



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'Enseignement Supérieur  
et de la Recherche Scientifique



Université Hadj Lakhdar –Batna  
Institut de Génie Civil, d'Hydraulique et d'Architecture  
Département d'Hydraulique

**Mémoire de Magistère en Hydraulique**  
**Option :** Simulation Numérique des Ecoulements Polyphasiques  
et Approches Locales Evenementielles

Présentée par  
**HAMRICHE HANANE**  
Pour obtenir le diplôme de Magistère en Hydraulique

---

## **Etude de l'évolution de certaines grandeurs physiques d'un barrage en terre (Cas du barrage de Koudiet Medaouar)**

---

Sous la direction de Mr LEHBARI NOUREDDINE  
Mémoire soutenu le 09/05/2013

Devant le jury composé de :

---

Jury	Grade	Qualité
Mr KADID ABDELKRIM	M.C.A	President
Mr LEHBARI NOUREDDINE	M.C.A	Rapporteur
Mr BOUZIANE Med TOUFIK	M.C.A	Examineur
Mr TAMRABET ABDALLAH	M.C.A	Examineur
Mr FOURAR ALI	M.C.A	Invité

## Sommaire

I.1 INTRODUCTION GENERALE .....	8
I.2 Objectif de l'étude.....	9
I.3 Organisation du mémoire.....	10
II.1 DEFINITIONS .....	11
II.1.1 Barrage en terre homogène:.....	12
II.1.2 Le barrage zoné : .....	13
II.1.3 Drains et filtres .....	13
II.2 PRINCIPAUX MODES DE RUPTURES DES BARRAGES EN REMBLAIS .....	14
II.2.1. Erosion externe par surverse.....	14
II.2.2 Erosion externe du pied de digue côté amont .....	14
II.2.3. Erosion interne, renard hydraulique.....	15
II.2.4. Glissement de talus côté aval.....	16
II.3 SURVEILLANCE DES BARRAGES .....	16
<b>II.3.1 But de la surveillance</b> .....	16
<b>II.3.2 Concepts de surveillance</b> .....	16
<b>II.3.3 Paramètres physiques</b> .....	17
<b>II.3.4 Appareils de mesures</b> .....	18
<b>II.3.4.1 Déplacements</b> .....	18
<b>II.3.4.2 Niveau d'eau</b> .....	22
II.3.4.3 Température.....	22
II.3.4.4 Piézométrie .....	22

<b>DEFORMATIONS DANS UN BARRAGE EN TERRE .....</b>	<b>26</b>
III.2. PHASES DE TASSEMENT VERTICAUX DANS LES BARRAGES EN REMBLAI.....	27
III.2.1 Tassements durant la construction : .....	28
III.2.2 Tassements durant la mise en eau : .....	28
III.2.3 Tassements différentiels : .....	29
III.3. ESTIMATION PREDICTIVE DES TASSEMENTS .....	29
III.3.1 Phase de construction .....	29
III.3.2 Phase de consolidation primaire.....	30
III.3.3 Phase de consolidation secondaire .....	31
III.3 ANALYSE ET INTERPRETATION DES MESURES DU TASSEMENT .....	32
III.3.1 Méthodes Statistiques.....	32
III.3.1.1 Le modèle "HST" d'origine et ses dérivés directs .....	33
III.3.1.2 La méthode d'Analyse en composantes principales (ACP).....	34
III.3.1.3 L'analyse avec prise en compte de l'effet retard .....	35
III.3.1.4 La méthode d'analyse des données d'auscultation par les splines .....	36
III.3.1.5 La méthode d'analyse des données d'auscultation par réseau de neurones .....	37
III.3.2 Méthodes déterministes.....	38
III.3.3 Méthodes hybrides .....	40
IV.1 BARRAGE KOUDIET MDAOUAR .....	42
<b>IV.1.1 Caractéristiques principales du barrage Koudiat Madaour.....</b>	<b>42</b>

IV.2 APERÇU GEOLOGIQUE .....	44
<b>IV.3 TECTONIQUE :</b> .....	44
IV.3 CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DU BARRAGE DE KOUDIET.....	44
MDAOUAR .....	44
IV.3.1 Les grès de la rive droite .....	44
IV.3.2 Les alluvions de l’Oued Reboa- Partie centrale .....	45
IV.3.3 Le substratum sous alluvial – Partie centrale .....	45
IV.3.4 Le substratum de la rive gauche.....	46
IV.3.5 Site de la digue latéral .....	46
IV.3.6 Dispositifs de mesures installés dans le barrage .....	46
IV.3.6.1 Système de mesure de pression interstitielle.....	46
IV.3.6.2 Système de mesure automatique des débits infiltrés .....	46
IV.3.6.3 Système de mesure des déplacements relatifs aux joints de la structure en béton .....	46
IV.3.6.4 Système de mesure des déplacements par moyens topographiques .....	47
<b>V.1 INTRODUCTION</b> .....	54
<b>V.2 ANALYSE DES DEFORMATIONS A LONG TERME DU RESERVOIR</b> .....	54
V.2.1 Relation déplacement vertical-niveau du plan d’eau .....	56
V.2.2 Relation déplacement-hauteur du barrage .....	56
<b>CHAPITRE VI</b> .....	62

**CONCLUSION GENERALE** ..... 62

**REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES** ..... 65

**Liste des figures :**

<b>Figure 01</b>	Barrage homogène à drain cheminée	<b>11</b>
<b>Figure 02</b>	Barrage à noyau vertical	<b>11</b>
<b>Figure 03</b>	Principe de la surverse (Fauchard and Mériaux, 2004)	<b>12</b>
<b>Figure 04</b>	Principe de l'érosion régressive (Fauchard and Mériaux, 2004)	<b>13</b>
<b>Figure 05</b>	Réseau topographique	<b>17</b>
<b>Figure 06</b>	Cocarde de suivi topographique	<b>17</b>
<b>Figure 07</b>	Pendule direct	<b>18</b>
<b>Figure 08</b>	Vinchon	<b>19</b>
<b>Figure 09</b>	Sonde Inclinométrique	<b>19</b>
<b>Figure 10</b>	Capteur de température à fibre optique	<b>20</b>
<b>Figure 11</b>	Piézomètre à système ouvert	<b>21</b>
<b>Figure 12</b>	Schéma type d'un système d'auscultation placé dans un barrage en terre à noyau	<b>22</b>
<b>Figure 13</b>	Schéma général de l'interprétation des mesures d'auscultation (Lombardi, 2001)	<b>25</b>
<b>Figure 14</b>	Fissures causées par tassement différentiel (Hunter et al., 2003)	<b>27</b>
<b>Figure 15</b>	Comportement du noyau pendant la construction Après (Schleiss and Pougatsch, 2011)	<b>28</b>
<b>Figure 16</b>	Barrage à noyau en phase de consolidation	<b>29</b>
<b>Figure 17</b>	Tassement observés des crêtes dans plusieurs barrages Après (Oldecop, 2005)	<b>30</b>
<b>Figure 18</b>	Exemple de Réseau de neurones type MLP(Multi Layer Perceptron) pour l'analyse statistique des mesures d'auscultation d'un barrage en béton (Lino, 2000)	<b>36</b>
<b>Figure 19</b>	Exemple de discrétisation d'un barrage en terre à noyau argileux	<b>37</b>
<b>Figure 20</b>	Barrage Koudiet MDAOUAR (Google Earth,2010)	<b>40</b>
<b>Figure 21</b>	Forages pour mesure des pressions sur profil 10G	<b>46</b>
<b>Figure 22</b>	Inclinomètre TCL03 installé sur le profil 16GB	<b>46</b>
<b>Figure 23</b>	Inclinomètre TCL04 installé sur le profil 19GB	<b>47</b>

<b>Figure 24</b>	Inclinomètre TCL05 installé sur le profil CB	<b>47</b>
<b>Figure 25</b>	Inclinomètre TCL06 installé sur le profil 6DB	<b>48</b>
<b>Figure 26</b>	Inclinomètre TCL07 installé sur profil 4DB	<b>49</b>
<b>Figure 27</b>	Vue en plan de la digue principale et profils correspondants	<b>50</b>
<b>Figure 28</b>	Variations des tassements (TCL03) et des niveaux d'eau dans le réservoir	<b>52</b>
<b>Figure 29</b>	Variation de la vitesse des déplacements verticaux	<b>53</b>
<b>Figure 30</b>	variation du tassement vertical TCL03 en fonction de la variation du plan d'eau	<b>54</b>
<b>Figure 31</b>	Tassement observé au niveau de TCL03 profil 16GB	<b>55</b>
<b>Figure 32</b>	Tassements observés durant la période 2008-2010 au niveau de TCL03	<b>55</b>
<b>Figure 33</b>	Tassement observé au niveau de TCL04 profil 19GB	<b>56</b>
<b>Figure 34</b>	Tassements observés durant la période 2008-2010 au niveau de TCL04	<b>56</b>
<b>Figure 35</b>	Tassement observé au niveau de TCL05 profil CB	<b>57</b>
<b>Figure 36</b>	Tassements observés durant la période 2008-2010 au niveau de TCL05	<b>57</b>
<b>Figure 37</b>	Tassement observé au niveau de TCL06 profil 6DB	<b>58</b>
<b>Figure 38</b>	Tassements observés durant la période 2008-2010 au niveau de TCL06	<b>58</b>
<b>Figure 39</b>	Tassement observé au niveau de TCL07 profil 4DB	<b>59</b>
<b>Figure 40</b>	Tassements observés durant la période 2008-2010 au niveau de TCL06	<b>59</b>
<b>Figure 41</b>	Tassement des anneaux A1 de chaque inclinomètre durant les années d'exploitation du réservoir	<b>61</b>

**CHAPITRE I**  
**INTRODUCTION GENERALE**



## **I.1 INTRODUCTION GENERALE**

Dans le domaine du génie civil, les barrages ont toujours été considérés comme des ouvrages d'art spécifiques. Les raisons se trouvant, d'une part dans le caractère unique de chaque barrage (lié essentiellement aux fondations) et à la complexité des comportements et des mécanismes en jeu, et d'autre part dans les effets majeurs des actions de l'eau et des gradients hydrauliques au sein des structures, rendant ainsi ces ouvrages atypiques (BOUHLALI, 2006).

Les travaux de recherche réalisés ces dernières décennies ont développé des approches physiques, fonctionnelles ou statistiques, et des méthodes puissantes ont été mise au point : modélisation des lois de comportement, calculs par éléments finis, modèles statistiques, études de sûreté de fonctionnement etc. A partir de données abondantes (auscultation, essais...) et appuyées par l'analyse experte, ces approches sont performantes pour le diagnostic et l'analyse des risques approfondis des barrages.

L'évolution des grandeurs physiques susceptibles de changer durant la vie de celui-ci est significative du comportement, du vieillissement, et éventuellement du dysfonctionnement d'un ouvrage. Ainsi, on mesure les déplacements, les déformations, les contraintes, les pressions, les débits etc.

Le suivi de l'évolution des déformations au sein des barrages en remblais homogènes ou zonés, particulièrement les déplacements verticaux ou tassements est primordial et doit faire apparaître les spéciales causes de ces déplacements d'une part et leur ampleur d'une autre part. Ceci, afin de les comparer à ceux calculés lors de l'étude (ZEROUAL, 2009).

La disponibilité des mesures enregistrées de ces déformations peut constituer un outil d'analyse du comportement des barrages en terre à long terme et être aussi une alternative aux méthodes numériques utilisées pour l'étude de ce comportement.

Une analyse des mesures des déformations verticales observées durant les années d'exploitation du barrage de Koudiet M'daouar est présentée, ceci, afin de faire ressortir le

comportement de la digue en fonction des charges aux quelles elle est soumise.

## **I.2 Objectif de l'étude**

Le but recherché dans cette étude est l'interprétation physique pour établir la relation entre les facteurs de causes (les charges) et les déformations verticales (effets) par la méthode statistique, qui analyse la corrélation entre les déformations observées et les charges.

## **I.3 Organisation du mémoire**

Une introduction au premier chapitre précisant le but recherché de l'étude et l'organisation du mémoire.

Un deuxième donnant des généralités sommaires sur les barrages, leurs modes de rupture et leur surveillance.

Un troisième chapitre donnant un aperçu bibliographique sur les principales méthodes utilisées dans l'évaluation et l'analyse du comportement des digues en terre soumises à différentes charges.

Un quatrième chapitre consacré à la présentation du barrage de Koudiet Mdaouar.

Un cinquième chapitre d'analyse et d'interprétation de l'évolution du tassement vertical de la digue.

Une conclusion sur l'état de santé du barrage vis-à-vis les déformations verticales et recommandations pour d'autres études utilisant d'autres approches afin de pouvoir confirmer le diagnostic donné par la présente étude.

**CHAPITRE II**  
**GENERALITES**

## II.1 DEFINITIONS

Un barrage est un ouvrage artificiel dont la fonction est de retenir de l'eau.

Différentes configurations sont possibles :

- Ouvrages installés dans le lit d'un cours d'eau,
- Ouvrages créant une retenue d'eau installée hors cours d'eau,
- Ouvrages de transport de l'eau (digues de canaux).

Un barrage peut avoir des fonctions de stockage et de régulation associées à différents usages: Alimentation en eau potable, irrigation, production d'énergie électrique, production de neige artificielle, pêche, baignade, navigation.

Le barrage peut permettre de stocker la ressource en eau pendant les périodes où elle est abondante pour la mobiliser en période d'étiage.

Certaines retenues peuvent permettre d'assurer le laminage des crues par la mise en œuvre de consignes de gestion appropriées.

Il existe deux grandes catégories de barrages :

- les barrages en béton ou en maçonnerie
- les barrages en remblais

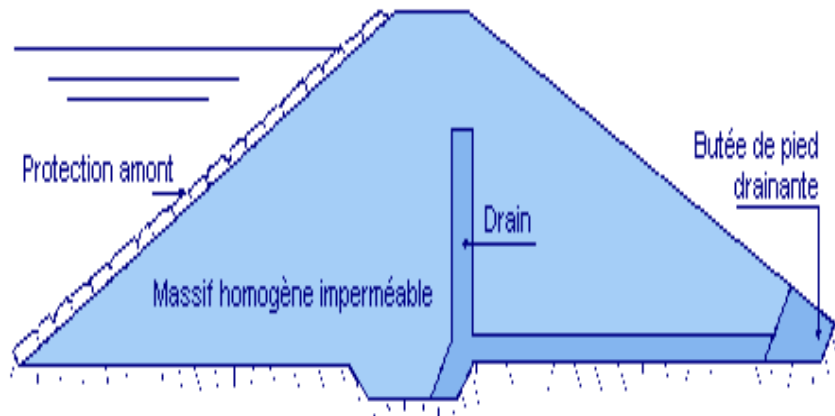
Parmi les barrages en béton ou en maçonnerie, on trouve principalement 3 catégories :

- les barrages-poids
- Les barrages-voûtes
- les barrages à contreforts

### II.1.1 Barrage en terre homogène:

C'est une digue en remblai constituée d'un seul matériau meuble suffisamment imperméable pour assurer à la fois l'étanchéité et la résistance.

Sa structure est souvent complétée par des dispositifs de drainage comme le montre le schéma ci-contre. Il est bien adapté aux sites ayant une fondation déformable.



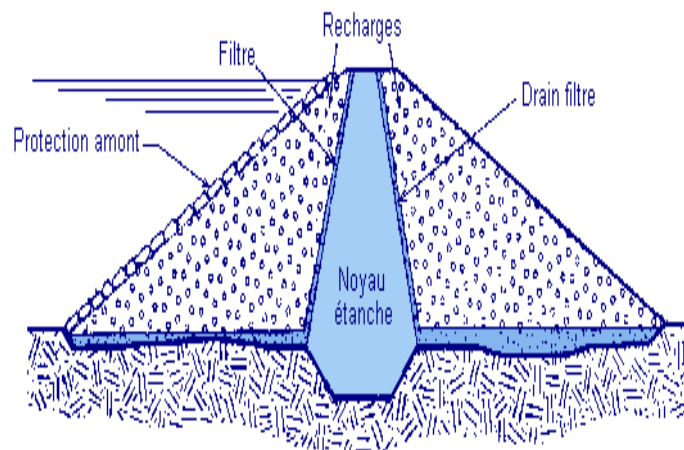
**Fig.2.1 Barrage homogène à drain cheminée.**

**II.1.2 Le barrage zoné :**

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.

Il permet de faire de grandes économies dans les volumes mis en œuvre et d'utiliser au mieux les matériaux disponibles sur le site (Novák and Nalluri, 2007)



**Fig 2.2 Barrage à noyau vertical**

**II.1.3 Drains et filtres**

L'eau possède la capacité à s'infiltrer à travers toutes les structures, d'argile comme de béton. Elle imprègne les barrages et leurs fondations, exerçant des effets insidieux qui peuvent s'avérer lourds de conséquence. Il existe aujourd'hui deux manières complémentaires de

contrecarrer son action : soit en diminuant la quantité d'eau qui traverse structures et fondations, c'est-à-dire en renforçant l'étanchéité, soit par le drainage, canalisant l'eau vers les parties de ces structures où ses effets seront les moins nocifs. La quantité d'eau circulant dans les barrages en terre est plus diffuse et plus importante. Pour lutter contre ses effets, on va introduire des organes de drainage, matériau perméable du type sable ou véritables tuyaux. Par ailleurs, la répartition granulométrique du matériau est conçue pour éviter la formation de « renards », infiltrations d'eau entraînant les particules du sol et minant petit à petit la structure.

## II.2 PRINCIPAUX MODES DE RUPTURES DES BARRAGES EN REMBLAIS

Bien que les mécanismes d'endommagement mettent en jeu de nombreux phénomènes physiques différenciables (CFBR, 2005), on peut les résumer généralement par le concept d'érosion, interne ou externe, entendue comme la fragilisation d'un sol par suite de la modification de sa structure sous l'effet du passage d'un fluide.

Les principaux modes de rupture constatés sur les digues en remblai, c'est à dire la surverse, l'érosion du pied de digue du côté du fleuve (affouillement), l'érosion interne, et le glissement de talus d'un côté ou de l'autre de l'ouvrage (GUIDOUX, 2007).

### II.2.1. Erosion externe par surverse

La surverse désigne le débordement de l'eau par dessus la crête de la digue. Ce débordement peut entraîner l'établissement d'une brèche dans l'ouvrage, qui débute en général en pied de talus côté aval et se propage vers la crête (figure 2.3). On sait que la présence de matériaux perméables, et la présence d'hétérogénéités sur l'ouvrage, constitue un facteur aggravant pour la création et l'élargissement d'une brèche, une fois la surverse établie.

