1	-	21/ 1	-
7/ 1	-	22/ 1	-
8/ 1	-	23/ 1	-
9/ 1	-	24/ 1	-
10/ 1	-	25/ 1	-
11/ 1	-	26/ 1	-
12/ 1	-	27/ 1	-
13/ 1	-	28/ 1	-
14/ 1	-	29/ 1	-
15/ 1	-	30/ 1	-
		31/ 1	-
ARRET : Esc			

Tableau 5: Saisie de valeurs horaires

Somme des valeurs du 1 JANVIER 1990 de 00:00 à 23:00 ?			
00:00	-	12:00	-
01:00	-	13:00	-
02:00	-	14:00	-
03:00	-	15:00	-
04:00	-	16:00	-
05:00	-	17:00	-
06:00	-	18:00	-
07:00	-	19:00	-
08:00	-	20:00	-
09:00	-	21:00	-
10:00	-	22:00	-
11:00	-	23:00	-

ARRRET : Esc

Tableau 6: Saisie de valeurs à un pas quelconque (ici 1 h 30 an)

Somme des valeurs du 1/1/1990 à 00:00:00 au 2/1/1990 à 04:30:00			
1/ 1/1990 00-00-00	-		
1/ 1/1990 01-30-00	-		
1/ 1/1990 03-00-00	-		
1/ 1/1990 04-30-00	-		
1/ 1/1990 06-00-00	-		
1/ 1/1990 07-30-00	-		
1/ 1/1990 09-00-00	-		
1/ 1/1990 10-30-00	-		
1/ 1/1990 12-00-00	-		
1/ 1/1990 13-30-00	-		
1/ 1/1990 15-00-00	-		
1/ 1/1990 16-30-00	-		
1/ 1/1990 18-00-00	-		
1/ 1/1990 19-30-00	-		
1/ 1/1990 21-00-00	-		
1/ 1/1990 22-30-00	-		
2/ 1/1990 00-00-00	-		
2/ 1/1990 01-30-00	-		
2/ 1/1990 03-00-00	-		
2/ 1/1990 04-30-00	-		

ARRRET : Esc

Une fois le contenu de l'écran validé, il y a affichage du message suivant:

ARRRET : Esc	SUITE : Enter
--------------	---------------

L'appui sur Esc provoquera la mise à jour du fichier en cours de et le retour au menu du module DONNEES; l'appui sur ENTER permettra de saisir le jour, mois ou bloc suivant.

Remarque importante : Ne sortir d'un écran saisie par break (Ctrl-C ou Ctrl-Break ou Ctrl-Pause), car ceci la mise à jour et la fermeture correcte des fichiers, d'où perte de ceux-ci.

2.2 Correction des données

Le second choix du menu gestion de données autorise la correction de données.

Après le nom du fichier, le logiciel demande la date de la valeur à corriger, en offrant par défaut celle de la première valeur.

Il y a alors affichage d'un écran du type suivant, la valeur demandée étant sur la première ligne.

Tableau 7: Correction de données

02/12/1978 00:00:00	7.800000
03/12/1978 00:00:00	6.300000
04/12/1978 00:00:00	22.900000
05/12/1978 00:00:00	0.000000
06/12/1978 00:00:00	0.000000
07/12/1978 00:00:00	0.000000
08/12/1978 00:00:00	0.000000
09/12/1978 00:00:00	0.000000
10/12/1978 00:00:00	0.000000
11/12/1978 00:00:00	0.000000
12/12/1978 00:00:00	0.000000
13/12/1978 00:00:00	17.900000
14/12/1978 00:00:00	1.900000
15/12/1978 00:00:00	0.000000
16/12/1978 00:00:00	4.400000
17/12/1978 00:00:00	0.000000
18/12/1978 00:00:00	8.200000
19/12/1978 00:00:00	0.500000
20/12/1978 00:00:00	4.000000
21/12/1978 00:00:00	0.000000
22/12/1978 00:00:00	0.000000
23/12/1978 00:00:00	0.000000
24/12/1978 00:00:00	1.800000
25/12/1978 00:00:00	0.000000

Esc : Sortie F2 : Sauve F7 : Recherche

Il est alors possible de se déplacer dans les données avec les touches suivantes :

- Flèche haut : valeur précédente
- Flèche bas : valeur suivante
- PgUp : défilement de 23 valeurs en arrière
- PgDn : défilement de 23 valeurs en avant
- Ctrl-PgUP : première valeur du fichier
- Ctrl-PgDn : dernière valeur du fichier

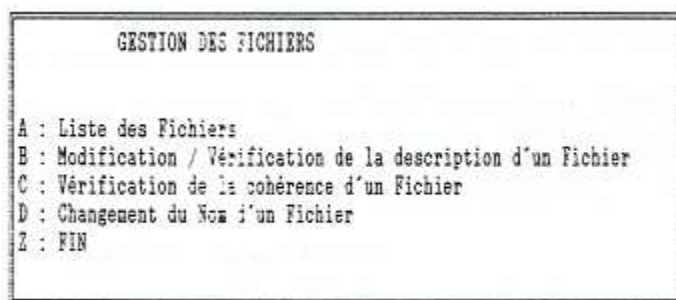
La données active étant en vidéo inverse, il suffit alors entrer la valeur correcte, celle-ci étant validée aussitôt que l'on quitte sa position.

Il est également possible de se positionner sur une valeur (uniquement vers l'aval), grâce à la touche F7.

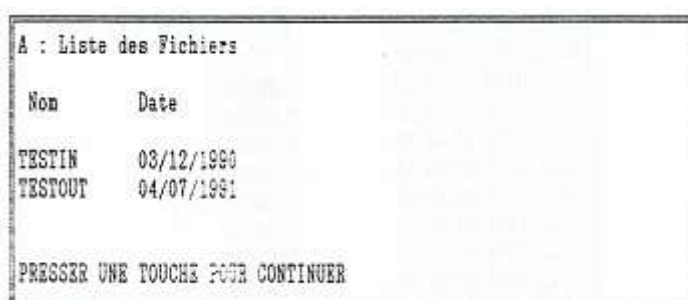
L'appui sur la touche F2 déclenche la sauvegarde des modifications apportées et la sortie du module de correction, alors que l'appui de Esc provoque l'affichage d'une demande de confirmation de l'abandon des modifications éventuellement introduites.

2.3 Gestion des fichiers

La troisième option du menu gestion de données comporte que l'usage utilitaires de gestion des fichiers propres à Stochastos.



La première option affiche une liste des fichiers susceptibles d'appartenir à Stochastos, c'est à dire comportant deux éléments, L'un avec l'extension DSC et l'autre SEQ ; il donne également la date DOS de dernière écriture du fichier DSC.



La seconde option affiche la description du fichier demandé et propose de la modifier seuls la station, la date /heure de la première mesure, le paramètre et l'unité peuvent être modifiés. La modification de la date/heure de première mesure entraîne automatiquement la mise à jour de la date /heure de la dernière mesure.

La troisième option vérifie si le nombre de valeurs déterminé par les dates de début et de fin, et cohérent avec celui indiqué dans le fichier descripteur et avec le nombre réel de valeurs du fichier. S'il y a une anomalie, il est possible de corriger automatiquement : la date de fin sera recalculée en tenant compte de la date de première mesure et du nombre réel de valeurs.

La Quatrième permet de changer le nom du fichier ; il est impératif de procéder ainsi pour renommer un fichier, car le nom est contenu dans le fichier descripteur et ce nom est utilisé par certains modules.

3. Dessin et impression de chronique

Nom du module : GRAP.

Le module GRAP permet de lister ou d'imprimer les valeurs d'un fichier.

3.1 Impression de skies

Si une imprimante est annoncée, si les données sont à pas journalier, édition se présente sous forme annuelle, en format à l'italienne (si vous disposez d'une imprimante 80 colonnes pensez à la mettre en condensé), sinon elles sont imprimées par lignes de 20 valeurs. Sans imprimante, il y a seulement listage à l'écran.

Remarque : il est également possible d'imprimer des données à pas quelconque en exportant celles-ci vers un fichier ASCII (voir section Import) et en imprimant le fichier obtenu.

3.2 Dessin de skies

Il autorise aussi le dessin de courbes. Il est possible de dessiner simultanément cinq chroniques (un nombre plus grand demanderait trop de mémoire et, surtout, rend les sorties très difficiles à lire). La définition de l'échelle peut être automatique pour chaque courbe (calage sur les valeurs minimale et maximale) ou imposée par l'utilisateur (les valeurs minimale et maximale sont affichées afin de permettre le calage). L'incrément permet de ne pas afficher toutes les valeurs, alors que le pas du dessin permet de dilater une courbe (voir plus bas).

Si une imprimante a été annoncée, il est possible d'imprimer automatiquement la courbe par recopie d'écran, ou de sélectionner manuellement les écrans à recopier au fur et à mesure de leur affichage.

Il est également possible de choisir un tracé sous forme de courbe, ou de diagramme en bâtons (cas d'une chronique de pluie par exemple) Pour chaque série, les questions suivantes sont posées :

```
voulez vous le calage automatique de l'échelle (N/O) ?  
ordonnée min ?  
ordonnée max ?  
pas des graduations ?  
courbe ou batons (C/B)?  
marquage des points (N/O) ?  
Tracé de la moyenne (O/N) ?
```

Si le calage automatique est choisi, les valeurs min et max affichées seront prises comme bornes pour la série en question, sinon il faut entrer la valeur correspondant à l'ordonnée 0 et à l'ordonnée maximale (plein écran).

Manière de partager le diagramme entre plusieurs séries :

Pour chacune des n séries, définir les ordonnées minimale s_1 et maximale S_1 comme si la courbe était seule, ceci détermine une amplitude $A_1 = S_1 - s_1$. Positionner ensuite les courbes de la façon suivante : les courbes i étant numérotées de 1 à n dans l'ordre où elles apparaîtront sur le dessin de la partie inférieure à la partie supérieure, les ordonnées minimales auront pour valeur :

$$y_1 = s_1 - A_1 (i - 1)$$

et les ordonnées maximales :

$$Y_1 = S_1 - A_1 (n - 1)$$

Le pas des graduations détermine l'écartement des graduations sur l'axe des ordonnées.

Il est possible d'obtenir une courbe continue ou un diagramme en bâtons (pour les précipitations par exemple).

Dans le cas d'une courbe, il est possible de marquer les points réels, ce qui peut être utile si le dessin est dilaté, et il est possible de tracer ou non La moyenne de la série.

Les questions suivantes appliquent à toutes les séries :

Incrément (ENTER pour 1) ?
Pas du dessin (ENTER pour 1) ?
Impression automatique (N/O) ?

L'incrément permet de ne pas prendre en compte toutes les valeurs du fichier (par exemple faire le dessin en prenant un point sur 10), 1 permet de prendre toutes les valeurs, 2 prend une valeur sur 2, etc....

Le pas du dessin permet de dilater le dessin en donnant le nombre de points écran correspondant à deux valeurs adjacentes.

Si les courbes sont uniquement affichées (réponse négative à la question l'avez-vous une imprimante, il suffit de taper n'importe qu'elle touche pour faire défiler la courbe.

Si une imprimante a été annoncée, on peut obtenir une recopie automatique de chaque écran, dans le cas d'une réponse négative, à chaque écran est possible de demander la recopie ou non sur l'imprimante.

Exemples de choix des paramètres des courbes dans deux cas :

1° cas : Deux courbes sans dilatation du dessin (tous les points sont représentés), chaque série se partageant la zone utile par moitiés.

2° cas : Les mêmes séries, se partageant également la zone utile, mais avec leurs positions inversées, et avec un pas du dessin de 2 (le dessin est donc deux fois plus long que le précédent).

Les deux reproductions sont à la même échelle (réduites deux fois).

Tableau 8: Saisie des paramètres des courbes de deux séries (1)

```
Nombre de courbes à tracer (5 max) ? 2
1' fichier Nom du Fichier de données ?TESTIN

Fichier : TESTIN
                BALAGUE   DONNEES BRUTES
324 valeurs du 02/12/1978 00:00:00 au 21/10/1979 00:00:00
pas des données : 1 jour(s)
P ( mm)
Moyenne : 4.328
Variance : 96.975
Min : 0.0000 Max : 114.0000
voulez vous le calage automatique de l'échelle (N/O) ? N
ordonnée min ? 0
ordonnée max ? 250
pas des graduations ? 10
courbe ou batons (C/B)? B
2' fichier Nom du Fichier de données ?TESTOOUT

Fichier : TESTOOUT
                BAGEY   DONNEES BRUTES
324 valeurs du 02/12/1978 00:00:00 au 21/10/1979 00:00:00
pas des données : 1 jour(s)
Q (m3/s)
Moyenne : 0.469
Variance : 0.368
Min : 0.0720 Max : 4.9650
voulez vous le calage automatique de l'échelle (N/O) ? N
ordonnée min ? -10
ordonnée max ? 10
pas des graduations ? 1
courbe ou batons (C/B)? C
marquage des points (N/O) ? N
Tracé de la moyenne (O/N) ? O
Incrément (ENTER pour 1) ? 1
Pas du dessin (ENTER pour 1) ? 1
Impression automatique (N/O) ?
```