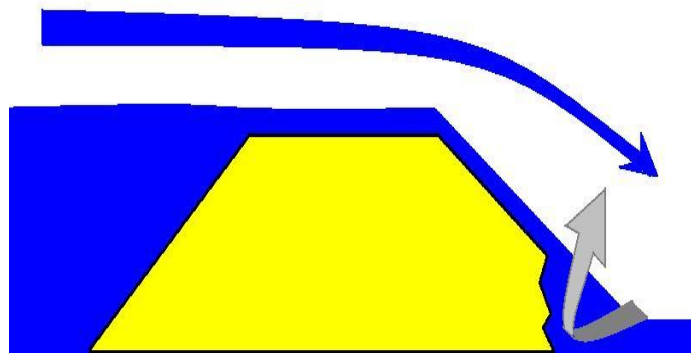


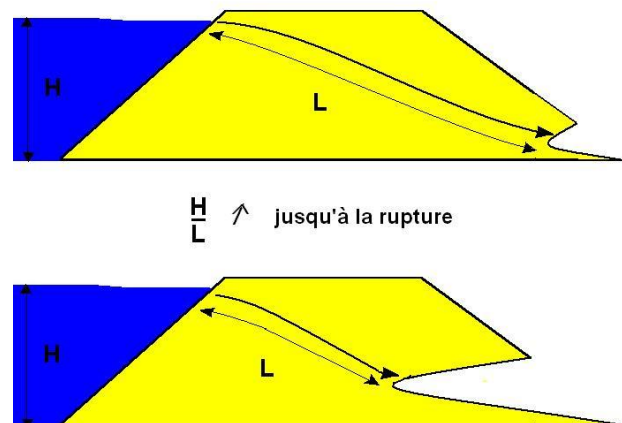
Fig.2.3 : Principe de la surverse (Fauchard and Mériaux, 2004)

### II.2.2 Erosion externe du pied de digue côté amont

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

### II.2.3. Erosion interne, renard hydraulique

L'érosion interne est l'entraînement des particules d'un sol sous l'effet de l'écoulement qui le traverse. Elle se différencie ainsi de l'érosion externe, pour laquelle le moteur de l'érosion est un écoulement en surface. Cet entraînement peut présenter différentes formes, mais correspond toujours à un écoulement préférentiel dans l'ouvrage, qu'il convient de pouvoir localiser. Un cas particulier de l'érosion interne est constitué par l'érosion interne régressive, ou renard. Dans ce cas précis l'érosion est initiée à l'aval et progresse vers l'amont, par suite de l'augmentation du gradient hydraulique. lui-même majoré par la progression du phénomène (figure 2.4). Une conséquence de ce phénomène est là encore la rupture de l'ouvrage suite à l'établissement d'une brèche.



**Fig.2.4 : Principe de l'érosion régressive (Fauchard and Mériaux, 2004)**

L'ampleur de ce phénomène est liée à la vitesse de l'eau circulant dans la digue, donc au gradient hydraulique et à la perméabilité de la digue. La prévention de ces événements réside dans un dimensionnement approprié de l'ouvrage en fonction de sa perméabilité (Lane, 1934). Outre une valeur trop importante de la perméabilité de l'ouvrage, associée à un mauvais dimensionnement entraînant un gradient hydraulique élevé, les facteurs aggravants de ce phénomène sont liés à la composition de l'ouvrage : présence de galeries artificielles ou naturelles, hétérogénéités dans le corps de digue, et mauvaise étanchéité entre le corps de digue et des éléments s'y trouvant (conduites, fondations de bâtiments). La détection de ces éléments fournit donc une information fondamentale quand au risque de renard. Outre ces informations, l'observation sur le terrain d'une fuite localisée, et plus encore, la variation de

son débit, sont des indices sérieux d'érosion interne. La capacité pour un système de mesure d'estimer la vitesse de fuite est donc de première importance (GUIDOUX, 2007).

#### **II.2.4. Glissement de talus côté aval**

Lorsque l'ouvrage est saturé, le talus côté aval peut être déstabilisé car l'équilibre mécanique du talus est modifié par la présence d'eau, éventuellement sous pression. Les facteurs aggravants sont constitués par une pente forte (typiquement supérieure à 2V/3H), la présence de surpressions dues notamment à l'absence de drainage, et enfin par la mauvaise compacité des matériaux constitutifs de l'ouvrage et de sa fondation. Si le phénomène apparaît, une mesure de déformation peut être un bon moyen de détecter celui-ci. On voit donc bien, à travers ces quatre phénomènes, que la sécurité de l'ouvrage et la prévention des accidents passent, d'une part, par la connaissance de la conception et des matériaux constitutifs de la digue, et d'autre part, par la détection de déformation ou d'écoulement préférentiel, et le cas échéant, par l'estimation de la vitesse de ce dernier.

### **II.3 SURVEILLANCE DES BARRAGES**

#### **II.3.1 But de la surveillance**

La surveillance des barrages peut avoir plusieurs buts surtout liés à leur sécurité. Il s'agit de détecter et de mettre en évidence toute anomalie qui pourrait être le signe avant-coureur d'une défaillance de l'ouvrage. Le résultat de l'interprétation sera d'autant plus favorable que tout type d'anomalie (significative) de comportement sera appréhendé que la détection sera la plus précise, et qu'elle aura lieu le plus rapidement possible. Soit un "saut" brusque ou une discontinuité de la série de mesures, sans cause normale apparente, soit une dérive non prévue et plus au moins rapide; en pratique une évolution détectable d'une année aux suivantes.(Lombardi, 2001)

#### **II.3.2 Concepts de surveillance**

La surveillance des barrages repose sur trois concepts généraux (Delliou, 2003):

- une conception adéquate pour éviter le pire ;
- une réflexion préalable sur les conséquences et l'organisation des secours au cas où le pire arriverait ;
- une surveillance constante pour le voir arriver et prendre, en temps utile, les mesures correctives qui s'imposent.

Elle est assurée par l'exploitant du barrage. Elle prend deux formes complémentaires :



- Une surveillance visuelle qui se traduit par des tournées d'inspections régulières ;
- Une auscultation du barrage avec le relevé périodique d'appareils de mesures ;

L'auscultation, dont la mise en œuvre est réglementairement obligatoire pour les barrages intéressant la sécurité publique répond à un double objectif :

- Détecter une évolution rapide d'un paramètre qui pourrait être représentatif d'un comportement anormal, précurseur ou signe d'un défaut structurel nécessitant une action à court, voire à très court terme (une réparation, une baisse du plan d'eau, une alerte) ;
- Vérifier que le comportement du barrage est suffisamment stable dans le temps et conforme aux prévisions.

L'auscultation et le traitement des données sont donc organisés de façon à détecter immédiatement les anomalies, par exemple par des seuils de vraisemblance de résultats.

### **II.3.3 Paramètres physiques**

Il est matériellement impossible de suivre, en tout point de la structure et de sa fondation, tous les paramètres physiques à tout instant.

Le dispositif d'auscultation doit donc être conçu de manière à ne suivre que les paramètres significatifs du comportement en un nombre limité de points et selon des périodicités fixées à l'avance.

Ces mesures portent sur les sollicitations et sur la réponse de l'ouvrage. Les deux sollicitations principales sont la cote du plan d'eau et les précipitations. La cote du plan d'eau est mesurée par une échelle limnimétrique (visuel) ou un limnimètre enregistreur (précision  $\approx$  centimètre).

Les précipitations sont obtenues par un pluviomètre installé sur le barrage, relevé quotidiennement (précision  $\approx$  millimètre/jour).

Il peut parfois être nécessaire de prendre en compte d'autres sollicitations : niveau aval, nappe de versant ou fonte des neiges (Bonelli et al., 2005).

La réponse de l'ouvrage est appréhendée par des mesures de déplacements et des mesures hydrauliques. Les mesures de déplacements sont de trois types les déplacements de surface, mesurés par nivellement et planimétrie, les déplacements en profondeur, mesurés par des instruments installés le plus souvent lors de la construction (pendule, inclinomètre, élongamètre, extensomètre, distofoir, tassomètre) et les déplacements relatifs, le long d'un

joint ou d'une fissure, quantifiés par des instruments le plus souvent installés à la demande (fi ssuromètre, vinchon).

Les mesures hydrauliques sont les suivantes :

Les débits de fuite, mesurés par empotement (collecte chronométrée avec un récipient gradué) ou par seuil calibré (déversoir à seuil avec limnimètre, puis utilisation d'une loi de seuil pour estimer le débit). Ils concernent les drains, les puits de décompression, les zones de résurgence ; les charges hydrauliques, mesurées par des piézomètres. Le piézomètre à tube ouvert est le système le plus simple et le plus robuste. Il est implanté dans le corps du barrage, dans la fondation, les rives ou en aval. Il peut être installé à tout moment, par exemple pour un renforcement de l'auscultation. Il s'agit d'un forage de faible diamètre, équipé d'un tubage de quelques centimètres et crépiné en partie inférieure sur une hauteur définissant la chambre de mesure. La mesure se fait à l'aide d'une sonde donnant la différence de cote entre la nappe et la tête du piézomètre, préalablement nivelée. La précision est de l'ordre du centimètre ; les pressions interstitielles, mesurées par des cellules de pression interstitielle, appareils de faible dimension installés lors de la construction dans le corps du barrage ou dans la fondation. Le principe de mesure de la pression dépend du type d'appareil (cellule à contre-pression ou cellule à corde vibrante). La précision est 0,1 à 1 kPa (soit 1 à 10 cm).

Dans le corps du barrage en remblai, un dispositif complet comprend plusieurs profil amont/aval permettant d'évaluer la saturation du corps du barrage, et un ou plusieurs points de mesure de débits dont le rôle est de détecter l'apparition et l'évolution de zones de fuite. La fondation, les appuis, les rives et la plateforme aval doivent également être auscultés (Bonelli et al., 2005).

### **II.3.4 Appareils de mesures**

Ils doivent être simples d'emplois, suffisamment fiables et précis, et aptes à fonctionner pendant des dizaines d'années dans des conditions difficiles du fait de l'humidité, de la foudre...

#### **II.3.4.1 Déplacements**

##### **Topographie**

La géométrie absolue du barrage peut être suivie par topographie de haute précision (Delliou, 2003). Des cibles sont fixées sur le parement aval et, parfois, en partie supérieure du parement amont. Leur position dans l'espace est relevée par topographie directe et triangulation depuis

des plots de visées situés suffisamment loin du barrage pour ne pas être influencés par celui-ci. Le dépouillement exige de vérifier la fixité de certains plots de référence (par des méthodes de dépouillements statistiques). Ces mesures sont longues et coûteuses ; elles ne sont réalisées qu'une à deux fois par an. Elles ne sont donc pas utilisables pour la détection de phénomènes rapidement évolutifs.

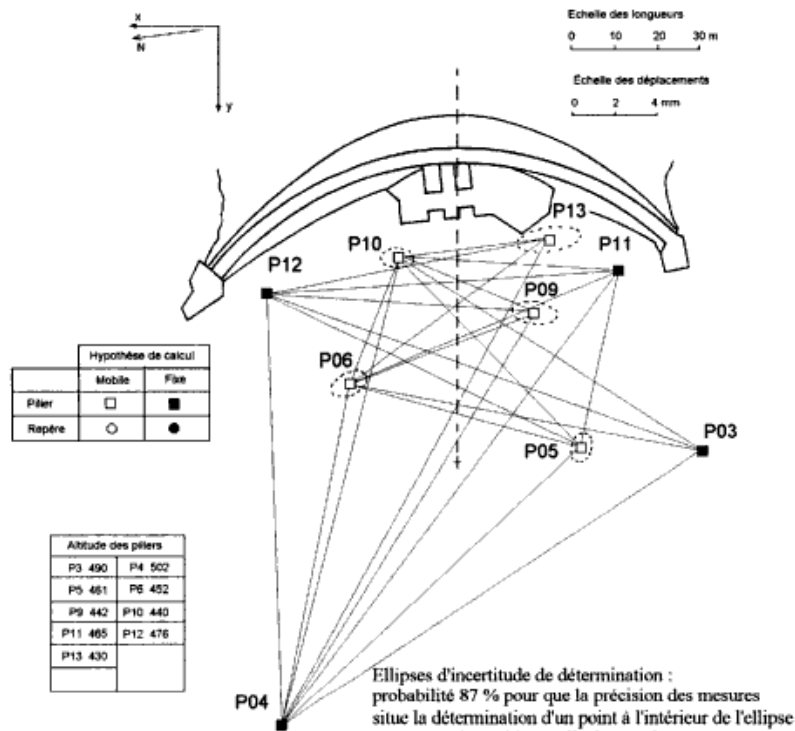


Fig 2.5 Réseau topographique

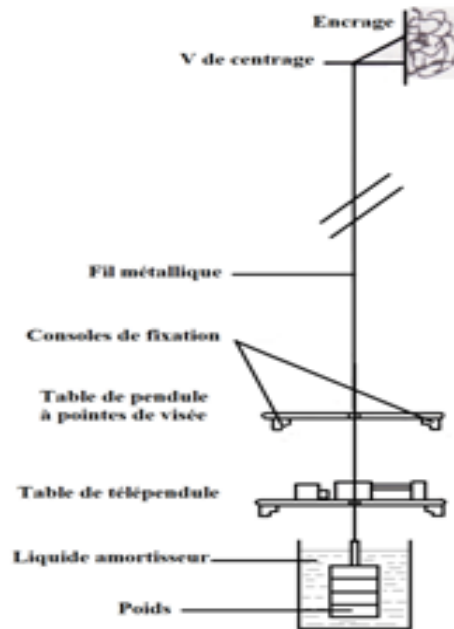


Fig 2.6 Cocarde de suivi topographique

### Pendules:

Ces appareils très simples fonctionnent selon le principe du fil à plomb (Delliou, 2003). Dans un pendule direct, le fil est attaché en partie supérieure ; il est mis en place dans un puits vertical réservé à la construction ou foré ultérieurement et tendu par un poids. Le poids est

plongé dans un bac amortisseur pour éviter les vibrations. Un système de mesure optique fixé sur une table en pied de pendule permet de mesurer, dans deux directions, le déplacement du fil de pendule. On connaît ainsi, avec une précision remarquable de l'ordre de  $2/10$  mm, la position relative en plan de deux points situés initialement sur une même verticale.

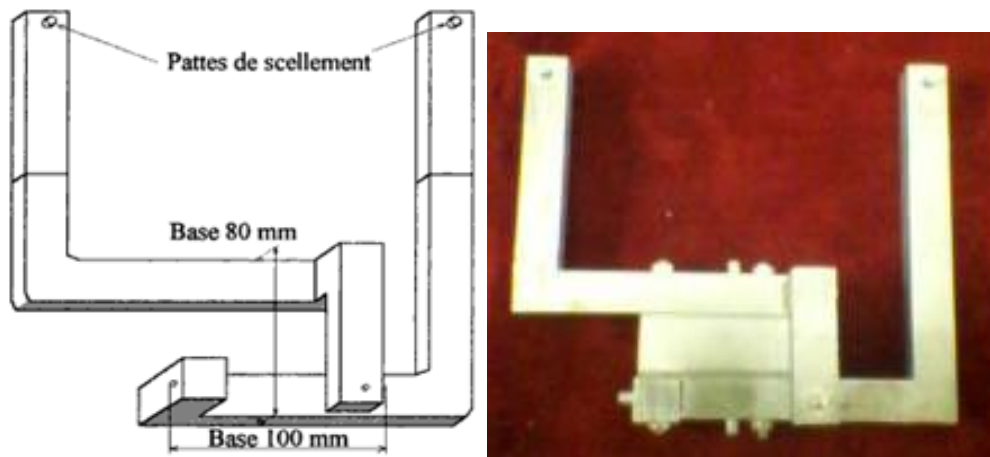


**Figure 2.7 : Pendule direct**

**Vinchons :**

Pour suivre le déplacement relatif de deux lèvres d'une fissure ou de deux plots voisins, on a besoin de mesurer des mouvements relatifs locaux. Des ouvertures de « fissure » sont obtenues simplement en mesurant, au pied à coulisse, l'écartement de deux plots fixés dans la structure.

Les vinchons mis au point par EDF permettent de mesurer, de manière aussi simple, les mouvements relatifs dans trois directions.



**Fig.2.8 : Vinchon**

**Nivellement:**

Le nivellement de la crête d'un barrage ou de certains points du parement aval se fait de façon traditionnelle à partir de plots de nivellement fixés dans la structure elle-même et pas dans un parapet ou un trottoir qui pourrait avoir des mouvements propres. Les tassements verticaux à l'intérieur d'un barrage en remblai font généralement appel à des systèmes hydrauliques à vases communicants.

**Système inclinométrique :**

Les inclinomètres sont des dispositifs qui sont utilisés pour mesurer la déformation horizontale à une certaine profondeur.



**Fig. 2.9 Sonde Inclinométrique**

### II.3.4.2 Niveau d'eau

#### Echelle limnimétrique

Il s'agit d'une latte calibrée en bois ou en métal avec repères décimétriques et centimétriques. Il existe des modèles avec repère du niveau maximum atteint (niveau à valeur limite, muni d'une bande de papier qui se colore au contact de l'eau.

### II.3.4.3 Température

#### Capteurs distribués de température à fibres optiques

Une fibre optique (à base de silice) protégée à l'intérieur d'un câble est installée suivant un parcours défini. A l'aide d'un instrument de mesure (analyseur), des impulsions de lumière sont envoyées dans la fibre.