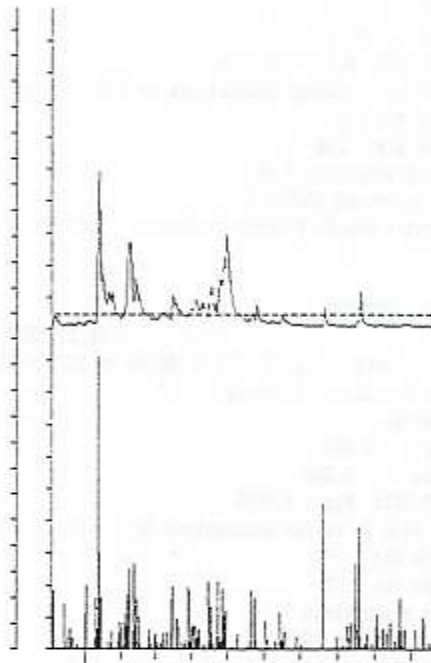


Figure 1: Exemple de courbes avec un pas du dessin de 1

Tableau 9: Saisie des paramètres des courbes de deux séries (2)

```
Nombre de courbes à tracer (5 max) ? 2
1* fichier Nom du Fichier de données ?TESTIN

Fichier : TESTIN
                BALAGUE   DONNEES BRUTES
324 valeurs du 02/12/1978 00:00:00 au 21/10/1979 00:00:00
pas des données : 1 jour(s)
P ( mm)
Moyenne : 4.328
Variance : 96.975
Min : 0.0000 Max : 114.0000
voulez vous le calage automatique de l'échelle (N/O) ? N
ordonnée min ? -125
ordonnée max ? 125
pas des graduations ? 10
courbe ou batons (C/B)? B
2* fichier Nom du Fichier de données ?TESTOUT

Fichier : TESTOUT
                BAGET   DONNEES BRUTES
324 valeurs du 02/12/1978 00:00:00 au 21/10/1979 00:00:00
pas des données : 1 jour(s)
Q (m3/s)
Moyenne : 0.469
Variance : 0.368
Min : 0.0720 Max : 4.9650
voulez vous le calage automatique de l'échelle (N/O) ? N
ordonnée min ? 0
ordonnée max ? 20
pas des graduations ? 1
courbe ou batons (C/B)? C
marquage des points (N/O) ? N
Tracé de la moyenne (O/N) ? 0
Incrément (ENTER pour 1) ?
Pas du dessin (ENTER pour 1) ? 2
Impression automatique (N/O) ?
```

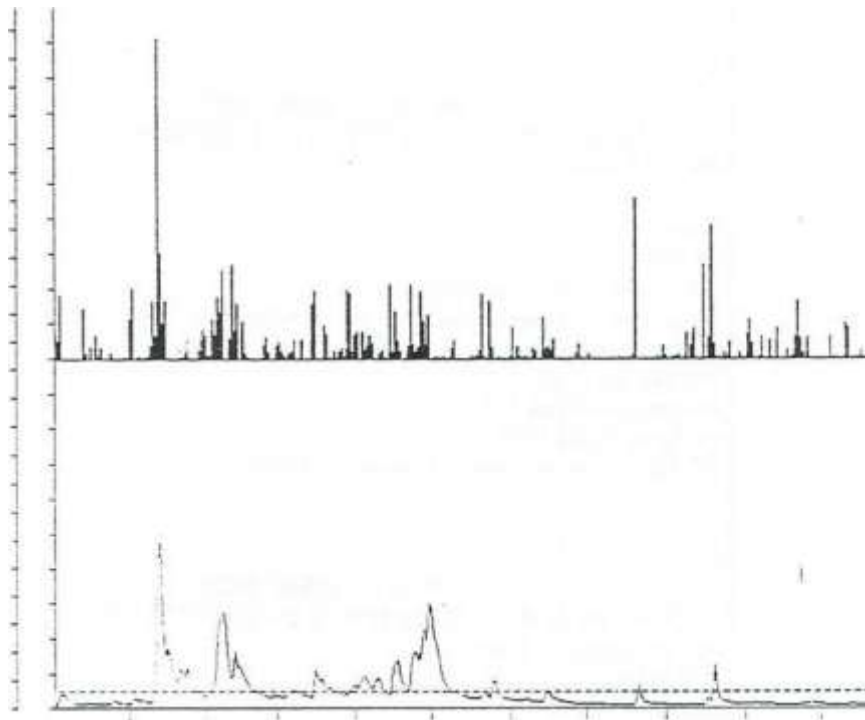


Figure 2: Exemple de courbes avec un pas du dessin de 2

4. Tri de donnée et fusion de fichiers

Nom du module : TRI

```
TRI Tri / Fusion de fichiers

A : Tri et/ou changement de variable
B : Fusion de deux fichiers
Z : FIN
```

4.1 Tri et changement de variable

L'option Tri permet de :

- sélectionner une partie d'un fichier
 - sélectionner les données d'un fichier suivant un pas choisi par l'utilisateur, le choix des données initiales et finale peut être indiqué en donnant soit la date de ces données, soit leur position dans le fichier (indiquée par leur numéro d'ordre);
 - effectuer un changement de variable. Ainsi eue toute combinaison de ces trois possibilités.

Le résultat de ces manipulations sera écrit dans nouveau fichier. Pour effectuer un changement de variable, il faut entrer la formule de transformation, en symbolisant la donnée origine par la lettre X ou x.

Les opérateurs disponibles sont indiqués dans le tableau 9

La syntaxe des formules suit les règles habituelles, par exemple : $x+2$ ou $\text{LOG}(x)$, la seule exception concernant les opérateurs et MOD pour lesquels il faut inclure les deux opérands entre parenthèses : $(X) \text{MOD}(2)$ ou $(5) \text{DIV}(x)$. Les symboles peuvent être indifféremment saisis en majuscules ou en minuscules.

La priorité des opérateurs est la suivante :

- priorité la plus grande (4) pour les fonctions (ABS à TRUNC)
- priorité 3 pour l'opérateur (puissance)
- priorité 2 pour /, x, MOD et DIV
- priorité 1 pour + et -

Les résultats sont évalués dans l'ordre des priorités décroissantes, et les expressions entre parenthèses sont évaluées abord.

4.2 Fusion de fichiers

Ce module permet également de fusionner deux fichiers. Il faut alors que la date initiale du second soit égale à la date finale du premier incrémentée du pas (il est évidemment

nécessaire que les pas de chaque fichier soient égaux) ; le programme vérifie que ces conditions sont réalisées.

Tableau 10: Opérateurs de changement de variable

Fonctions et Operateurs disponibles	
*	: Puissance
+	: Addition
-	: Soustraction
*	: Multiplication
/	: Division
MOD	: Modulo
DIV	: Division entière
ABS	: Valeur Absolue
ATAN	: Arc Tangente
COS	: Cosinus
EXP	: Exponentielle
FRAC	: Partie Fractionnaire
INT	: Partie Entière
LN	: Logarithme Népérien
LOG	: Logarithme Décimal
ROUND	: Arrondi
SIN	: Sinus
SQRT	: Racine Carrée
TRUNC	: Troncature

PRESSER UNE TOUCHE POUR CONTINUER

5. Filtrages

Nom du module : FILTRES

Tableau 11: Menu du Nodule FILTRES

FILTRES Filtrages de chroniques	
A	: Moyenne mobile
B	: Differentiation d'ordre 1
C	: Résidus
D	: Centrage-Réduction
E	: Moyennes journalières
F	: Sommes journalières
G	: Moyennes mensuelles
H	: Sommes Mensuelles
I	: Moyennes Hebdomadaires
J	: Sommes Hebdomadaires
Z	: FIN

Ce module propose différents types de filtres:

- **Moyenne mobile**, dont l'amplitude est laissée au choix de l'utilisateur. Les dates de début et de fin du nouveau fichier sont recalculées en tenant compte de l'amplitude utilisée. Si l'amplitude est paire, les valeurs sont arbitrairement placées un

demi pas avant leur position réelle, afin éviter des conflits de date dans certains modules.

- **Différentiations**

Ordre 1 : la valeur affectée à la $i^{\text{ème}}$ valeur est égale à la différence entre la valeur $i+1$ et la valeur i de la série origine; la date de début sera donc la date de la seconde valeur de cette série.

- **Calcul de Résidus**

Différence une à une entre les valeurs "d'un fichier de données brutes" et "un fichier filtré, ceux-ci (s'il ne s'agit pas de moyenne mobile) devant contenir le même nombre de valeurs, correspondre à la même période et avoir le même pas.

Si le second fichier contient une moyenne mobile calculée par Stochastos, la première valeur utilisée dans le premier fichier sera automatiquement calculée en fonction de l'amplitude.

Si l'amplitude de cette moyenne mobile est paire, il est tenu compte du décalage introduit et la différence se fait avec la moyenne des deux "valeurs filtrées" entourant la "donnée brute".

- **Centrage- Réduction des données**

La moyenne est retranchée de chaque valeur et Le résultat est divisé par l'écart-type de la série.

- **Somme et Moyennes**

Il est possible de faire des sommes ou moyennes

- * Journalières, avec des données dont le pas est inférieur à 12 heures, si le premier ou le dernier jour sont incomplets, ils sont éliminés.

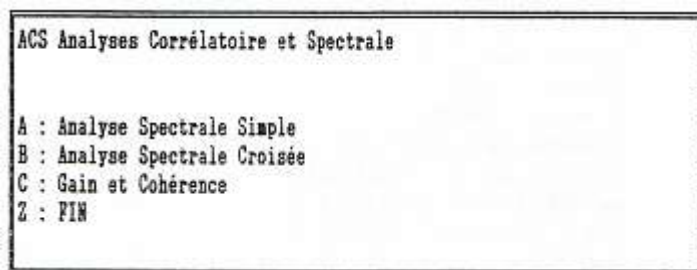
- * Hebdomadaires sur données journalières, la série filtrée commencera le premier jour de la série originale.

- * Mensuelles sur données journalières, si le premier mois est incomplet, les données sont gardées

6. Analyses corrélatrice et spectrale

Nom du Module : ACS.

Tableau 12: Menu du module ACS



Ce module permet, au choix, effectuer les analyses suivantes :

- Analyse Spectrale simple: Calcul et dessin des
 - Corrélogramme simple
 - Variogramme
 - Spectre simple

Le spectre est dessiné pour S max de 12, de 120 s'il y a un pic supérieur à 12.

- Analyse Spectrale croisée sur deux fichiers :
Sont calculés et dessinés :
 - Corrélogramme croisé,
 - Spectre croisé (fonctions d'amplitude et de phase)

Des tests de vraisemblance sont réalisés sur :

La concordance des fichiers entrée et de sortie (dates et nombre de valeurs), la présence de lacunes, la concordance de troncature (m) du nombre de valeurs (n) m doit être obligatoirement inférieure à n/2, il y a avertissement si n est comprise entre n/3 et n/2.

- Analyse du Gain et de la Cohérence :
sont calculées et dessinées :

Les fonctions de Cohérence et de Gain

Il est indispensable qu'aient été calculés.

Les spectres simples de l'entrée et de la sortie

Le spectre croisé correspondant, avec des paramètres identiques (troncature, pas, filtre)

Ces paramètres, mémorisés dans les fichiers de résultats, sont vérifiés par le logiciel.

Après introduction du nom du fichier, les informations suivantes sont demandées (pour une analyse simple ou croisée) :

Tableau 13: Définition des caractéristiques d'une analyse spectrale

```

Nom du Fichier de données : testin
                                PALAGUE
DONNEES BRUTES
P ( mm)
324 valeurs du 02/12/1978 00:00:00 au 21/10/1979 00:00:00
pas des données : 1 jour(s)
Moyenne : 4.328
Variance : 96.975
troncature (n <= 162) ? 125
ATTENTION LORS DE L'INTERPRETATION :
LA TRONCATURE EST SUPERIEURE A n/3 !
pas du corrélogramme (1 à 2) ? 1
Quel filtre allez vous utiliser pour le spectre ?
Tukey (2) : F
Parzen (2) : P

```

IL faut entrer :

La troncature (largeur de la fenêtre observation), en nombre de données ; le maximum autorisé étant limité à La moitié de La longueur de la série, le pas du corrélogramme, limité à la moitié de la Longueur de la fenêtre précédemment demandée, le filtre à utiliser pour Le calcul du spectre.