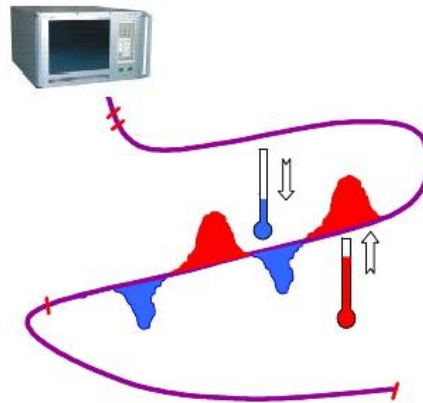
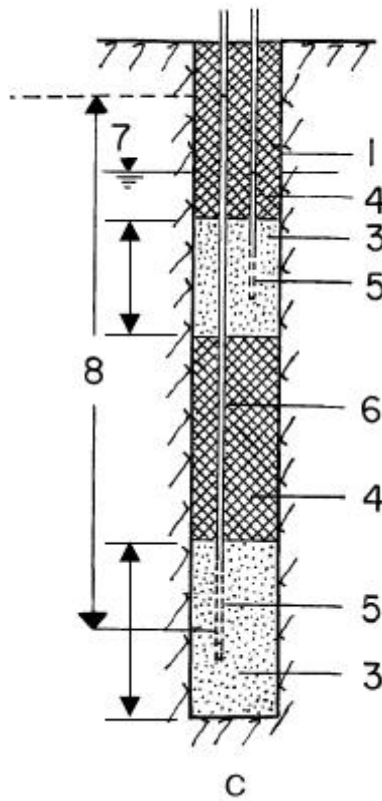


Fig. 2.10 Capteur de température à fibre optique

### II.3.4.4 Piézométrie

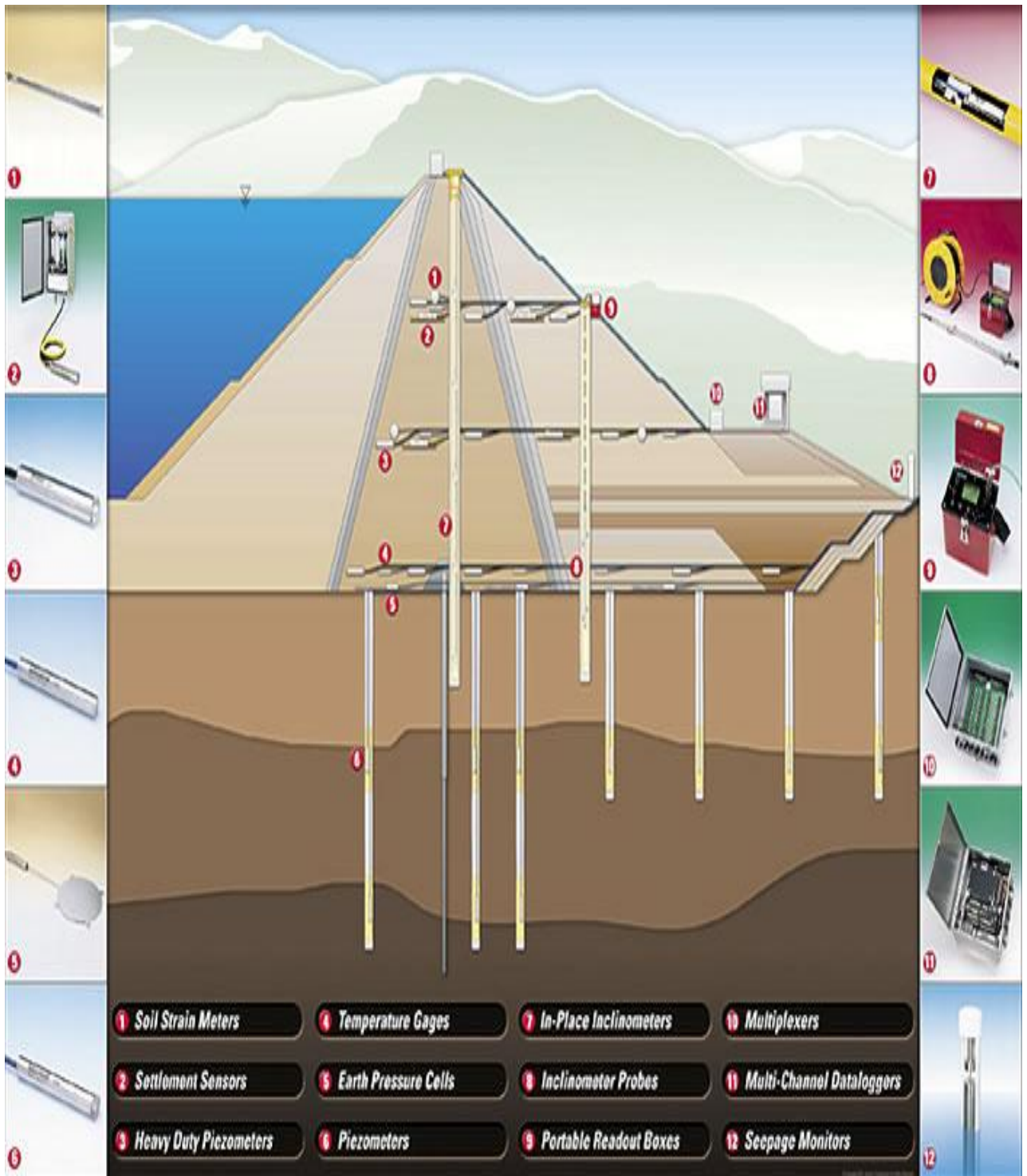
#### Piézomètres

Le niveau de l'eau dans le forage est relevé à l'aide d'un sifflet ou d'un indicateur lumineux.



**Fig. 2.11 Piézomètre à système ouvert**

Il existe d'autres types d'appareils de mesure d'autres paramètres physiques adaptés selon le type et l'importance du barrage.



**Fig 2.12 Schéma type d'un système d'auscultation placé dans un barrage en terre à noyau**



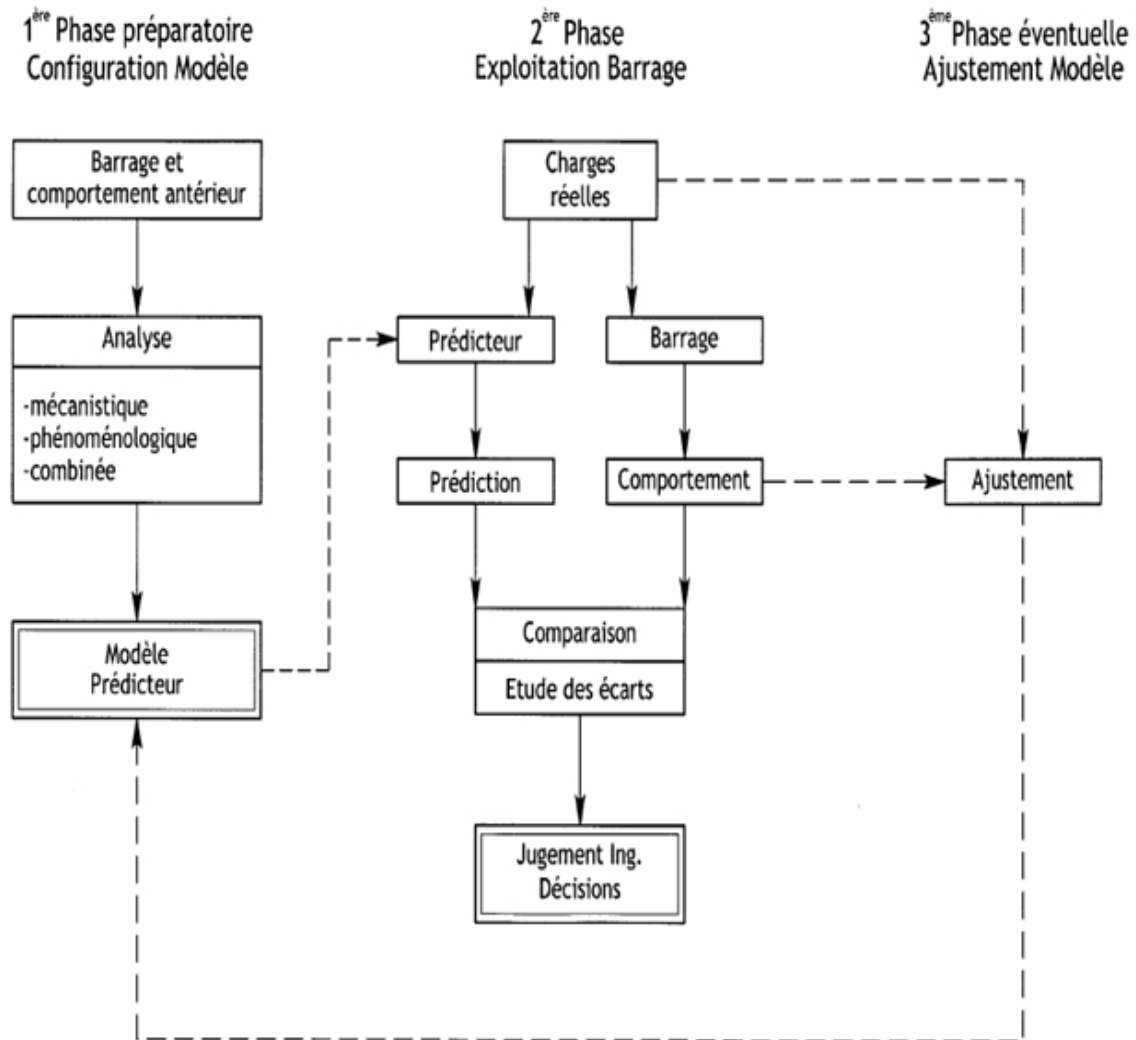
**CHAPITRE III**  
**APPROCHES D'ANALYSE DES DEFORMATIONS DANS UN**  
**BARRAGE EN TERRE**

### III.1 PRINCIPE D'ANALYSE ET D'INTERPRETATION DES MESURES DES DEFORMATIONS DANS UN BARRAGE EN TERRE

Les questions relatives à la relation "réalité mesurée"/"comportement prédit" sont essentiellement les suivantes (Lombardi, 2001):

- Le comportement observé avait-il été prévu, était-il prévisible? Le "prédicteur" en tenait-il compte?
- Quelle est la part du phénomène qui était prévisible et quelle est la part qui excède la prévision ou la prévisibilité?
- Le comportement observé pouvait-il être déterminé a priori ou seulement à posteriori?
- Le comportement observé est-il explicable par une somme de fonctions d'une seule variable chacune ou non? En d'autres termes le phénomène est-il redevable d'un système d'équations linéaires? La tendance naturelle est de penser que cela est le cas; mais de fait il existe de nombreuses exceptions. (La tendance en question est fondamentalement l'héritage de la notion d'élasticité linéaire réversible qui permet la superposition des causes et des effets, c.à.d. des déformations dues à divers cas de charge.)
- Les fonctions de plusieurs variables (ou arguments) peuvent-elles être ignorées? Ou bien faut-il faire recours à des systèmes non-linéaires bien plus complexes et à un calcul sans doute plus lourd; ceci en fonction aussi de la précision recherchée.
- Comment distinguer de façon univoque la part réversible de la part irréversible ? et de manière semblable les effets retardés des effets instantanés? Selon le point de vue auquel on se place les résultats peuvent être différents.
- La base de référence, c'est-à-dire le prédicteur, doit-il être fixe pour toute la durée de vie de l'ouvrage ou bien être adapté en certains intervalles de temps ou même continuellement?  
Cela revient à décider quelle part des écarts constatés doit être intégrée dans le "prédicteur" et quelle part doit être analysée comme "résidu" pour son propre compte. La première approche peut conduire à intégrer les erreurs de mesure dans le "prédicteur", la seconde à les conserver comme faisant partie des résidus.
- Une question importante est toutefois celle de savoir si la mesure doit être analysée telle que disponible ou bien s'il n'est pas plus avantageux d'étudier une fonction ou une transformée (par exemple Laplacienne) de la dite valeur.
- L'approche ou le type d'analyse doit-elle et peut-elle être "mécanistique" (c'est à-

dire construite à priori) ou bien peut-elle être "phénoménologique" (c'est-à-dire expliquée à posteriori)? Le cas échéant quelle combinaison des deux approches est optimale? (Lombardi, 2001)



**Fig 3.1 Schéma général de l'interprétation des mesures d'auscultation (Lombardi, 2001)**

### **III.2. PHASES DE TASSEMENT VERTICAUX DANS LES BARRAGES EN REMBLAI**

Tous les types de barrages tassent. On peut distinguer trois types de tassements, dus au changement de contraintes totales ou effectives durant la vie de l'ouvrage :

- les tassements durant la construction ;
- les tassements lors du remplissage de la retenue ;
- les tassements post-construction observés sur le long terme. Ces tassements sont

principalement dus au vieillissement de l'ouvrage mais peuvent être également provoqués par les changements climatiques.

La limitation de ces tassements est de grande importance afin de restreindre les dégradations qui leur sont liées (fissurations du masque pour les CFRD (Concrete Faced Rockfill Dams), fissurations longitudinales entre les recharges et le noyau pour les barrages à noyau central, etc.) et de garantir le niveau de la retenue.

### **III.2.1 Tassements durant la construction :**

Les tassements durant la construction de l'ouvrage peuvent énormément varier d'un ouvrage à un autre: ils vont varier principalement selon la compressibilité des matériaux employés, la hauteur de l'ouvrage, etc. Les tassements verticaux relatifs peuvent ainsi atteindre quelques %. Il existe des méthodes prédictives élaborées à partir de données sur ouvrages pour estimer ces tassements (Silvani, 2007).

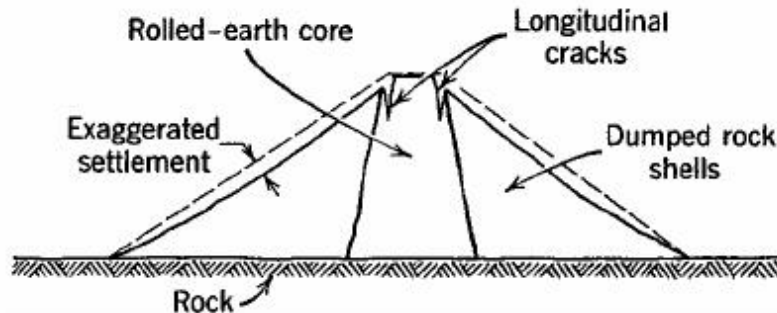
Ces méthodes sont souvent empiriques et peuvent être couplées à des méthodes numériques pour parvenir à une estimation des déformations de l'ouvrage. Souvent ces méthodes sont établies à partir d'un nombre limité de données sur ouvrages et sont donc difficilement applicables à tous les cas d'études (Hunter et al., 2003).

### **III.2.2 Tassements durant la mise en eau :**

Le remplissage de la retenue correspond à une phase importante dans la vie de l'ouvrage : c'est le moment où l'ouvrage est mis en charge et va donc être soumis à la pression exercée par l'eau. En général pour les deux types de barrages, on observe une accélération du tassement de la crête de l'ouvrage. Ces tassements sont d'autant plus favorisés en général lorsque la hauteur de l'ouvrage est élevée et lorsque les enrochements ont une faible résistance en compression. Les barrages où les enrochements sont déversés présentent également plus de déformations que lorsque les enrochements sont compactés. Les tassements liés au remplissage peuvent atteindre jusqu'à 1 à 2% de la hauteur de l'ouvrage pour les barrages à noyau: il faut aussi prendre en compte l'effet du mouillage car l'eau peut pénétrer à l'interface barrage-fondation. Le remplissage induit également des déplacements horizontaux de la crête qui ne sont pas négligeables.

Dans le cas des barrages à noyau, la recharge amont, directement en contact avec l'eau va tasser et pourra provoquer des fissures longitudinales le long de la crête (figure 3.1). C'est le cas du barrage de Cherry Valley où les tassements de la recharge amont en enrochements ont

été quatre fois supérieurs à ceux du noyau (Silvani, 2007). Ce type de désagréments a déjà été observé aussi sur la recharge aval qui peut également tasser selon les conditions climatiques : c'est la cas, entre autre du barrage de Beliche (Alonso et al., 2005) qui a subi des tassements causés par de fortes pluies.



**Fig. 3.2 Fissures causées par tassement différentiel (Hunter et al., 2003)**

Afin de réduire les tassements, les enrochements sont arrosés afin de favoriser la fissuration des blocs les plus détériorés. Les facteurs cités précédemment comme la hauteur de l'ouvrage, la qualité des matériaux utilisés, le mouillage vont agir principalement sur l'amplitude des tassements observés mais il existe une grande variabilité dans les causes de ces tassements. (Silvani, 2007)

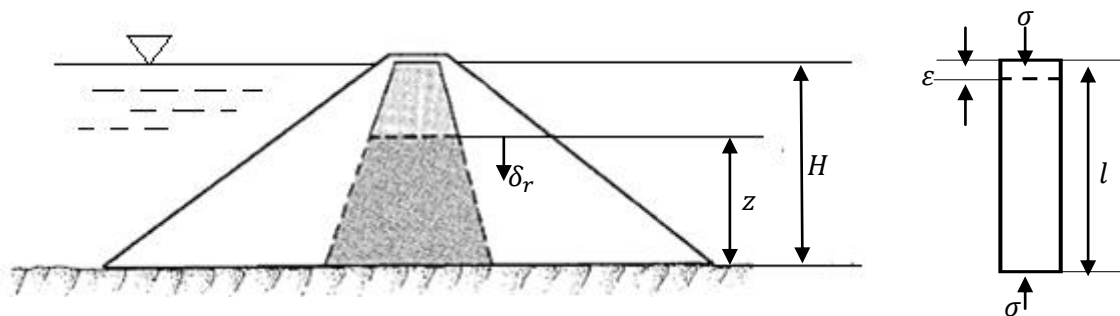
### **III.2.3 Tassements différentiels :**

Les propriétés des roches évoluent généralement dans le temps : elles se déforment sous charge constante, c'est-à-dire qu'elles fluent. Même si le fluage évolue très lentement, il peut devenir non négligeable étant donné la durée de vie des ouvrages. La vitesse de fluage dépend de bon nombre de facteurs comme la température, les contraintes appliquées, le rapport entre les contraintes appliquées et les contraintes de rupture de roches, le temps d'application des chargements, la présence d'eau, de gel, etc. Ce fluage, couplé à la fatigue de la roche et/ou des points de contacts (due aux changements de contraintes liées aux cycles de remplissage et de vidange, aux changements de conditions climatiques) va générer des tassements de l'ouvrage, qui dans certains cas, ne semblent pas se stabiliser dans le temps. Au cours du temps, certains blocs instables vont se réorganiser par glissement ou rotation et d'autres vont se casser ce qui va induire des réarrangements à l'intérieur de la structure :c'est ce couplage de réarrangements et de ruptures successives qui est à l'origine des tassements évoluant dans le temps (Silvani, 2007).

## **III.3. ESTIMATION PREDICTIVE DES TASSEMENTS**

### **III.3.1 Phase de construction**

Herzog(1999) décrit le comportement du noyau pendant la construction selon un modèle simpliste :

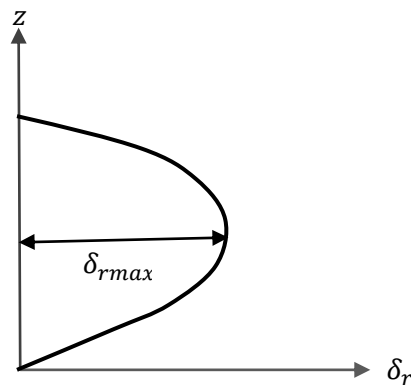


**Fig 3.2 Comportement du noyau pendant la construction Après (Schleiss and Pougatsch, 2011)**

La partie de hauteur  $Z$  déjà en place se tasse sous l'effet de la surcharge  $(H-Z)\gamma$ . La déformation d'une couche est donnée par la relation

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} l \quad (1)$$

$$\delta_r = \frac{\gamma}{E_r} (H_z - z^2) \quad (2)$$



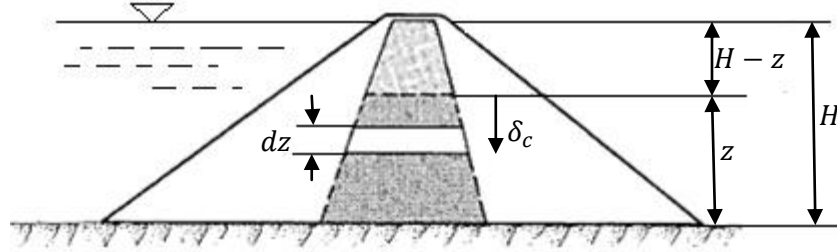
$$z = 0; \delta_r = 0 \quad (3)$$

$$z = H; \delta_r = 0 \quad (4)$$

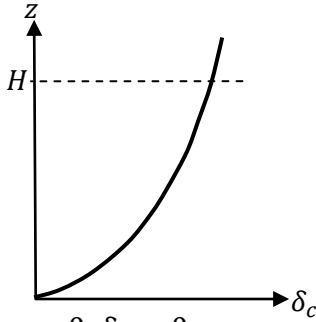
$$z = \frac{1}{2H}; \delta_{rmax} = \frac{\gamma}{E_r} \cdot \frac{H^2}{4} \quad (5)$$

Avec  $\gamma$  poids spécifique du remblai et  $E_r$  module de déformation du remblai ; cette distribution des tassements est parabolique (Schleiss and Pougatsch, 2011).