Les tableaux de résultat, suivant la description du (des) fichier(s), sont représentés dans les pages suivantes.

Corrélogramme- Variogramme

j	vari.	cor	j	vari.	cor	j	vari.	cor
1	73.968	0.237	43	83.249	-0.004	85	86.765	-0.025
2	85.144	0.124	44	83.135	-0.005	86	84.592	-0.006
3	85.788	0.114	45	82.194	0.006	87	80.013	0.031
4	95.837	0.014	46	85.587	-0.022	88	86.156	-0.014
5	100.326	-0.030	47	88.301	-0.044	89	91.358	-0.050
6	101.643	-0.040	48	85.788	-0.020	90	86.256	-0.010
7	101.205	-0.033	49	84.877	-0.009	91	91.428	-0.046
8	98.297	-0.001	50	83.990	-0.000	92	87.277	-0.012
9	101.194	-0.028	51	88.010	-0.033	93	80.027	0.043
10	95.327	0.034	52	85.555	-0.010	94	86.822	-0.004
11	96.433	0.025	53	83.284	0.013	95	78.358	0.016
12	99.040	-0.002	54	87.982	-0.026	96	77.848	0.022
13	101.671	-0.025	55	87.163	-0.016	97	87.736	-0.048
14	101.752	-0.023	56	85.588	-0.001	98	85.805	-0.032
15	105.053	-0.053	57	86.353	-0.005	99	86.910	-0.037
16	106.261	-0.062	58	90.886	-0.041	100	82.255	-0.002
17	105.312	-0.050	59	91.227	-0.041	101	71.234	0.078
18	101.855	-0.013	60	83.103	0.029	102	81.937	0.004
19	99.534	0.012	61	89.796	-0.025	103	80.592	0.012
20	103.772	-0.026	62	78.112	0.076	104	76.597	0.036
21	107.465	-0.059	63	81.280	0.051	105	65.814	0.114
22	102.641	-0.010	64	85.258	0.019	106	74.702	0.053
23	97.343	0.044	65	83.707	0.005	107	81.109	0.011
24	95.418	0.065	66	82.672	0.011	108	80.045	0.019
25	97.462	0.048	67	85.027	-0.009	109	88.529	-0.037
26	97.942	0.046	68	79.660	0.012	110	85.844	-0.016
27	87.209	0.150	69	82.779	-0.011	111	83.045	0.005
28	101.719	0.015	70	80.745	0.007	112	84.799	-0.005
29	97.985	0.053	71	84.011	-0.017	113	83.326	0.003
30	90.697	0.123	72	84.704	-0.034	114	86.287	-0.010
31	92.116	0.102	73	77.229	0.028	115	84.996	0.001
32	99.845	0.034	74	75.569	0.040	116	87.505	-0.013
33	98.949	0.043	75	78.296	0.020	117	87.328	-0.016
34	106.811	-0.027	76	70.227	0.085	118	81.620	0.019
35	102.933	0.012	77	69.673	0.091	119	91.514	-0.044
36	102.274	0.021	78	76.952	0.036	120	92.417	-0.047
37	105.840	-0.009	79	79.670	0.016	121	90.005	-0.030
38	99.849	0.048	80	82.251	-0.002	122	88.266	-0.016
39	107.725	-0.025	81	80.745	0.012	123	88.332	-0.014
40	109.527	-0.038	82	81.622	0.007	124	89.190	-0.017
41	85.521	-0.010	83	80.113	0.021	125	92.703	-0.037
42	85.962	-0.030	84	77.461	0.044			

Avec j : pas du calcul

Vari : valeur du variogramme

cor - valeur du corrélogramme.

Spectre simple

J	F	S	j	F	S	j	F	S
0	0.000	4.913	42	0.168	1.890	84	0.336	2.392
1	0.004	4.093	43	0.172	1.408	85	0.340	2.021
2	0.008	3.322	44	0.176	1.139	86	0.344	1.416
3	0.012	2.938	45	0.180	1.343	87	0.348	0.739
4	0.016	1.644	46	0.184	1.196	88	0.352	0.854
5	0.020	1.051	47	0.188	1.300	89	0.356	1.284
6	0.024	3.104	48	0.192	1.580	90	0.360	1.385
7	0.028	5.744	49	0.196	1.511	91	0.364	2.366
8	0.032	6.412	50	0.200	1.288	92	0.368	3.060
9	0.036	6.428	51	0.204	1.488	93	0.372	2.185
10	0.040	5.281	52	0.208	1.789	94	0.376	1.434
11	0.044	3.287	53	0.212	1.558	95	0.380	1.290
12	0.048	2.525	54	0.216	1.809	96	0.384	1.129
13	0.052	1.830	55	0.220	2.125	97	0.388	1.145
14	0.056	1.435	56	0.224	2.031	98	0.392	1.414
15	0.060	2.485	57	0.228	1.945	99	0.396	1.999
16	0.064	3.942	58	0.232	1.260	100	0.400	2.054
17	0.068	3.927	59	0.236	0.682	101	0.404	1.554
18	0.072	3.607	60	0.240	0.613	102	0.408	1.250
19	0.076	4.417	61	0.244	0.816	103	0.412	1.312
20	0.080	4.241	62	0.248	1.194	104	0.416	1.872
21	0.084	3.198	63	0.252	1.357	105	0.420	1.789
22	0.088	2.953	64	0.256	1.924	106	0.424	1.044
23	0.092	3.723	65	0.260	2.671	107	0.428	0.569
24	0.096	3.060	66	0.264	2.893	108	0.432	0.773
25	0.100	2.975	67	0.268	2.590	109	0.436	1.100
26	0.104	3.259	68	0.272	1.846	110	0.440	1.256
27	0.108	3.379	69	0.276	1.052	111	0.444	1.366
28	0.112	2.851	70	0.280	0.817	112	0.448	1.510
29	0.116	2.710	71	0.284	1.712	113	0.452	1.485
30	0.120	1.966	72	0.288	2.239	114	0.456	1.020
31	0.124	1.656	73	0.292	1.690	115	0.460	0.451
32	0.128	2.327	74	0.296	1.997	116	0.464	0.634
33	0.132	2.186	75	0.300	2.596	117	0.468	0.998
34	0.136	1.321	76	0.304	2.132	118	0.472	1.033
35	0.140	1.034	77	0.308	1.470	119	0.476	1.237
36	0.144	0.998	78	0.312	1.314	120	0.480	1.693
37	0.148	0.736	79	0.316	1.128	121	0.484	2.023
38	0.152	0.908	80	0.320	1.163	122	0.488	1.644
39	0.156	2.262	81	0.324	1.336	123	0.492	1.062
40	0.160	3.270	82	0.328	1.231	124	0.496	1.107
41	0.164	2.583	83	0.332	1.855	125	0.500	1.299