### III.3.2 Phase de consolidation primaire (Après (Schleiss and Pougatsch, 2011))



**Fig. 3.3 Barrage à noyau en phase de consolidation**



$$z = 0; \delta_c = 0 \quad (5)$$

$$z = H; \delta_c = \frac{\gamma}{E_c} \cdot \frac{H^2}{2} \quad (6)$$

$$\delta_c = \int_0^z \frac{\gamma}{E_c} (H - z) dz = \frac{\gamma}{E_c} \left( H - z - \frac{z^2}{2} \right) \quad (7)$$

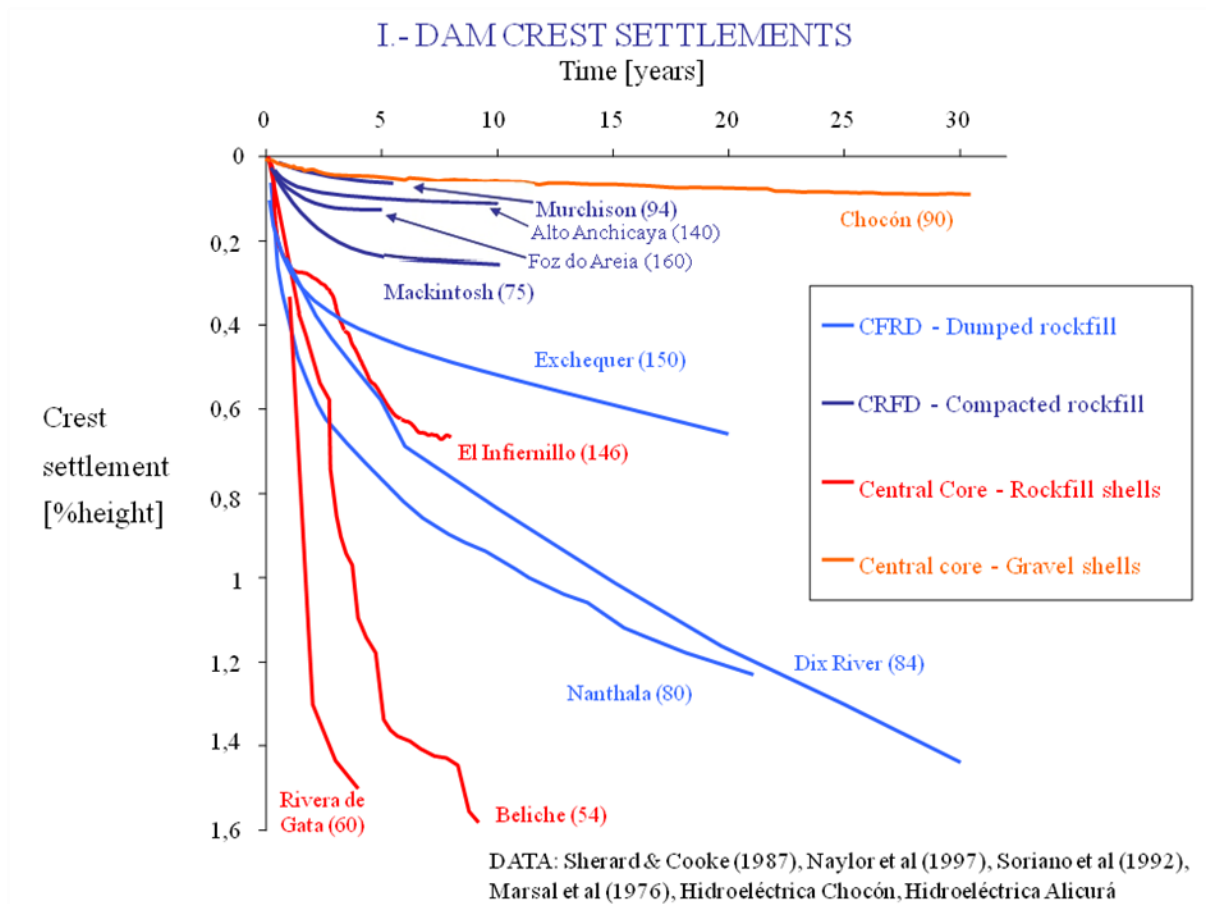
La distribution de la consolidation est une fonction demi-parabolique sur la hauteur

### III.3.3 Phase de consolidation secondaire

La prédiction des tassements à long terme sur les barrages en enrochements a d'abord reposé sur des méthodes empiriques. C'est à partir de constatations sur ouvrages lors de mesures de tassement de crête proposé la formule suivante pour évaluer les déformations de la crête entre les temps  $t_1$  et  $t_2$  :

$$\delta = C_\alpha z \log \left( \frac{t_2}{t_1} \right) \quad (8)$$

avec pente de la courbe de tassements,  $t_1$  et  $t_2$  s'exprimant en jours. Les valeurs de  $C_\alpha$  sont généralement inférieurs à 0.002 pour les argiles surconsolidées et entre 0.005 à 0.5 pour les argiles normalement consolidées (Novák and Nalluri, 2007)



**Fig. 3.4 Tassement observés des crêtes dans plusieurs barrages Après (Oldecop, 2005)**

### III.3 ANALYSE ET INTERPRETATION DES MESURES DU TASSEMENT

Les déformations au sein d'un barrage peuvent être interprétées par deux approches différentes

- Interprétation statistique ou stochastique: qui analyse (par régression) les corrélations entre les déformations observées et les charges observées (causes externes et internes produisant la déformation)
- Interprétation déterministe une méthode utilisant des informations sur les charges, les propriétés des matériaux, et les lois physiques qui régissent la relation contrainte-déformation, ce qui explique l'état des contraintes internes et la relation entre les effets pathogènes (charges) et déformations.

#### III.3.1 Méthodes Statistiques

Les méthodes d'analyse statistique des mesures d'auscultation permettent de séparer les influences respectives de plusieurs facteurs explicatifs, introduits dans le modèle. Ces



méthodes de type Hydrostatique, Saison, Temps, ou « HST », ont été mises au point par EDF il y a plus de trente ans (Wilm and Beaujoint, 1967), et s'avèrent être un puissant outil d'interprétation du comportement des barrages.

Proposées à l'origine pour les pendules des barrages voûtes, ces méthodes et leurs dérivées sont actuellement utilisées dans plusieurs pays et leur champ d'application s'est notoirement étendu. L'expérience acquise depuis plusieurs décades sur plusieurs centaines de barrages a confirmé l'excellence de la méthode comme un outil puissant d'interprétation des mesures d'auscultation.

### III.3.1.1 Le modèle "HST" d'origine et ses dérivés directs

Dans le modèle d'origine, les facteurs explicatifs pris en compte sont au nombre de trois, les deux premiers ayant des effets réversibles et le troisième des effets irréversibles :

$$MB_j = f_1(H_j) + f_2(S_j) + f_3(t) + r_j \quad (9)$$

- le niveau du plan d'eau, effet hydrostatique, noté « H » et représenté par une fonction polynomiale de la cote ;
- la date dans l'année, utilisée pour l'effet saisonnier de la variation de température, noté « S » et représenté par des fonctions sinusoïdales;
- le temps, utilisé pour l'effet du vieillissement, noté « T » et représenté par la somme d'un terme linéaire, d'une exponentielle négative et parfois d'une exponentielle positive.

Selon les modèles, la variable représentant la cote du plan d'eau est la valeur du creux relatif de la retenue par rapport à la cote de la RN ou bien une cote centrée réduite (valeur relative par rapport à la cote moyenne de la retenue) (Poupart and Royet, 2001).

On aboutit à un modèle à 10 ou 11 paramètres qui sont estimés par régression linéaire multiple qui minimise l'écart quadratique moyen entre les grandeurs centrées réduites, ce qui revient à maximiser le coefficient de détermination  $R^2$ . Afin que l'analyse soit statistiquement significative pour un risque de 5%, le coefficient  $R^2$  doit être supérieur à 0,45.

Pour minimiser le nombre de variables explicatives tout en maximisant  $R^2$ , certains modèles utilisent un processus pas à pas de type Stepwise de sélection ou d'élimination des variables.

Les variables explicatives sont introduites progressivement selon un critère basé sur le test de

Fisher-Snedecor qui mesure l'augmentation de  $R^2$ , et leur sélection est remise en cause après introduction d'une nouvelle variable.

Pour autant que le nombre de mesures soit assez grand (au moins 50 à 100), le modèle de base fournit de bons résultats dans la plupart des cas. Toutefois, il n'est pas totalement adapté pour certaines situations et certains phénomènes qui peuvent être prépondérants sur certains ouvrages. Selon les critiques décrites ci-dessous, des améliorations ont parfois pu être apportées :

- Ainsi, le souci de prendre en compte l'effet de la pluie, qui est susceptible d'influer significativement sur les mesures de certains piézomètres et drains (en particulier en rives), a conduit à rajouter cette variable explicative sous la forme d'une combinaison linéaire des cumuls hebdomadaires de pluie des semaines antérieures à la mesure. On aboutit alors à un modèle à 17 paramètres, pour lequel le processus Stepwise décrit ci-dessus est recommandé, si l'on veut à la sortie obtenir un nombre de paramètres plus réduit et donc plus propice à une bonne interprétation des résultats (Poupart and Royet, 2001).

- La variation de la retenue présente assez souvent une composante saisonnière qui introduit alors une forte corrélation entre H et S, ce qui va à l'encontre de l'hypothèse d'indépendance des variables explicatives, sous-tendue par ces méthodes. De même les variables du polynôme en Z sont-elles aussi nettement corrélées. Par rapport à la première critique, la parade consiste à faire plusieurs modélisations en supprimant par exemple l'influence saisonnière et en analysant la diminution entraînée sur  $R^2$ .

- Le résultat du modèle ne porte pas toujours une information physique pertinente : ainsi dans un barrage en remblai, un effet retard d'une mesure de pression interstitielle aux variations saisonnières du plan d'eau pourra être cachée dans un déphasage de la fonction sinusoïdale représentant la saison, alors que physiquement, seule la cote de la retenue influe sur la cote de la cellule de pression. L'interprétation physique de l'effet saisonnier mis en évidence par le modèle est dans ce cas délicate (Poupart and Royet, 2001).

L'application de la méthode HST est très répandue elle est très présente dans la littérature (Chouinard and Roy, 2006, Bonelli et al., 2004, Leger and Seydou, 2009)

### **II.3.1.2 La méthode d'Analyse en composantes principales (ACP)**

D'après (Poupart and Royet, 2001) par rapport à l'analyse HST, l'ACP cherche les liens entre

plusieurs variables, en chiffrant leurs corrélations avec les composantes principales de l'échantillon (qui ne sont autres que les vecteurs propres). L'application de l'ACP à l'analyse est multiple. Elle est souvent utilisée pour des regroupements objectifs de points de mesures, fortement corrélés entre eux, et dont le comportement obéit donc à une même loi. C'est le cas par exemple du déplacement en crête des voûtes. Appliqués à un ensemble de piézomètres, ou à des points de fuite, la méthode permet de distinguer par exemple ceux des piézomètres qui sont influencés par le réservoir, et ceux qui ne le sont pas, etc. C'est ainsi que l'on sélectionne certains points de mesure représentatifs de l'ensemble d'un échantillon.

Une autre application de l'ACP est la recherche de mesures anormales par la méthode des résidus : celle ci consiste à soustraire à une variable une combinaison linéaire des composantes principales, mettant en évidence de manière très efficace les écarts ponctuels d'une mesure, par rapport à la tendance générale de l'échantillon.

Citons l'application de cette analyse par Chouinard et al. (2006) qui l'a appliqué pour analyser les mesures d'auscultation du barrage de Daniel Johnson (Quebec) un barrage à voûtes multiples.

### **III.3.1.3 L'analyse avec prise en compte de l'effet retard**

Les modèles décrits ci-dessus ne sont pas adaptés lorsqu'il y a déphasage entre la sollicitation et la réponse mesurée par l'instrument d'auscultation. Or ce retard existe dans de nombreux cas, en particulier pour les mesures hydrauliques (piézométrie et débits), où le déphasage atteint couramment plusieurs jours à plusieurs semaines. Ainsi on observe couramment un effet d'hystérésis lorsque l'on représente la valeur de la pression interstitielle dans un noyau ou une fondation de barrage en terre, en fonction de la cote de la retenue. Le chemin décrit à la montée du plan d'eau n'est pas le même que celui à la baisse. Physiquement cela s'explique par le fait que la capacité du sol n'est jamais nulle, du fait de la présence d'air dissous ou occlus, même pour les sols compactés près de la saturation.

Lorsqu'il y a retard, la valeur mesurée d'un paramètre dépend des valeurs qu'avaient les variables explicatives (cote de la retenue, température, pluie) les jours ou semaines précédant la mesure (Poupart and Royet, 2001). Le principe de la méthode consiste donc à calculer au jour  $j$  l'influence d'une valeur explicative ayant des valeurs connues aux temps :

$$j - t_1, j - t_2, \dots, j - t_n.$$

Pour ce qui concerne par exemple la retenue, l'effet différé est proportionnel à la convolution de la réponse impulsionnelle de l'ouvrage et du niveau  $Z$  de la retenue.

On cite les travaux de Bonelli (2007b, 2007a)

#### **III.3.1.4 La méthode d'analyse des données d'auscultation par les splines**

(Poupart and Royet, 2001)

Depuis ces dernières années, et pour remédier à quelques limitations de la méthode HST dans certains cas très particuliers, des recherches de nouvelles méthodes, en complément de la méthode HST ont été élaborées. Parmi celles ci on peut signaler une application de la méthode des splines développée par le Commissariat à l'Energie Atomique et le CNRS (Crécy, 1990), dont la faisabilité d'application aux données d'auscultation a été expérimentée en 1994. Comme elle n'est pas encore d'utilisation courante – et qu'elle est même assez déconcertante au premier abord, on n'indiquera ici que ses principes généraux, avantages et limitations.

Classiquement, les fonctions « splines » sont, en statistique, des fonctions de lissage permettant de modéliser un phénomène décrit par  $n$  observations à l'aide de  $p$  variables explicatives. La méthode consiste à déterminer un prédicteur de la variable à expliquer dans l'espace des variables explicatives. Cette méthode fournit aussi un intervalle de confiance autour de la valeur prédite. Les hypothèses principales sont que le phénomène est quasi-stationnaire et que le comportement de la variable à expliquer peut être considéré comme lisse. La méthode des splines est un outil de lissage des points de mesure. Les paramètres de lissage sont ajustés par validation croisée. C'est un processus qui permet de déterminer un jeu de paramètres qui minimise la somme des carrés des écarts entre chaque observation et la prédiction du modèle construit sans l'observation en question.

Le modèle obtenu à l'issue de ce processus est celui qui possède les meilleures capacités prédictives. La méthode utilise des fonctions cubiques calées sur chacun des points par moindres carrés. Ne faisant aucune hypothèse forte quant à la forme des fonctions utilisées, une infinité de solutions répondent à cette « régression généralisée ». En réglant un paramètre de lissage, l'utilisateur peut en effet envisager une large gamme d'ajustement des courbes dans le nuage de points (allant de la droite de régression jusqu'au polynôme d'interpolation passant par tous les points du nuage).

Cette méthode présente plusieurs avancées par rapport à la méthode unidimensionnelle indiquée dans les paragraphes précédents tout en restant dans sa continuité, en effet :

- il n'est plus besoin de définir a priori les formes des différentes interactions ;

- les interactions entre les variables explicatives peuvent être modélisées et quantifiées (on a pu avoir ainsi une meilleure représentation des phénomènes de colmatage dans l'hydraulique ou de vieillissement d'une structure dont la « réactivité » à la cote de retenue se raidit avec le temps) ;
- l'hétéro-variance peut être prise en compte.

Ceci dit, l'intérêt majeur de cette méthode reste son large domaine d'application, dû à ce qu'elle ne sous-entend que la quasi-stationnarité et le caractère lisse des données.

Les limitations principales de la méthode sont que :

- son utilisation n'est pas adaptée à des données pour lesquelles les effets sont retardés ;
- le nombre important d'interactions rend difficile l'exploitation des données sous un angle explicatif ;
- la complexité du processus du choix du modèle accroît fortement le temps de calcul par composante.

### **III.3.1.5 La méthode d'analyse des données d'auscultation par réseau de neurones**

Une méthode récente proposée pour répondre aussi aux deux limitations de la méthode HST, à savoir l'hypothèse forte de découplage des actions – liée à celle de la linéarité du modèle HST et la mise en évidence des actions retardées. En effet, la méthode des réseaux de neurones peut modéliser des non-linéarités et utiliser les propriétés des séries temporelles (méthodes courantes en prévision).

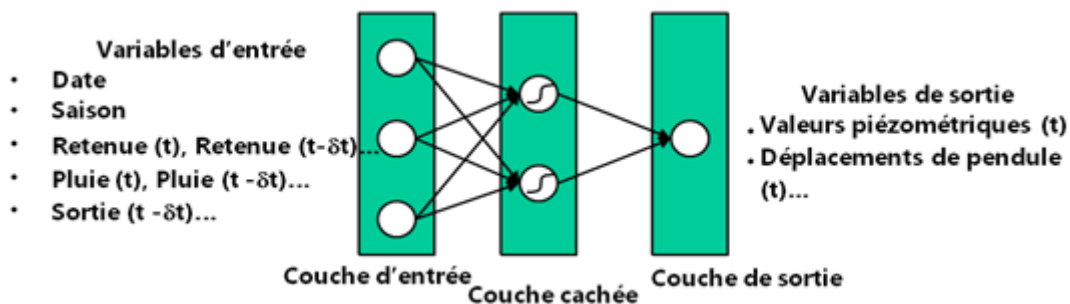
Un réseau de neurones est un ensemble d'unités élémentaires, les neurones (opérateurs dotés d'une fonction de transfert), interconnectés les uns aux autres par des liaisons dite synaptiques. Une architecture intéressante est le Multi-Layer Perceptron (MLP) avec une couche d'entrée, une couche cachée et une couche de sortie. Les variables d'entrée sont par exemple : la date, la saison, la cote de la retenue, les hauteurs de pluie, etc... aux instants  $t$  et  $(t - 1)$  les variables de sortie par exemple les valeurs piézométriques pour les déplacements des pendules à l'instant  $t$ .

Le but de la modélisation consiste à minimiser l'erreur commise sur un ensemble de données (la base d'apprentissage). La méthode consiste à faire un calcul itératif des coefficients synaptiques, certaines liaisons étant renforcées alors que d'autres sont inhibées pendant le processus (apprentissage). Il est à noter que, si le réseau de neurones est linéaire ; le processus converge vers l'unique solution, donc identique à la solution de la corrélation multilinéaire. La surveillance repose sur l'évaluation de la qualité du réseau sur une base de tests qui n'a pas

servi à l'apprentissage et sur la prévision de la mesure par le modèle.

La méthode d'analyse des données d'auscultation par réseau de neurones apparaît comme un outil de modélisation plus riche que la méthode HST à cause des modèles plus nombreux et par la possibilité de modéliser les effets non-linéaires. L'introduction de l'autorégressivité dans les modèles est également féconde.

L'approche neuronale peut être une méthode plus performante pour la surveillance du comportement des barrages par l'observation des phénomènes irréversibles. Cependant son aspect « boîte noire » rend impossible le découplage entre les paramètres et elle ne convient donc pas, par exemple, pour les études sur les effets réversibles visées par la plupart des analyses en retour. (Poupart and Royet, 2001)



**Fig 3.5 Exemple de Réseau de neurones type MLP(Multi Layer Perceptron) pour**

**l'analyse statistique des mesures d'auscultation d'un barrage en béton (Lino, 2000)**

Cette méthode connaît actuellement une application très répandue, ceci afin de remédier aux lacunes de la méthode HST (Yu et al., 2007, Yinghua and Chang, 2010, Ghassem, 2002).