Signification des colonnes

avec j : pas du calcul

F : fréquence correspondante

S : valeur du spectre de densité de variance (transformée de Fourier du corrélogramme)

Remarque : le passage de la fréquence à la période se fait de la manière suivante :

soit F : la fréquence indiquée par tableau

p : le pas de calcul du corrélogramme

La période correspondant à une fréquence F sera p/F en pas des données, il faut ensuite passer dans l'unité voulue, par exemple si le pas des données est une demi-heure, la période en heures sera le résultat précédent divisé par 2, si le pas des données est une semaine, la période en jours sera p/F multiplié par 7.

Corrélogramme

k	r(-k)	r(k)	k	r(-k)	r(k)	k	r(-k)	r(k)
0	0.459	0.459	42	-0.023	0.014	84	-0.018	0.097
1	0.178	0.563	43	-0.022	0.007	85	-0.026	0.084
2	0.095	0.394	44	-0.017	-0.003	86	-0.035	0.060
3	0.050	0.303	45	-0.024	-0.001	87	-0.059	0.056
4	0.012	0.256	46	-0.040	0.004	88	-0.057	0.056
5	0.016	0.191	47	-0.022	-0.001	89	-0.053	0.041
6	0.013	0.145	48	0.002	-0.014	90	-0.050	0.013
7	-0.001	0.129	49	0.008	-0.016	91	-0.035	0.011
8	-0.016	0.125	50	0.002	-0.008	92	0.013	0.008
9	-0.023	0.126	51	-0.003	-0.001	93	0.026	0.011
10	-0.020	0.139	52	-0.018	-0.002	94	-0.003	0.043
11	-0.027	0.160	53	-0.025	0.003	95	-0.006	0.054
12	-0.032	0.129	54	-0.025	0.014	96	-0.046	0.045
13	-0.033	0.086	55	-0.038	0.004	97	-0.050	0.019
14	-0.030	0.052	56	-0.055	0.006	98	-0.053	0.006
15	-0.036	0.037	57	-0.048	0.004	99	-0.016	-0.003
16	-0.018	0.013	58	-0.033	-0.011	100	0.051	0.001
17	0.010	-0.014	59	-0.036	-0.031	101	0.056	0.046
18	0.029	-0.023	60	-0.038	-0.031	102	0.001	0.076
19	0.039	-0.022	61	0.008	-0.013	103	0.019	0.090
20	0.027	-0.026	62	0.032	-0.002	104	0.070	0.093
21	0.039	-0.034	63	0.000	0.062	105	0.065	0.132
22	0.068	-0.005	64	-0.037	0.056	106	0.038	0.172
23	0.091	0.024	65	-0.021	0.064	107	0.038	0.166
24	0.078	0.077	66	0.007	0.057	108	0.016	0.212
25	0.074	0.173	67	0.028	0.040	109	-0.025	0.176
26	0.089	0.206	68	0.010	0.031	110	-0.005	0.127
27	0.040	0.208	69	-0.013	0.039	111	-0.013	0.103
28	-0.023	0.198	70	-0.025	0.054	112	-0.039	0.072
29	0.005	0.161	71	-0.030	0.058	113	-0.026	0.038
30	0.051	0.118	72	-0.008	0.045	114	-0.035	0.019
31	0.044	0.126	73	0.017	0.050	115	-0.040	0.005
32	0.001	0.147	74	0.027	0.055	116	-0.038	-0.003
33	-0.008	0.105	75	0.066	0.085	117	-0.030	-0.014
34	-0.013	0.077	76	0.101	0.100	118	-0.043	-0.003
35	0.004	0.051	77	0.057	0.115	119	-0.071	0.012
36	-0.027	0.043	78	0.043	0.118	120	-0.054	-0.011
37	-0.039	0.028	79	0.055	0.113	121	-0.053	-0.030
38	-0.052	0.075	80	0.066	0.094	122	-0.040	-0.038
39	-0.074	0.082	81	0.049	0.110	123	-0.023	-0.041
40	-0.072	0.051	82	0.014	0.122	124	-0.014	-0.045
41	-0.044	0.026	83	0.011	0.115	125	-0.003	-0.046

avec k : pas du calcul

r(-k) : valeur du corrélogramme croisé pour la valeur négative de k

r(k) : valeur du corrélogramme croisé pour la valeur positive de k

Spectre croisé

j	F	Sxy	θxy	j	F	Sxy	θxy	j	F	Sxy	θxy
0	0.000	11.693	0.000	42	0.168	0.621	0.310	84	0.336	0.413	1.398
1	0.004	9.997	0.455	43	0.172	0.460	0.310	85	0.340	0.280	1.083
2	0.008	7.713	0.482	44	0.176	0.442	0.401	86	0.344	0.214	0.798
3	0.012	6.653	0.477	45	0.180	0.676	0.513	87	0.348	0.186	0.828
4	0.016	3.352	0.749	46	0.184	0.877	0.754	88	0.352	0.272	1.268
5	0.020	1.188	0.821	47	0.188	1.126	0.873	89	0.356	0.298	1.246
6	0.024	3.706	0.287	48	0.192	1.133	0.773	90	0.360	0.240	1.096
7	0.028	6.596	0.414	49	0.196	0.929	0.706	91	0.364	0.313	1.242
8	0.032	6.925	0.619	50	0.200	0.622	0.763	92	0.368	0.402	1.177
9	0.036	9.063	0.663	51	0.204	0.587	1.016	93	0.372	0.287	1.204
10	0.040	7.250	0.688	52	0.208	0.721	0.956	94	0.376	0.151	1.433
11	0.044	4.314	0.811	53	0.212	0.540	1.060	95	0.380	0.158	1.237
12	0.048	2.923	0.957	54	0.216	0.711	-1.569	96	0.384	0.158	1.221
13	0.052	1.341	1.207	55	0.220	1.002	1.364	97	0.388	0.115	1.389
14	0.056	0.392	1.183	56	0.224	0.926	0.871	98	0.392	0.121	1.261
15	0.060	1.305	0.107	57	0.228	0.661	0.414	99	0.396	0.223	1.019
16	0.064	2.441	-0.157	58	0.232	0.374	0.478	100	0.400	0.183	1.302
17	0.068	2.186	-0.290	59	0.236	0.402	0.595	101	0.404	0.126	-1.285
18	0.072	2.626	0.198	60	0.240	0.309	0.256	102	0.408	0.120	1.150
19	0.076	4.178	0.533	61	0.244	0.169	-1.343	103	0.412	0.142	1.042
20	0.080	3.831	0.748	62	0.248	0.403	-1.302	104	0.416	0.240	1.527
21	0.084	3.224	0.927	63	0.252	0.557	1.407	105	0.420	0.198	-1.554
22	0.088	2.613	0.870	64	0.256	0.927	1.133	106	0.424	0.058	0.602
23	0.092	2.302	0.734	65	0.260	0.968	0.951	107	0.428	0.057	0.407
24	0.096	2.035	0.750	66	0.264	0.731	0.906	108	0.432	0.043	-1.246
25	0.100	1.287	0.722	67	0.268	0.575	0.903	109	0.436	0.144	1.336
26	0.104	1.470	0.667	68	0.272	0.457	0.671	110	0.440	0.070	-1.424
27	0.108	2.006	0.785	69	0.276	0.384	0.506	111	0.444	0.150	0.513
28	0.112	2.299	0.963	70	0.280	0.366	0.972	112	0.448	0.179	1.130
29	0.116	2.434	0.894	71	0.284	0.815	1.447	113	0.452	0.132	-1.441
30	0.120	1.938	0.668	72	0.288	1.047	1.423	114	0.456	0.046	-1.385
31	0.124	1.577	0.792	73	0.292	0.676	1.414	115	0.460	0.021	-0.779
32	0.128	1.866	1.112	74	0.296	0.495	-1.532	116	0.464	0.034	1.407
33	0.132	1.434	1.330	75	0.300	0.387	1.546	117	0.468	0.035	-0.430
34	0.136	0.730	-1.504	76	0.304	0.320	1.005	118	0.472	0.084	1.169
35	0.140	0.410	1.552	77	0.308	0.343	0.737	119	0.476	0.133	0.882
36	0.144	0.495	0.811	78	0.312	0.410	0.549	120	0.480	0.159	1.256
37	0.148	0.760	0.488	79	0.316	0.470	0.656	121	0.484	0.109	-1.362
38	0.152	0.872	0.558	80	0.320	0.424	1.470	122	0.488	0.056	1.226
39	0.156	1.824	0.891	81	0.324	0.537	-1.288	123	0.492	0.102	-1.055
40	0.160	2.300	0.915	82	0.328	0.399	-1.407	124	0.496	0.036	1.333
41	0.164	1.225	0.716	83	0.332	0.408	1.569	125	0.500	0.090	-0.000

avec j : pas du calcul

F : fréquence

Sxy : valeur de la fonction d'amplitude

θxy : valeur de la fonction de phase

Cohérence et Gain

j	F	C	R	j	F	C	R	j	F	C	R
0	0.000	0.838	2.380	42	0.168	0.696	0.329	84	0.336	0.578	0.173
1	0.004	0.886	2.442	43	0.172	0.673	0.327	85	0.340	0.608	0.139
2	0.008	0.881	2.322	44	0.176	0.719	0.389	86	0.344	0.662	0.151
3	0.012	0.870	2.265	45	0.180	0.763	0.503	87	0.348	0.627	0.251
4	0.016	0.825	2.039	46	0.184	0.818	0.733	88	0.352	0.677	0.318
5	0.020	0.574	1.130	47	0.188	0.899	0.866	89	0.356	0.626	0.232
6	0.024	0.796	1.194	48	0.192	0.861	0.717	90	0.360	0.532	0.173
7	0.028	0.894	1.148	49	0.196	0.857	0.615	91	0.364	0.554	0.132
8	0.032	0.905	1.060	50	0.200	0.820	0.483	92	0.368	0.669	0.131
9	0.036	0.930	1.254	51	0.204	0.816	0.395	93	0.372	0.656	0.131
10	0.040	0.940	1.373	52	0.208	0.864	0.403	94	0.376	0.544	0.105
11	0.044	0.903	1.312	53	0.212	0.671	0.347	95	0.380	0.639	0.122
12	0.048	0.798	1.158	54	0.216	0.714	0.393	96	0.384	0.766	0.140
13	0.052	0.609	0.733	55	0.220	0.830	0.472	97	0.388	0.659	0.101
14	0.056	0.457	0.273	56	0.224	0.807	0.456	98	0.392	0.467	0.085
15	0.060	0.776	0.525	57	0.228	0.618	0.340	99	0.396	0.600	0.111
16	0.064	0.896	0.619	58	0.232	0.428	0.297	100	0.400	0.504	0.089
17	0.068	0.718	0.557	59	0.236	0.642	0.590	101	0.404	0.369	0.081
18	0.072	0.641	0.728	60	0.240	0.540	0.504	102	0.408	0.390	0.096
19	0.076	0.830	0.946	61	0.244	0.261	0.207	103	0.412	0.501	0.108
20	0.080	0.880	0.903	62	0.248	0.533	0.337	104	0.416	0.686	0.128
21	0.084	0.915	1.008	63	0.252	0.648	0.410	105	0.420	0.600	0.111
22	0.088	0.921	0.985	64	0.256	0.816	0.482	106	0.424	0.237	0.056
23	0.092	0.939	0.618	65	0.260	0.818	0.374	107	0.428	0.302	0.085
24	0.096	0.950	0.527	66	0.264	0.743	0.253	108	0.432	0.201	0.056
25	0.100	0.918	0.433	67	0.268	0.742	0.222	109	0.436	0.467	0.131
26	0.104	0.824	0.451	68	0.272	0.761	0.247	110	0.440	0.222	0.056
27	0.108	0.770	0.594	69	0.276	0.765	0.365	111	0.444	0.479	0.110
28	0.112	0.828	0.806	70	0.280	0.715	0.448	112	0.448	0.585	0.118
29	0.116	0.904	0.898	71	0.284	0.857	0.476	113	0.452	0.688	0.089
30	0.120	0.955	0.986	72	0.288	0.921	0.467	114	0.456	0.579	0.045
31	0.124	0.924	0.953	73	0.292	0.907	0.400	115	0.460	0.258	0.047
32	0.128	0.909	0.802	74	0.296	0.809	0.248	116	0.464	0.256	0.054
33	0.132	0.864	0.656	75	0.300	0.659	0.149	117	0.468	0.181	0.035
34	0.136	0.813	0.553	76	0.304	0.620	0.150	118	0.472	0.395	0.081
35	0.140	0.561	0.396	77	0.308	0.734	0.233	119	0.476	0.593	0.108
36	0.144	0.466	0.497	78	0.312	0.751	0.312	120	0.480	0.629	0.094
37	0.148	0.690	1.033	79	0.316	0.773	0.417	121	0.484	0.420	0.054
38	0.152	0.756	0.961	80	0.320	0.690	0.373	122	0.488	0.243	0.034
39	0.156	0.865	0.806	81	0.324	0.851	0.402	123	0.492	0.603	0.096
40	0.160	0.896	0.703	82	0.328	0.729	0.324	124	0.496	0.245	0.033
41	0.164	0.793	0.474	83	0.332	0.583	0.220	125	0.500	0.543	0.069