### III.3.2 Méthodes déterministes

Il faut au préalable être capable de rendre compte des évolutions indépendantes du temps, uniquement dues aux sollicitations extérieures (variations de la retenue et précipitations). La description interne par variables d'état conduit à des modèles à grand nombre d'inconnues, souvent basés sur la méthode des volumes finis ou des éléments finis.

Cette méthode est une méthode numérique de résolution des équations différentielles décrivant les phénomènes physiques de l'ingénierie. Elle connaît, depuis 1970 environ, une extension fantastique, qui va de pair avec le développement et l'accroissement de la puissance des micros ordinateurs. Elle est devenue un outil de travail, de calcul et de conception de l'ingénieur dans des domaines aussi variés que l'analyse des structures (Boumaïza, 2010).

La méthode des éléments finis (volumes) met en œuvre les connaissances de trois disciplines

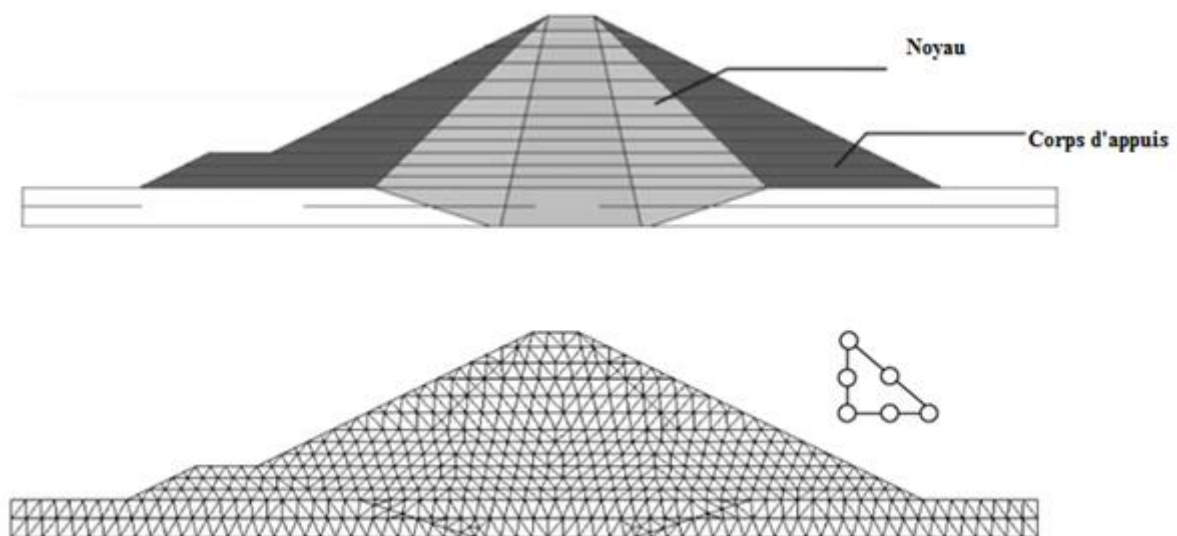
de base :

- La mécanique de structures : élasticité, résistance des matériaux, dynamique, plasticité,....etc.
- L'analyse numérique : méthodes d'approximation, résolution des systèmes linéaires,....etc.
- L'informatique appliquée : techniques de développement et de la maintenance de grands logiciels.

La méthode des éléments finis (MEF) est souvent utilisée dans la conception des barrages en remblai. Avec les analyses qui utilisent cette méthode, on détermine les déplacements, les déformations et les contraintes dans une structure soumise à différentes conditions de chargement et de frontières. Les logiciels qui sont habituellement utilisés par les concepteurs ont été validés. Les différences entre les valeurs calculées et les valeurs mesurées peuvent être causés par le choix de paramètres géotechnique (mécaniques) et/ou de conditions de chargement et de frontières non adéquats dans la modélisation par éléments finis.

Pour réaliser une analyse par éléments finis d'un barrage en remblai, les étapes suivantes doivent-être suivies :

- Discrétion du milieu en éléments finis et choix des conditions de chargement et de frontières;
- Sélection du modèle utilisé pour les matériaux de fondation et de remblai (linéaire élastique, non linéaire élastique, etc.)
- Sélection des paramètres géotechniques (mécaniques des matériaux.(Massiéra et al., 2008)



**Fig. 3.6 Exemple de discrétisation d'un barrage en terre à noyau argileux**

Les méthodes déterministes ont eu leur application dans l'interprétation du comportement des barrages les travaux les plus remarquables sont relatifs à (Szostak-Chrzanowski et al., 2005, Szostack-Chrzanowski et al., 2008)

### **III.3.3 Méthodes hybrides**

Les modèles dits hybrides, parfois dénommés modèles déterministes spéciaux combinent les propriétés de base des modèles déterministes et statistiques. Les dérivées de la modélisation des relations fonctionnelles du système de réservoir (comme décrit dans la section sur les modèles déterministes) peuvent être utilisées comme une capacité de prévision. Ils sont complétés par des coefficients d'étalonnage. Un modèle hybride peut donc être décrit comme un modèle déterministe avec un ajustement statistique des paramètres, ou comme un modèle statistique avec des fonctions d'influence, qui ont été dérivées de la modélisation physique du barrage. (CSB, 2003, Yu et al., 2007).



**CHAPITRE IV**  
**LE BARRAGE KOUDIET MDAOUAR**

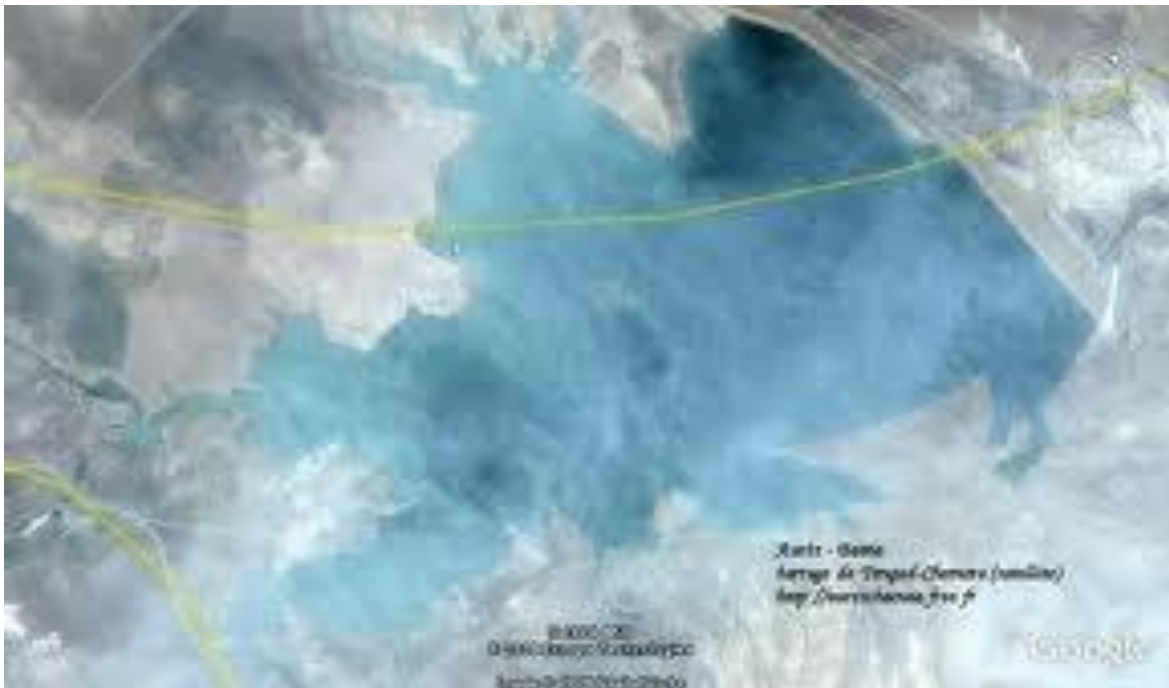
## IV.1 BARRAGE KOUDIET MDAOUAR

Le barrage de **Koudiet Mdouar** construit en 1994 sur oued Reboa. Administrativement, il se trouve à 35 Km à l'est de la ville de Batna, 7 Km au nord-est de la ville de Timgad.

Les objectifs de ce barrage sont les suivants :

- Assurer les nécessités en eau potable et industrielle de la ville de Batna estimés pour l'année 2000 à 38 Mm<sup>3</sup>/an.
- Assurer les nécessités en eau d'irrigation pour la mise en valeur de 15 700 Ha environ de terres agricoles dans les plaines de Batna et de Chemorra.
- Assurer l'aménagement en eau potable et industrielle des localités de Kais, Khenchela, Ouled Rechache, Arris, Tazoult, Ain Touta et Barika.

A l'horizon de l'année 2020; le barrage de Koudiet Medouar fera partie d'un système complexe connu sous le nom de transfert de Beni Haroun.



**Fig 4.1 Barrage Koudiet MDAOUAR (Google Earth,2010)**

### IV.1.1 Caractéristiques principales du barrage Koudiat Madaour

La retenue Koudiat Madaour fait partie du grand projet de transfert des eaux de l'Est Algérien, basé sur la grande de Beni Haroun sur l'Oued Kebir, d'où les eaux seront envoyés vers les grands agglomérations urbaines – Constantine, Batna, Sétif.

Le site du barrage a été choisi sur des critères régionaux morphologiques, hydrologiques et géologiques.

Le site du barrage comprend deux vallées

- vers la rive droite, la vallée principale de l'Oued Reboa, avec une largeur au niveau de la crête du barrage d'environ 1 km, elle permet la construction d'une digue de 48 m de hauteur, nommée le barrage principal.
- Vers la rive gauche on trouve une vallée secondaire, moins profonde mais très large, avec des pentes des versants doux, et qui a été clôturée par une digue de col d'environ 25 m de hauteur et 1 km de longueur à la crête.

**Le barrage principal** est de type digue en terre (alluvions) compactées. Les remblais de la digue sont constitués des matériaux suivants :

- **Noyau central étanche** du barrage constitué d'argile, il est arraché dans la roche de la fondation, ayant à ce niveau une largeur maximale de 42,00 m. L'argile du noyau continue en amont avec un tapis d'étanchéité sur la roche avec une épaisseur de 2,0 m.
- **Le batardeau** à une largeur à la crête de 967,50 m. Il est constitué d'un remblai en alluvions en terre, compacté avec une pente amont de 1/3,5 et une pente aval de 1/3. La longueur en crête est d'environ 500 m.

Les caractéristiques principales du barrage sont :

- Coordonnées Lat 35° 32' Long 6° 31'
- Cote en crête : 997,00 m.
- Longueur de la crête : 2,27 m.
- Largeur à la crête : 10 m.
- Hauteur maximale : 48 m.
- Pentes des talus : Talus aval : 1/3,5.  
Talus amont : 1/3.
- Volume de remblais :  $5,3 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ .
- Profondeur maximale du voile : 45 m.
- Cote de retenue nominale : 992,50 m.
- Volume d'excavations :  $2,8 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ .
- Volume de la retenue (à NNR) :  $69 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ .
- Superficie de la retenue (à 992,50) :  $6,7 \text{ km}^2$ .

**La digue de col** est constituée d'un remblai en alluvions compactées, la crête de la digue présente une longueur d'environ 1,0 m. Les remblais de la digue sont constitués des matériaux suivants :

- Noyau central étanche constituée d'argile, le noyau est arasé à la cote 996,0 m où sa largeur est de 4,0 m. Le noyau est ancré dans la roche de fondation ayant à ce niveau une largeur de 25 m.

## **IV.2 APERÇU GEOLOGIQUE**

Le site du barrage et sa cuvette se situent dans des terrains marins datés du Miocène inférieur, avec formation gypsifère terminale du Miocène supérieur (d'après Laffitte).

La lithologie montre une succession de niveaux :

- Formation a : Argilites marneuses et gréseuses.
- Formation b : Grès fins à ciments calcaires.
- Formation b' : Grès fins à ciments argilitiques.
- Formation c : Argilites gypseuses.
- Formation c' : Argilites gypseuses comprenant des bancs décimétriques et métriques de gypse gréseux d'origine sédimentaire.

## **IV.3 TECTONIQUE :**

Le site du barrage de Koudiat Mdaour et sa cuvette se trouvent sur une série de terrains inclinés vers Nord-Ouest. Ces niveaux se situent entre un anticlinal au cœur de Crétacé supérieur au Sud-Est et un bassin synclinal Miocène supérieur au Nord-Ouest.

## **IV.3 CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DU BARRAGE DE KOUDIET MDAOUAR**

La nature géotechnique des fondations de la digue, ainsi que leurs propriétés géotechniques sont présentés par type de formation et de recouvrement de la rive droite à la rive gauche.

### **IV.3.1 Les grès de la rive droite**

Ces grès à ciment calcaire ont une tenue mécanique en petit qui est très supérieure à celle requise pour le barrage. Les valeurs extrêmes de la résistance à la compression simple varient entre 348 kg/cm<sup>2</sup> et 1619 kg/cm<sup>2</sup>. La dispersion des résultats provient de l'hétérogénéité vis à vis de la fissuration des divers échantillons et ne semble pas liée aux variations de teneur en

carbonate.

Pour ce qui est de sa tenue au grand, on observe que la dalle de grès est très fracturée avec une maille assez régulière de 0.5m à 3m les poids spécifiques de ces grès varient entre 2.6 g/cm<sup>3</sup> et 2.75g/cm<sup>3</sup>, les densités sèches varient entre 2.42g/cm<sup>3</sup> et 2.48g/cm<sup>3</sup> respectivement. Les teneurs en carbonate varient entre 4.47% et 11.51%.

L'altération des ces grès atteint l'ensemble des 2 m supérieurs.

Les grès sont poreux (porosité de 0.1 à 0.14) de plus l'eau peut s'infiltrer facilement par les joints, jusqu'aux argilites gréseuses qui sont moins perméables. Tenant compte de ces caractéristiques, une décision a été prise d'excaver ces grès sous l'emprise du noyau pour atteindre les argilites imperméables et de les conserver sous les recharges latérales, où ils feront l'office de drain.

Sous ces grès viennent des argiles gréseuses, avec des teneurs en calcite de 10% à 13% et de bonnes résistances à la compression simple de 300 kg/cm<sup>2</sup> à 600 kg/cm<sup>2</sup> suivant les bancs.

#### **IV.3.2 Les alluvions de l'Oued Reboa- Partie centrale**

Ces alluvions comprennent une terrasse de limons et limons sableux de 6m à 8m d'épaisseur, suivi en enrochement de 4.5 à 5m de graves limoneuses. Ces limons sont très peu denses et possèdent une perméabilité in situ élevée.

Ce matériau présente de nombreuses traces indiquant sa forte perméabilité et une répartition granulométrique favorable aux phénomènes de renard. Ces limons, par leur faible qualité mécanique et leur forte perméabilité, doivent être éliminés sous l'emprise du barrage.

Les graves, graves argileuses et sables sous-jacents, présentent des perméabilités variables mais importantes. De plus, les faibles qualités mécaniques de ces matériaux non cohérents imposent également leur élimination sous l'emprise du barrage.

#### **IV.3.3 Le substratum sous alluvial – Partie centrale**

Sous les alluvions de la zone centrale du barrage, le substratum se développe au dessous de la cote 952 m. Ce substratum est représenté par des argilites gréseuses avec quelques intercalations.

La frange d'altération du substratum est très faible de l'ordre de 2m, avec localement des fractures avec zones broyées ou oxydées assez profondes, qui devront nécessiter un traitement par injection.

Les résistances à la compression simple sont comprises entre  $300 \text{ kg/cm}^2$  et  $600 \text{ kg/cm}^2$  et la porosité en petit voisine de 0.08 (peu poreux). Les teneurs en carbonates mesurées dans ce type de roche varient de 10% à 13%.

#### **IV.3.4 Le substratum de la rive gauche**

De la rupture de pente qui fait suite aux alluvions de l'Oued vers la rive gauche, le substratum d'argilites se trouve sub-affleurant sous 0.5 m à 3 m de ces mêmes formations décomprimées et fragmentées.

#### **IV.3.5 Site de la digue latéral**

Les diverses formations qui apparaissent sont :

- La frange d'altération des argiles gypseuses
- Les argilites gypseuses avec ses différents niveaux de météorisation, liés à la décompression, aux circulations d'eau et aux divers faciès de ces argilites.

#### **IV.3.6 Dispositifs de mesures installés dans le barrage**

##### **IV.3.6.1 Système de mesure de pression interstitielle**

On a installé des cellules fonctionnant sur le principe de la corde vibrante pour mesurer la pression interstitielle au niveau de la fondation dans le noyau en argile et dans le drain aval ainsi que dans des forage de 5 à 10m de longueur en aval du voile d'étanchéité dans les profils 19GB, CB, 6DB de ta digue principale.

##### **IV.3.6.2 Système de mesure automatique des débits infiltrés**

Les 02 déversoirs de capture des débits d'infiltration sont placés à l'aval de la digue principale et de la digue de col (profils CD et CB).

##### **IV.3.6.3 Système de mesure des déplacements relatifs aux joints de la structure en béton**

Les éléments du système de paires de jauges triaxiales d'ouverture des joints ayant la possibilité de mesurer les déplacements selon 03 directions orthogonales sont placés aux joints permanents entre les tronçons de la galerie d'inspection.

#### IV.3.6.4 Système de mesure des déplacements par moyens topographiques

Les composants sont :

- Repères de tassement placés aux joints permanents de la galerie d'inspection, du déversoir des crues, du bassin d'amortissement et de la tour de prise.
- Repères de tassement et de micro triangulation placés au couronnement et au talus aval à la cote 981.50 sur la digue principale entre les profils 13GB et 4DB Le système de mesure des déplacements par des moyens topographiques est composé par :
- Repères de tassement placés aux joints permanents de la galerie d'inspection, du déversoir des crues, du bassin d'amortissement et de la tour de prise.
- Repères de tassement et de micro triangulation placés au couronnement (nombre 48) et au talus aval à la cote 981.50 sur la digue principale entre les profils 13GB et 4DB (nombre 07).

Des tubes inclinométriques en Aluminium sont installés dans l'axe du noyau en argile en 05 profils; (16GB, 19GB, CB, 6DB, 4DB) pour la digue principale et en 02 profils (10G, CD) avec des tubes en PVC pour la digue de col afin de mesurer les déplacements horizontaux et les tassements des remblais.

Profil 4 DB = 26.35 m avec,                    09 anneaux magnétiques ;

Profil 6 DB = 41.42 m avec,                    10 anneaux magnétiques ;

Profil CB = 44.59 m avec,                    15 anneaux magnétiques ;

Profil 19 GB = 40.50 m avec,                    14 anneaux magnétiques ;

Profil 16 GB = 28.49 m avec,                    08 anneaux magnétiques ;

Les tubes sont prolongés de 12m en fondation, en forage 150mm et sont muni d'anneaux magnétiques fixés tous les trois (03) mètres par une bande adhésive afin de mesurer les tassements et les gonflements.

En forage, les tubes sont cimentés avec un coulis de ciment/bentonite ainsi après le durcissement ils présentent des caractéristiques physico-mécaniques similaires à celles du terrain où l'on a exécuté le forage.