Gain moyen : 0.497

Avec j : pas du calcul

F : fréquence

C : valeur de la cohérence

R : valeur du gain.

Largeur des dessins :

Corrélogramme, Variogramme, Spectre simple : fenêtre complète

Corrélogramme croisé : moitié de la fenêtre (en positif et en négatif)

Fonctions d'amplitude, de Phase, de Cohérence, de Gain : 3/5 de la fenêtre.

Le dessin du variogramme comporte une horizontale à ordonnée de la variance de La série.
Le dessin du corrélogramme comporte dessin du corrélogramme d'une droite, ce qui permet de se faire une idée de l'effet du filtre et de la fenêtre.

7. Interfaces

Nom du module :IMPORT.

Tableau 14: Menu du module IHPORT

```
IMPORT
  Exportation / Importation de fichiers
A : STATITCF --> STOCHASTOS
B : STOCHASTOS --> STATITCF
C : STOCHASTOS --> ASCII
Z : FIN
```

Il est possible d'échanger des données avec le logiciel STAT-ITCF, dans les deux sens.

7.1 Importation de données STATITCF

Ce module permet de prendre une variable d'un fichier STATITCF et d'en faire un fichier STCCAASTOS.

Il faut que le fichier STATITCF ait au préalable été traduit en ASCII. Utiliser pour cela l'option R (STATITCF ASCII) du menu M (Traduction rie formats de fichiers) du sous-menu Gestion de données de STAT-LTCF.

Le nom du fichier STATITCF convention doit être entré avec son extension s'il lui en a été attribué une au moment de conversion.

Ensuite est demandé le nom du fichier STOCHASTOS qui recevra Les données, puis le numéro de la variable dans le fichier STATITCF, l'unité correspondante, un nom de station, la date et l'heure de la première valeur et le pas entre les valeurs.

Comme certains fichiers peuvent avoir les lacunes codées de différentes manières, ce code lacune doit être introduit pour être converti en 9999, propre à STOCHASTOS.

Toutes les valeurs des observations pour la variable choisie vont alors être recopiées dans le fichier destinataire, La date de fin sera automatiquement calculée (il est vivement recommandé de vérifier que le pas soit constant entre Les observations, sinon les résultats n'auront aucun sens).

Il est ensuite possible d'effectuer l'importation d'une autre variable du même fichier STATITCF.

7.2 Exploitation de fichiers vers STATITCF

Réciproquement, il est possible d'exporter un fichier STOCHASTCS vers STATITCF.

Il faut entrer le nom du fichier STOCHASTCS, il y a alors affichage de la description du fichier.

Entrer ensuite le nom du fichier destinataire, éventuellement avec son extension. Il est alors possible de conserver la date de chaque valeur comme une variable du fichier STATITCF, mais faut alors penser au fait que le nombre de valeurs de ce fichier sera multiplié par deux et que le module d'importation de fichiers de STATITCF n'autorise que 32 767 données au total.

Le fichier obtenu peut alors être repris par option E (ASCII ---STATITCF) du menu M (Traduction de formats de fichiers) au sous-menu Gestion de données de STATITCF.

7.3 Exploitation vers de fichiers ASCII

Cette option crée un fichier où chaque donnée est précédée par sa date et heure. Le nouveau fichier se voit proposé une extension. ASC (éditable), ne pas donner comme extension. DSC ou SEQ ce qui aurait pour effet la perte du fichier d'origine.

Chaque ligne est au format :

jj mm aaaa hh mm ss valeur

8. Génération de séries

Nom du module : COTHE-

Ce nodule permet de créer un fichier contenant une série théorique, celle-ci étant entrée sous forme d" une formule.

La variable de contrôle est représentée par x ou X. Elle commencera à une valeur de départ fournie au programme et sera incrémentée à chaque pas de la valeur choisie.

Les opérateurs utilisables sont les suivants :

Tableau 15: Opérateurs disponibles pour la génération de séries

Fonctions et Operateurs disponibles	
*	: Puissance
+	: Addition
-	: Soustraction
*	: Multiplication
/	: Division
MOD	: Modulo
DIV	: Division entière
ABS	: Valeur Absolue
ATAN	: Arc Tangente
COS	: Cosinus
EXP	: Exponentielle
FRAC	: Partie Fractionnaire
INT	: Partie Entière
LN	: Logarithme Népérien
LOG	: Logarithme Décimal
ROUND	: Arrondi
SIN	: Sinus
SQRT	: Racine Carrée
TRUNC	: Troncature

PRESSER UNE TOUCHE POUR CONTINUER

La variable d'origine doit être symbolisée par x ou X ; il faut ensuite entrer la valeur de départ de x, puis le pas d'incrément de x. La syntaxe des formules suit les règles habituelles, par exemple : $x+2$ ou $\text{LOG}(x)$, la seule exception concernant les opérateurs MOD et DIV pour lesquels il faut inclure les deux opérandes entre parenthèses : $(X) \text{MOD}(2)$ $(5)\text{DIV}(x)$ ou Les symboles peuvent être indifféremment saisis en majuscules ou en minuscules.

La priorité des opérateurs est la suivante :

priorité la plus grande (4) pour les fonctions (ABS à TRUNC)

priorité 3 pour l'opérateur (Puissance)

priorité 2 pour /, *, x, MOD et DIV

priorité 1 pour + et -

Les résultats sont évalués dans l'ordre des priorités décroissantes, et les expressions entre parenthèses sont évaluées d'abord. Il faut également donner les éléments de la description du fichier (il n'est effectué aucun contrôle sur ces saisies).