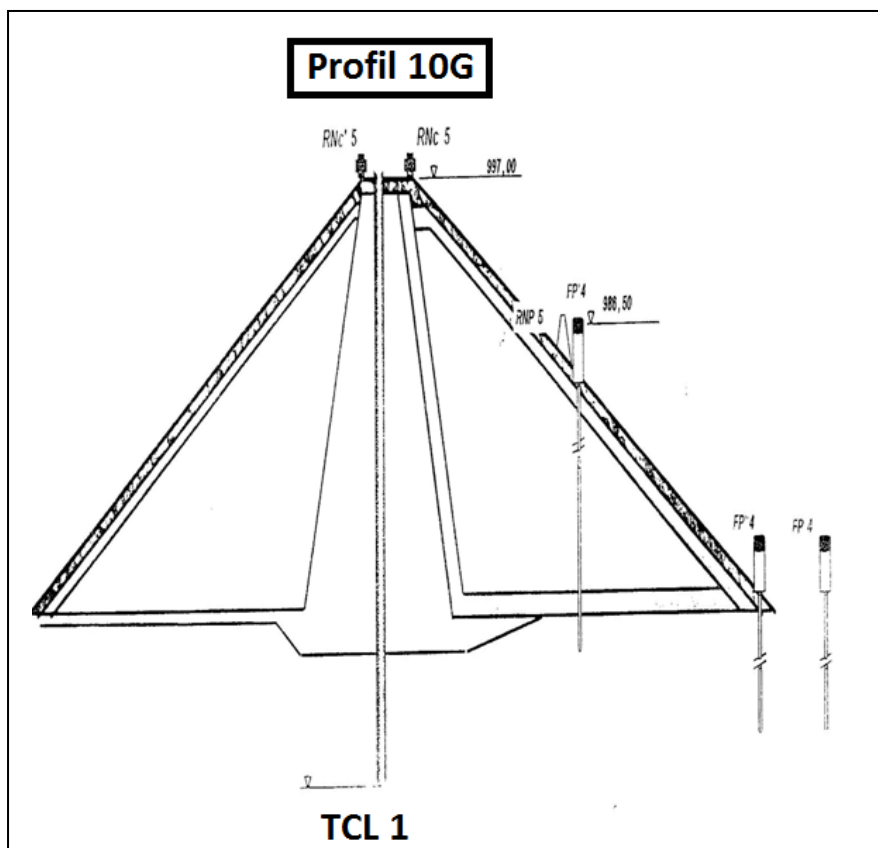


Fig.4.2 Forages pour mesure des pression sur profil 10G

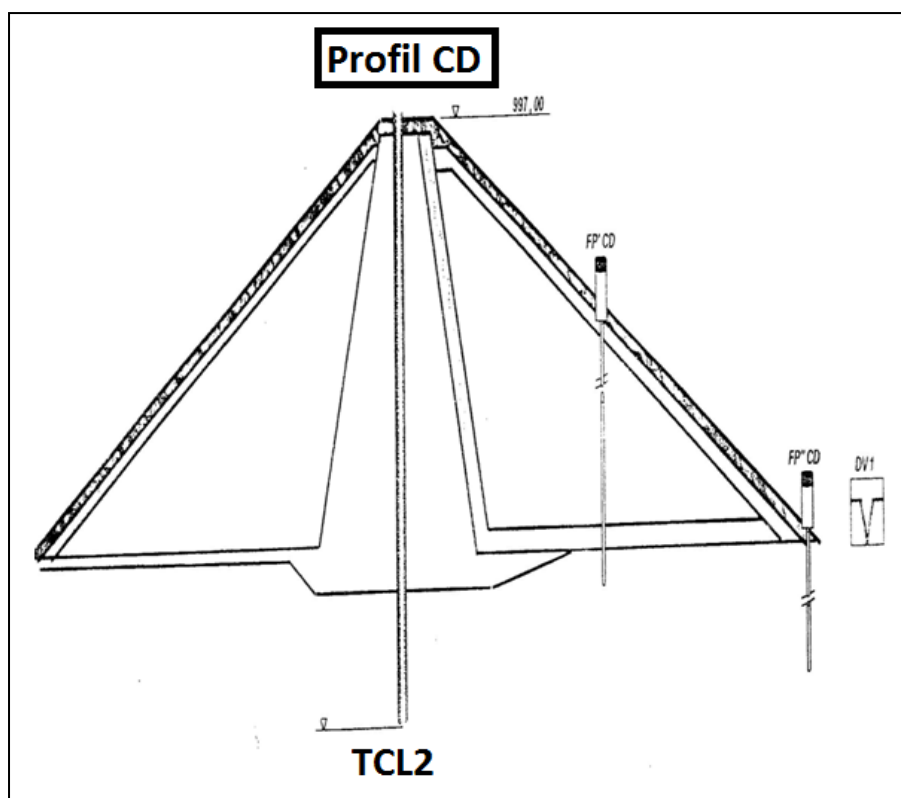


Fig. 4.3 Forages de pression sur profil CD



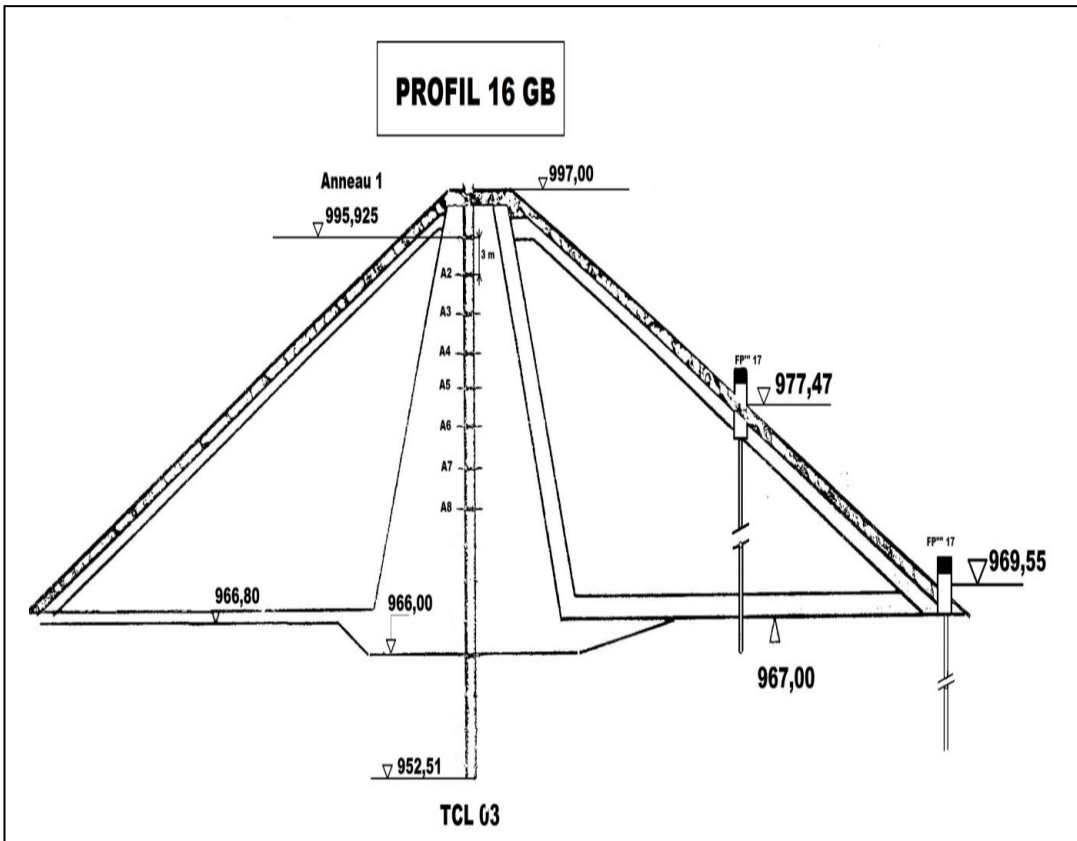


Fig.4.4 Inclinomètre TCL03 installé sur le profil 16GB

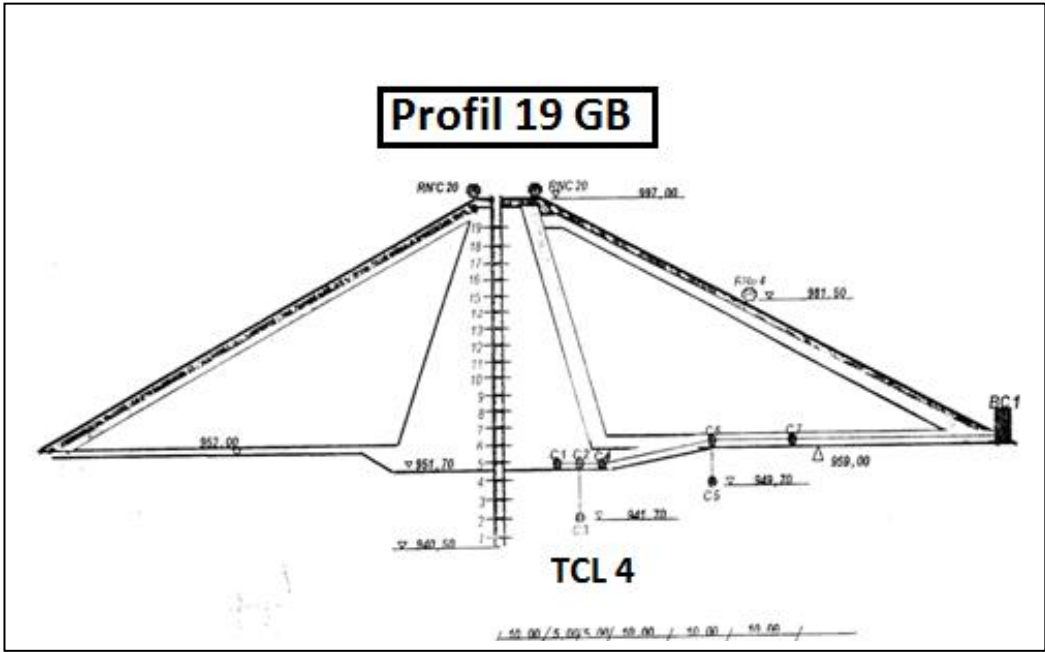


Fig. 4.5 Inclinomètre TCL04 sur le profil 19GB

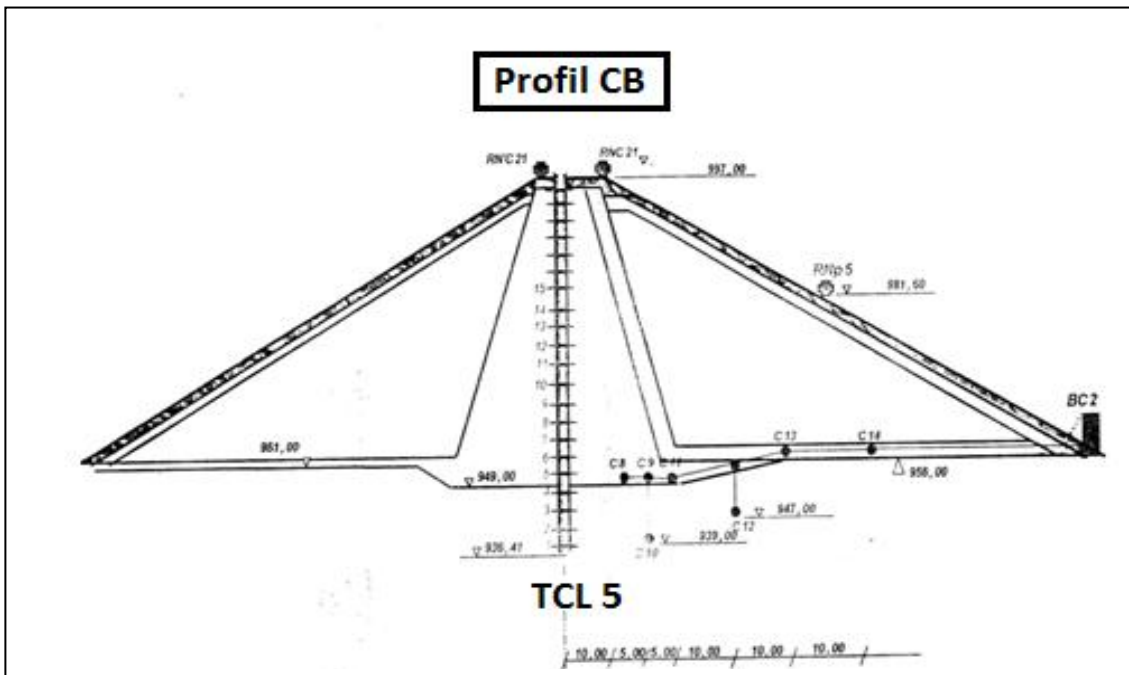


Fig 4.6 Inclinomètre TCL05 sur le profil CB

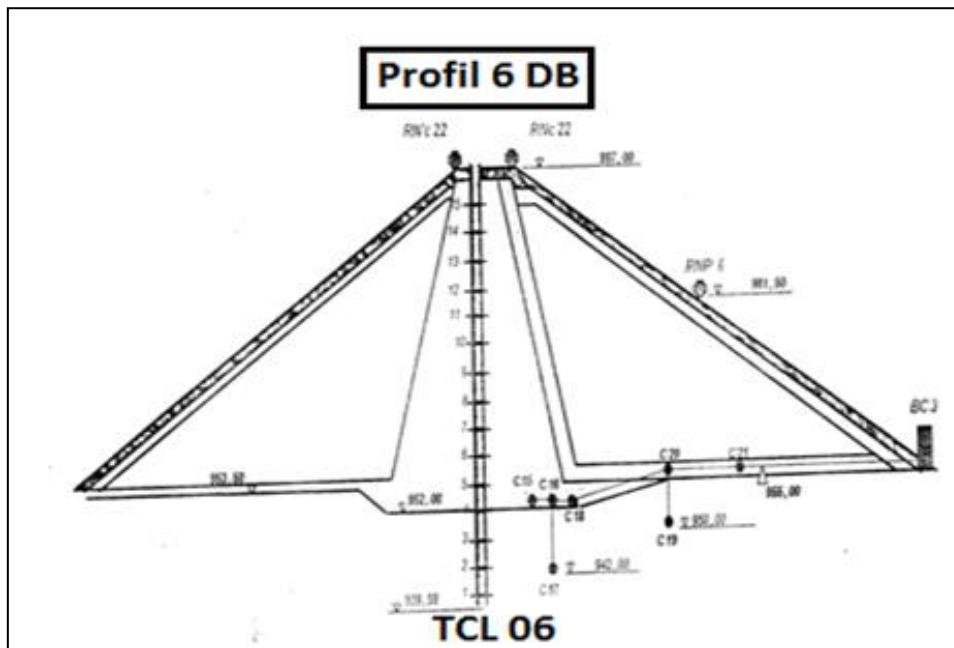


Fig 4.7 Inclinomètre TCL06 sur le profil 6DB

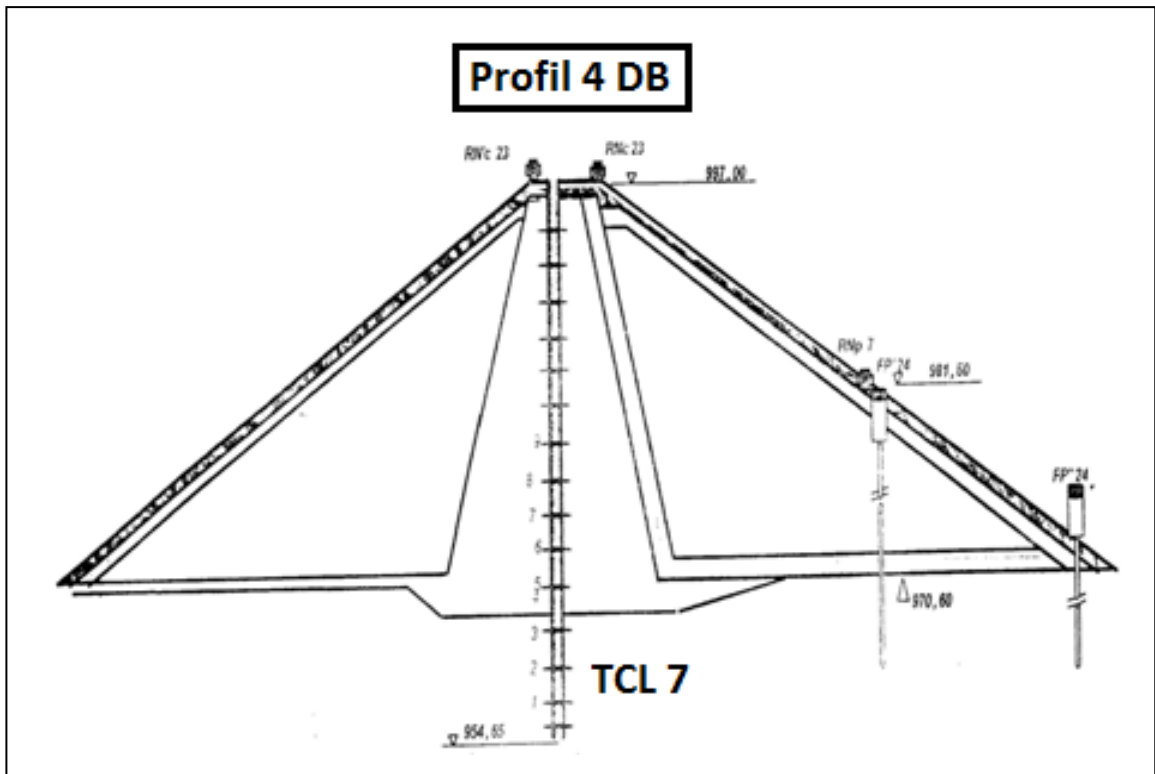


Fig. 4.8 Inclinomètre TCL07 sur profil 4DB

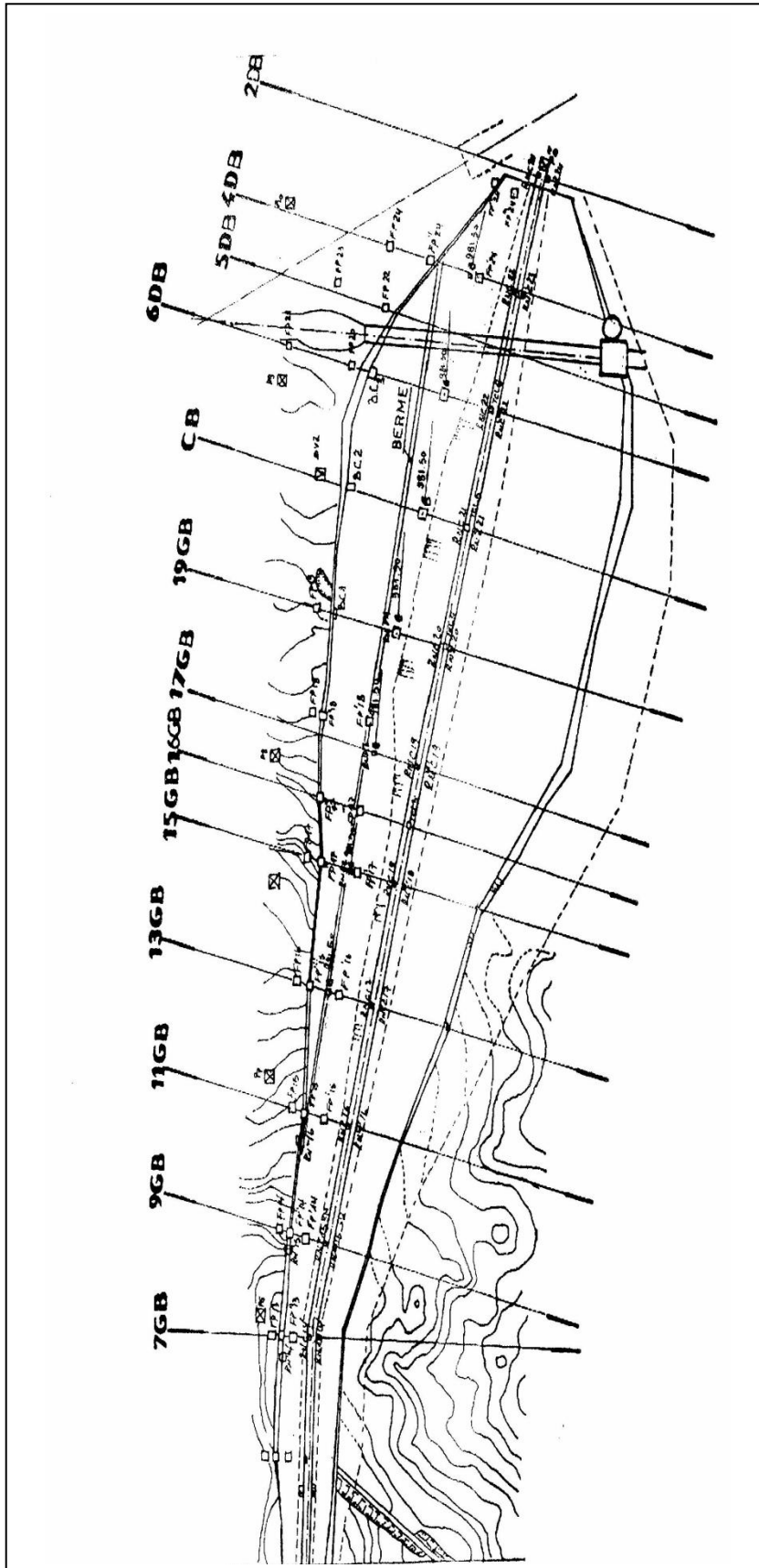


Fig. 4. 9 Vue en plan de la digue principale et profils correspondants

**CHAPITRE V**  
**ANALYSE DU TASSEMENT DU NOYAU PAR L'APPROCHE**  
**STATISTIQUE**

## V.1 INTRODUCTION

Dans cette partie de l'étude, nous allons nous intéresser aux déformations verticales du noyau de la digue durant trois années d'exploitation du réservoir, en se basant sur les mesures enregistrées avec les inclinomètres installés le long de la crête du barrage (Fig. 4.9 )

Ces mesures représentent le tassement (gonflement) du noyau, (conséquence) d'une ou plusieurs charges directes auxquelles la digue est soumise, (causes) (OFEG, 2002).

Durant l'exploitation du réservoir, la cause essentielle qui peut engendrer des variations des sollicitations auxquelles est soumis le remblai est le niveau d'eau dans le réservoir (Massiéra et al., 2008). A partir de ces mesures nous allons identifier la relation liant la déformation verticale à la variation du niveau d'eau dans le réservoir.

## V.2 ANALYSE DES DEFORMATIONS A LONG TERME DU RESERVOIR

Les déplacements enregistrés couvrent la période de 28 mois du 13/09/2008 au 12/12/2010 durant l'opération du réservoir. L'évolution des déplacements est observée au niveau de l'inclinomètres TCL03, TCL04, TCL05, TCL06, TCL07 placés dans le noyau de la digue (Figures 4.4-4.8).

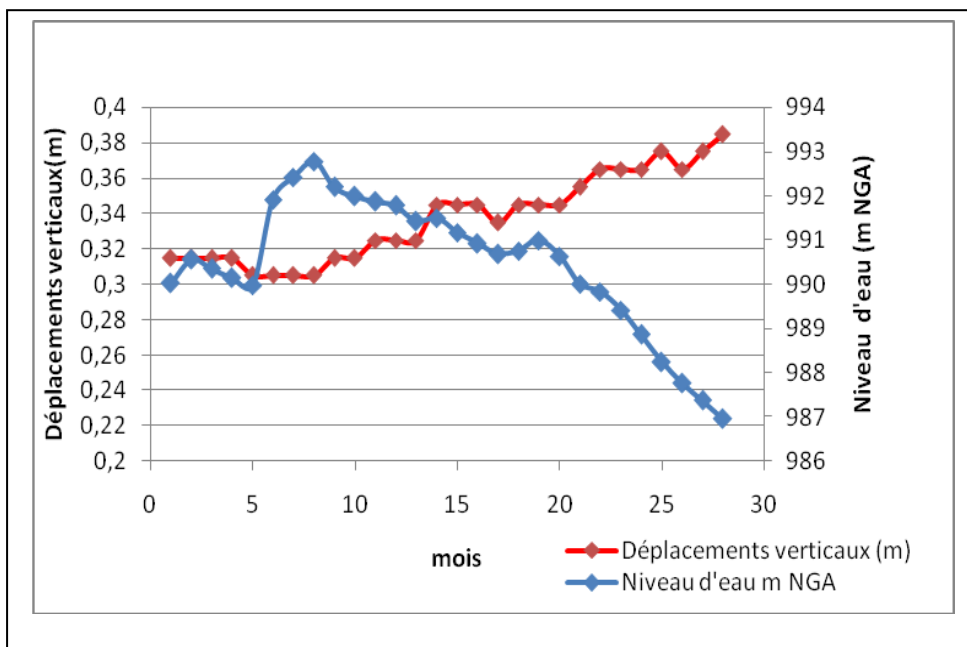


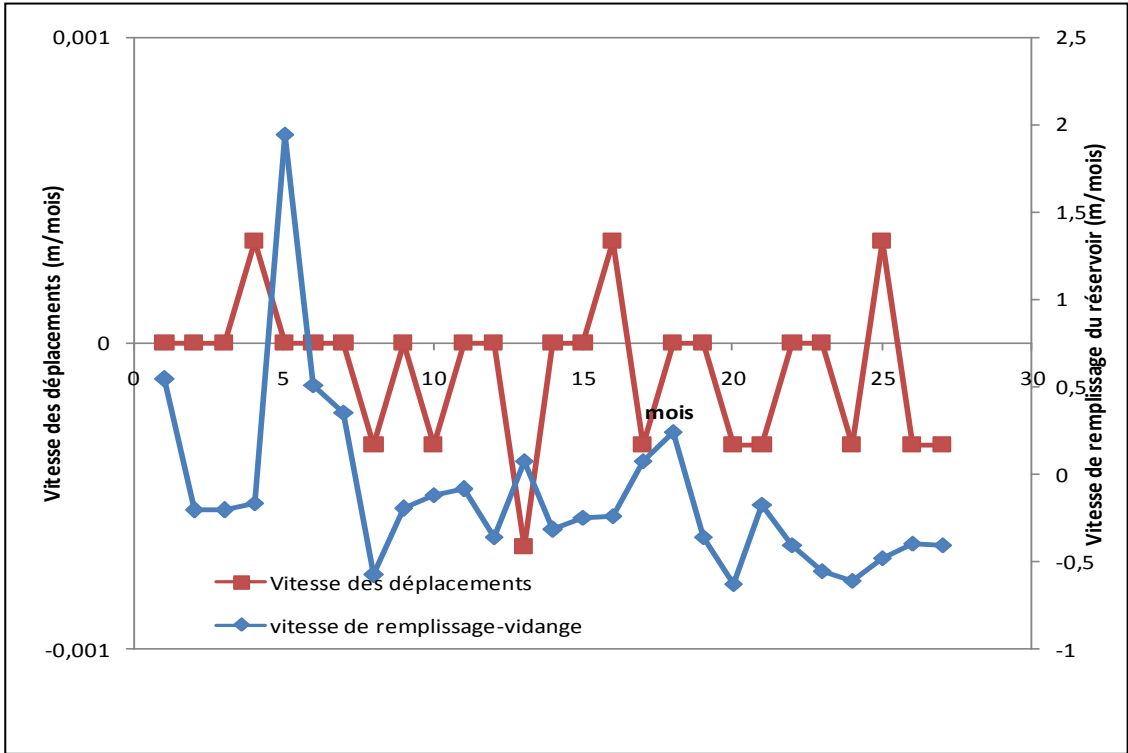
Fig. 5.1 Variations des tassements (TCL03) et des niveaux d'eau dans le réservoir

Pendant les deux années de mesures le niveau a connu une diminution du 1er mois jusqu'au cinquième et ensuite une augmentation jusqu'au huitième mois d'observation et enfin une diminution continue jusqu'au vingt-huitième mois cela est expliqué par l'utilisation des eaux du barrage sans pour cela être alimenté par des apports liquides significants.

En parallèle, les déplacements verticaux après une légère diminution entre le 3ème et huitième mois ont une tendance à augmenter jusqu'à la fin du vingt-huitième mois.

D'après la figure 5.2 nous pouvons constater qu'un abaissement continu du plan d'eau engendre une augmentation continue du tassement.

Dascal (1987) a indiqué que pour une digue à noyau vertical ou incliné, les tassements restent inférieurs à 0.34% de la hauteur de la digue. Sur le profil 16GB (figure 5.1), la hauteur de la digue correspond à 31 m, dans cette section les tassements ont atteint 0.715m ce qui correspond à 0.23% de la hauteur. Durant l'année 2010 les tassements ont augmentés de 0.05 m ce qui correspond à 0.16% de la hauteur du barrage cette valeur indique que le tassement du noyau n'a pas encore atteint son état de stabilisation (Massiéra et al., 2008).



**Fig. 5.2 Variation de la vitesse des déplacements verticaux**

La figure 5.2 indiquant la vitesse des déplacements verticaux évaluée en m/mois confirme aussi que le barrage n'a pas atteint un état stationnaire.

Cette figure indique aussi la variation de la vitesse du remplissage ou la vidange du réservoir cette variation ne traduit pas directement une variation dans la vitesse du tassement de la digue.

### V.2.1 Relation déplacement vertical-niveau du plan d'eau

Plusieurs études ont tenté de faire ressortir la relation directe liant la variation du plan d'eau à celle des déformations au sein de la digue (Massiéra et al., 2008, Tian et al., 2010) en utilisant les méthodes statistiques

La figure 5.3 traduit une relation liant la variation du tassement vertical en fonction de celle du plan d'eau ajustée à une fonction polynomiale du quatrième degré (Bonelli et al., 2004) avec un coefficient de détermination  $R^2 = 0.62$  la faible valeur du coefficient  $R^2$  indique qu'il existe d'autres paramètres (causes) dont il faut en tenir compte

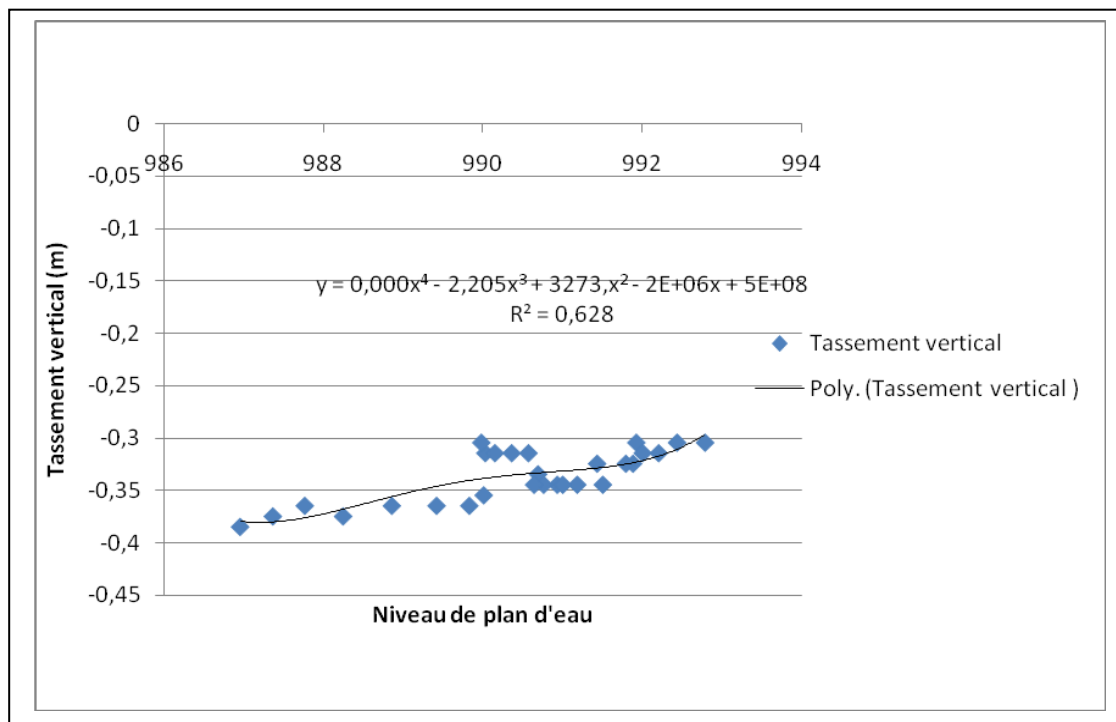


Fig 5.3 variation du tassement vertical TCL03 en fonction de la variation du plan d'eau

### V.2.2 Relation déplacement-hauteur du barrage

La prédiction des valeurs et de la localisation de déplacements maximaux dans les barrages en remblai est essentielle pour la conception appropriée du système d'instrumentation pour la surveillance du comportement réel. Les réponses aux conditions de chargement sont différentes pour chaque type de barrage et la conception du système d'instrumentation ne peut pas être standardisée. Les barrages en remblai placés dans les zones sismiquement actives



sont construits avec des matériaux plus déformables qui doivent éventuellement s'adapter aux conditions de chargements variables causées par l'activité tectonique. Les barrages construits sur un substratum rocheux, dans des zones sismiquement plus stables, peuvent être des structures plus raides. Dans le cas du barrage de Koudiet Mdaouar, l'analyse des résultats montre pour le profil 16 GB une déformation verticale maximale au niveau de l'anneau 3 à une cote de 989.925 m NGA

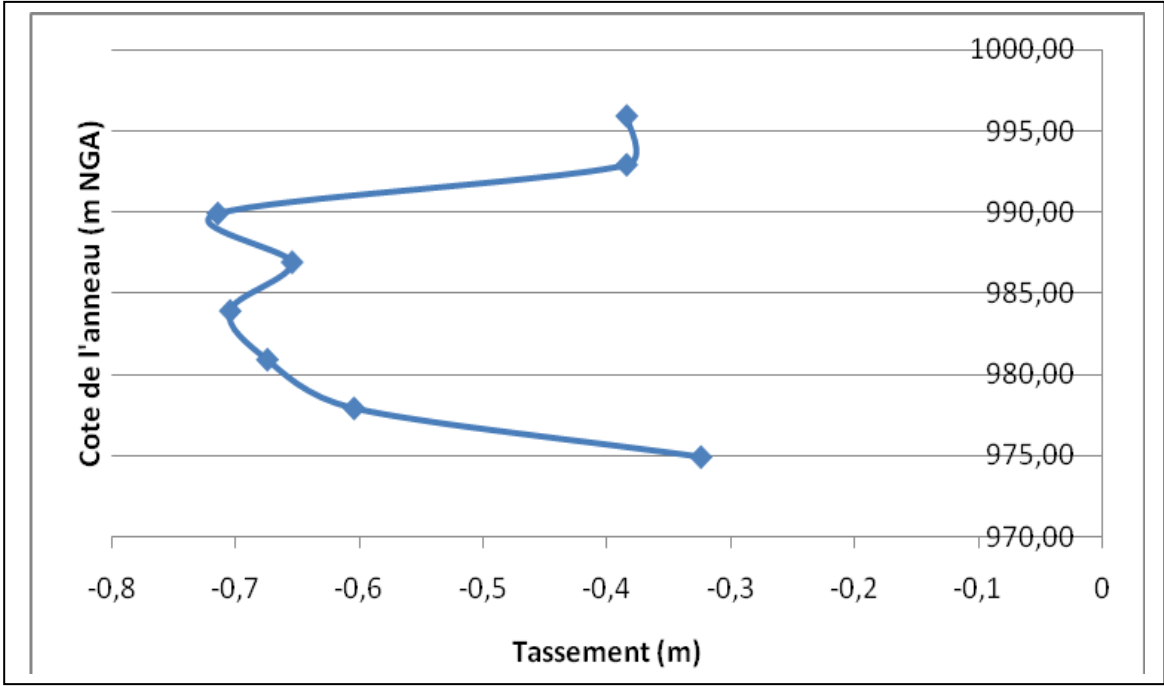


Fig 5.4 Tassement observé au niveau de TCL03 profil 16GB

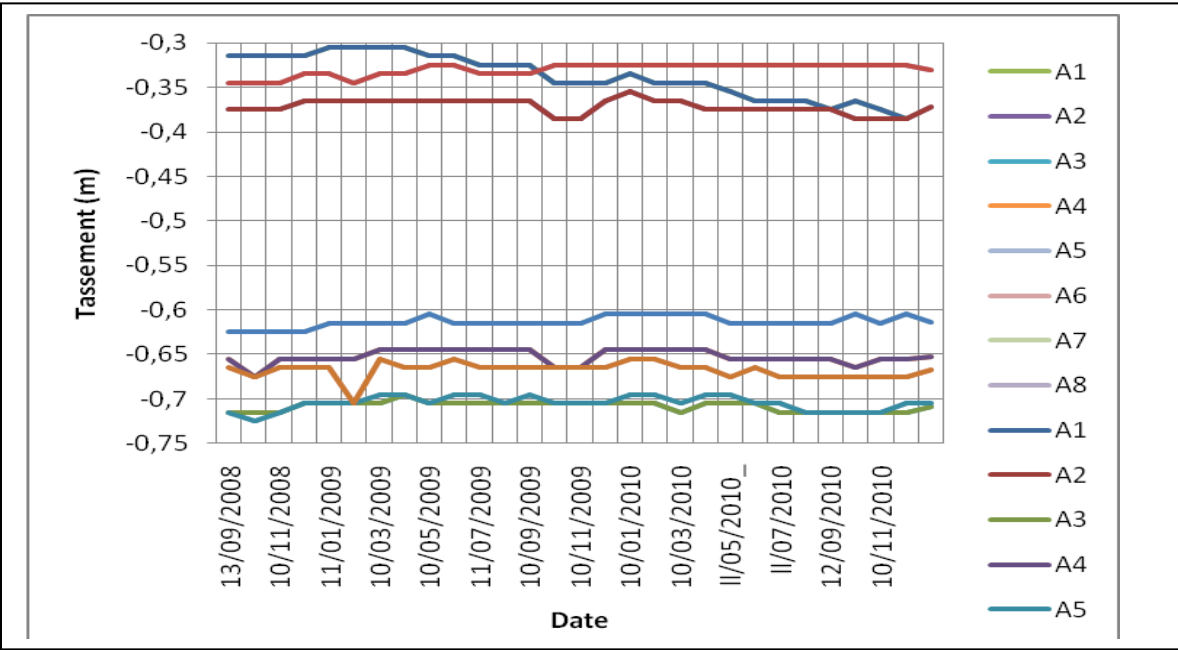
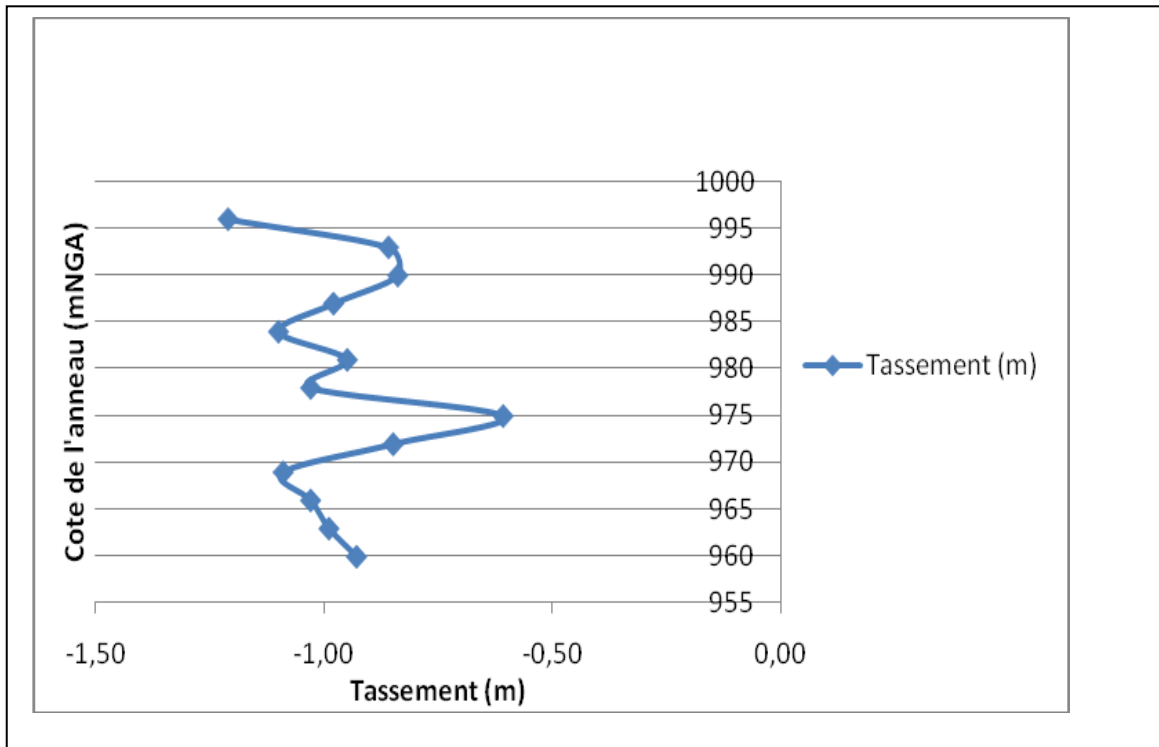
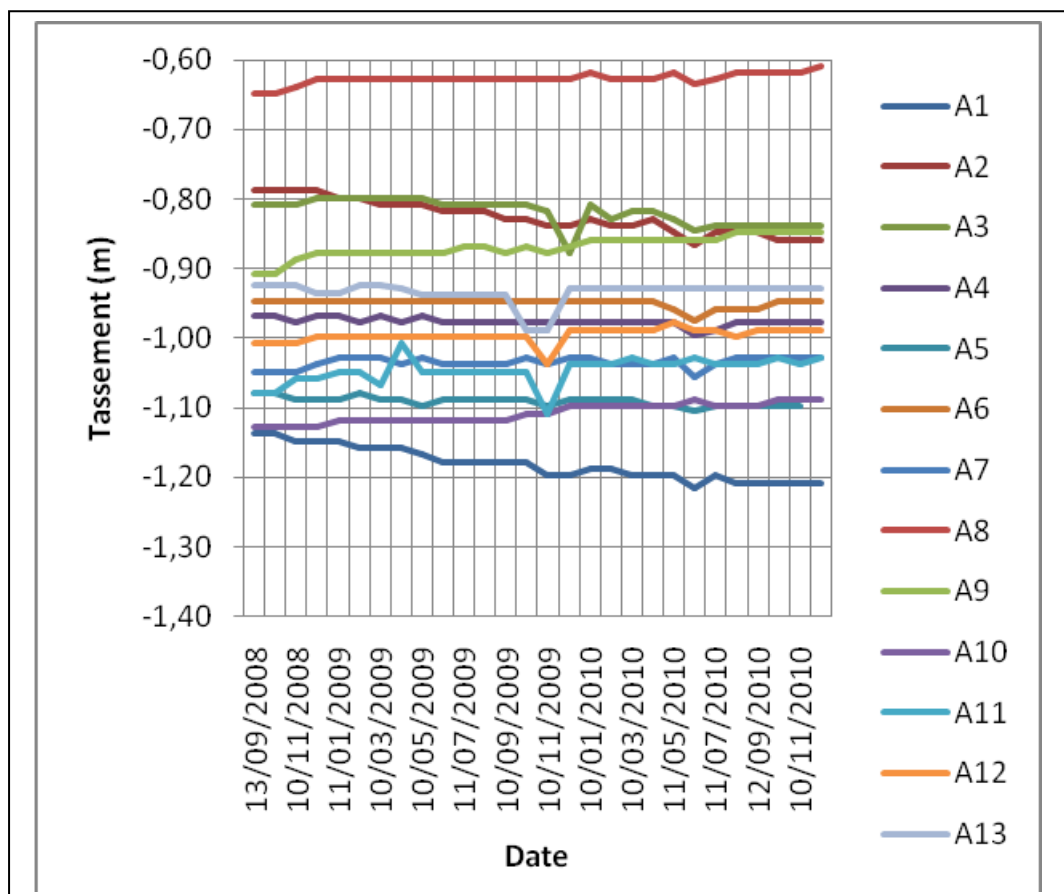


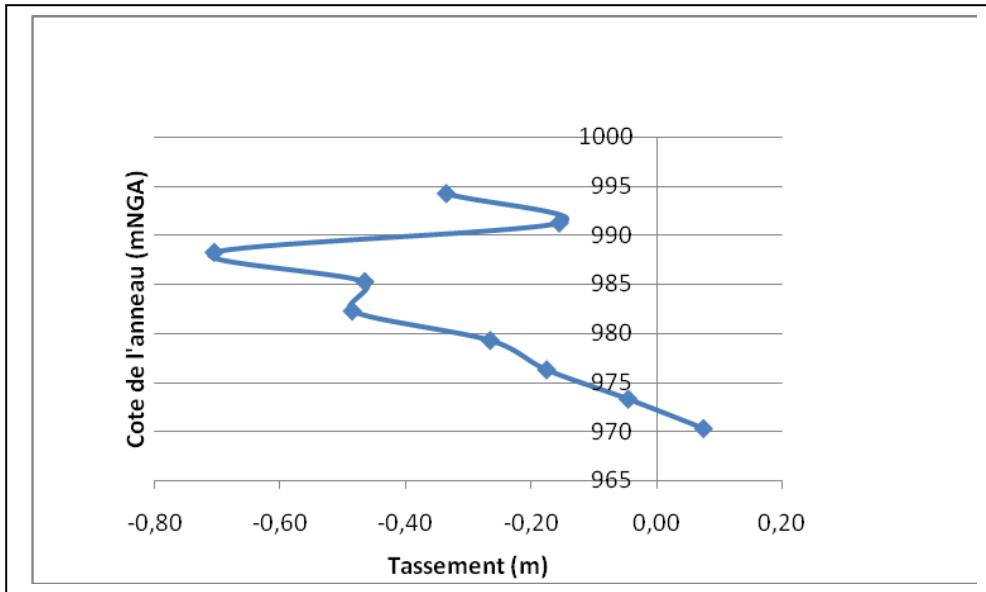
Fig 5.5 Tassements observés durant la période 2008-2010 au niveau de TCL03



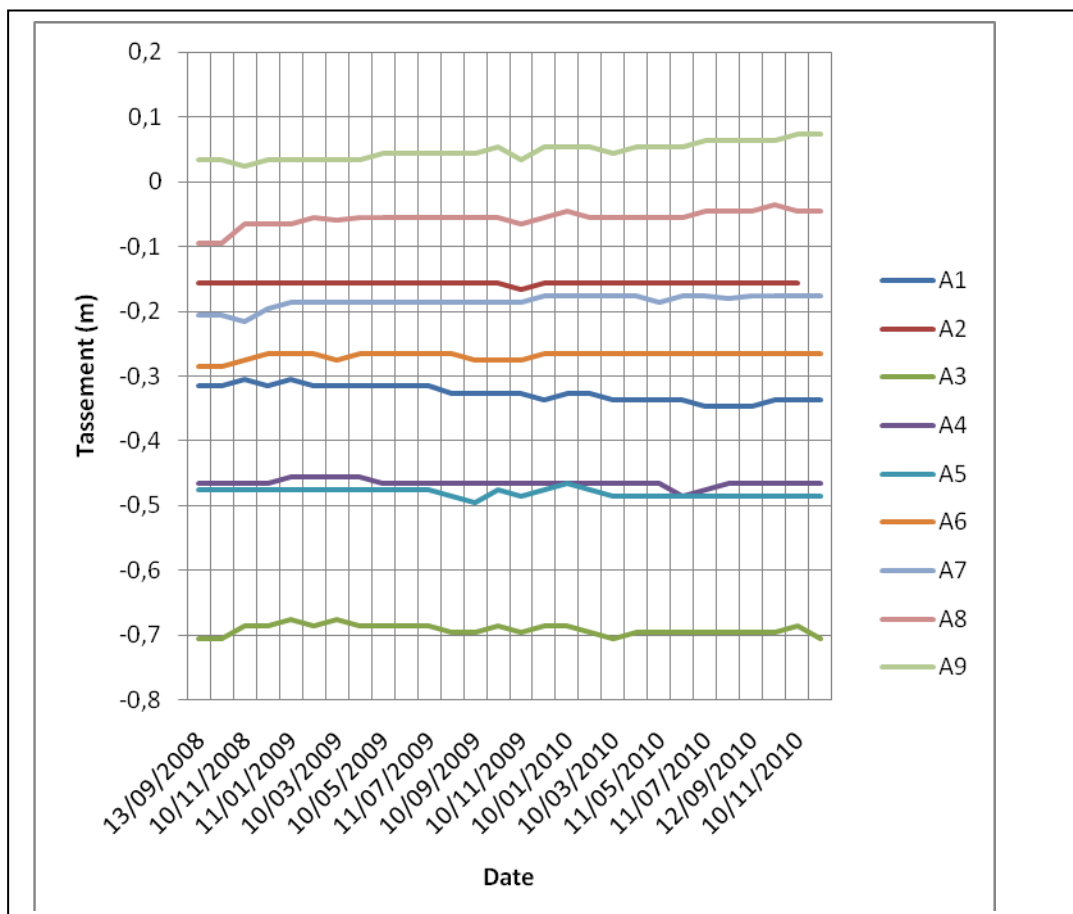
**Fig 5.6 Tassement observé au niveau de TCL04 profil 19GB**



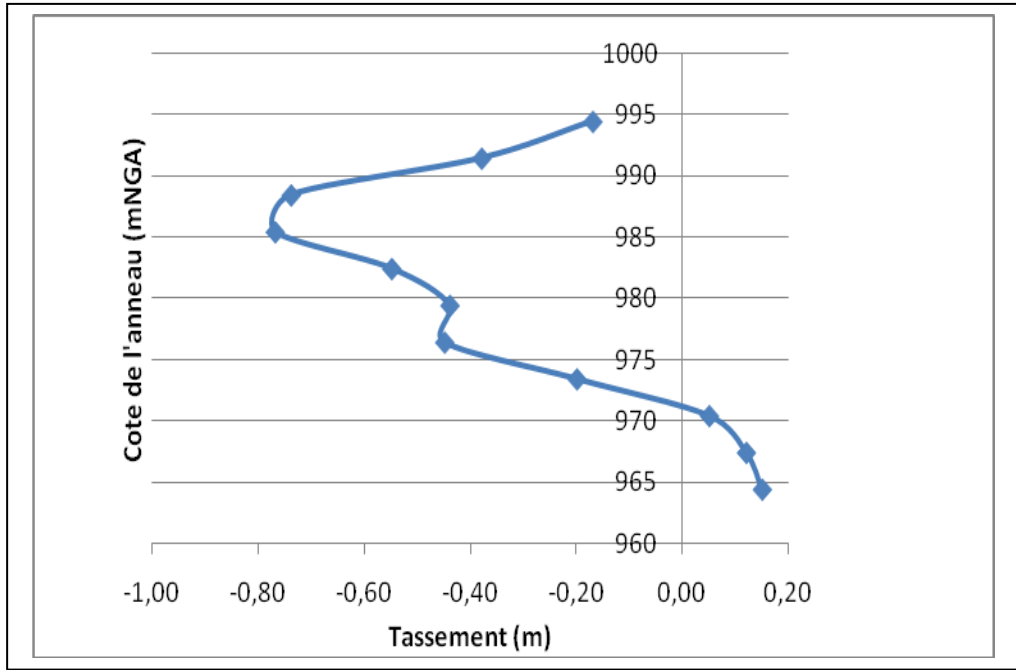
**Fig 5.7 Tassements observés durant la période 2008-2010 au niveau de TCL04**



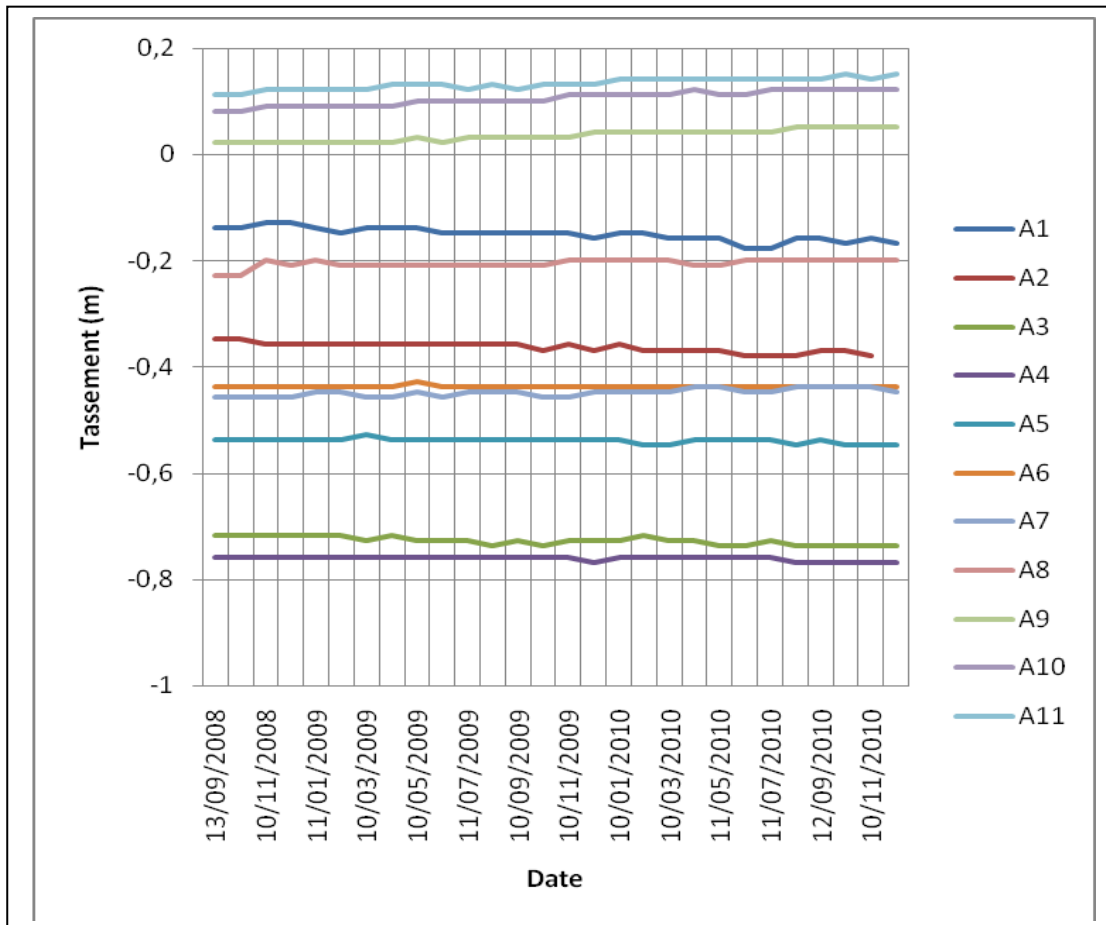
**Fig 5.8 Tassement observé au niveau de TCL05 profil CB**



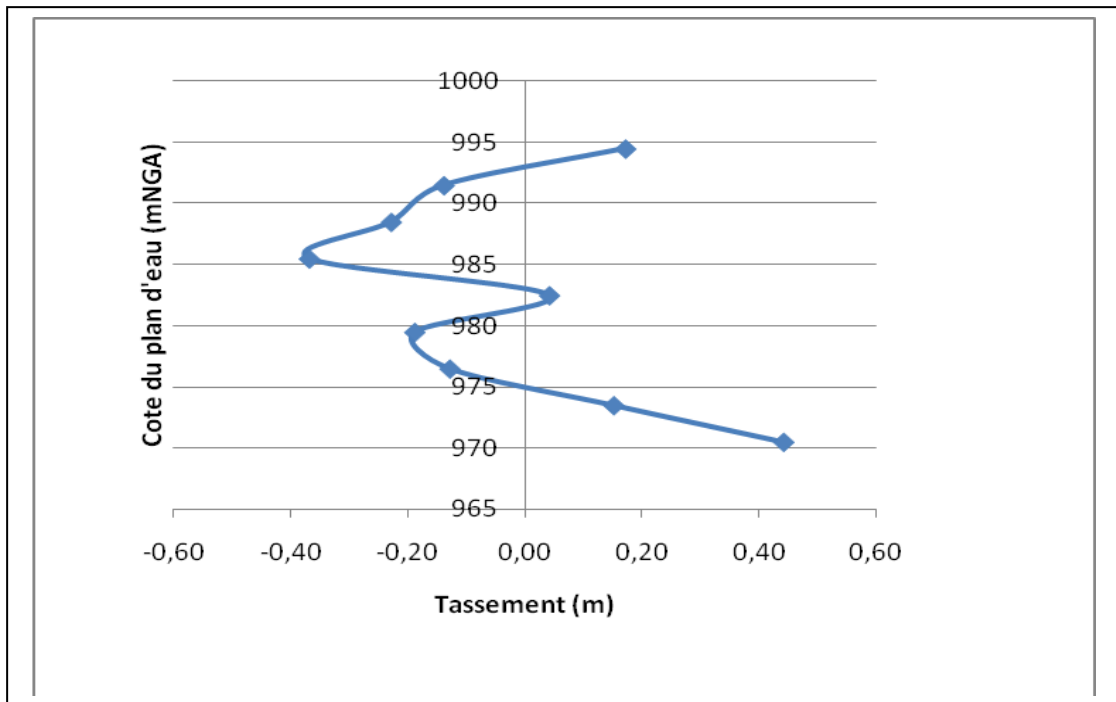
**Fig 5.9 Tassements observés durant la période 2008-2010 au niveau de TCL05**



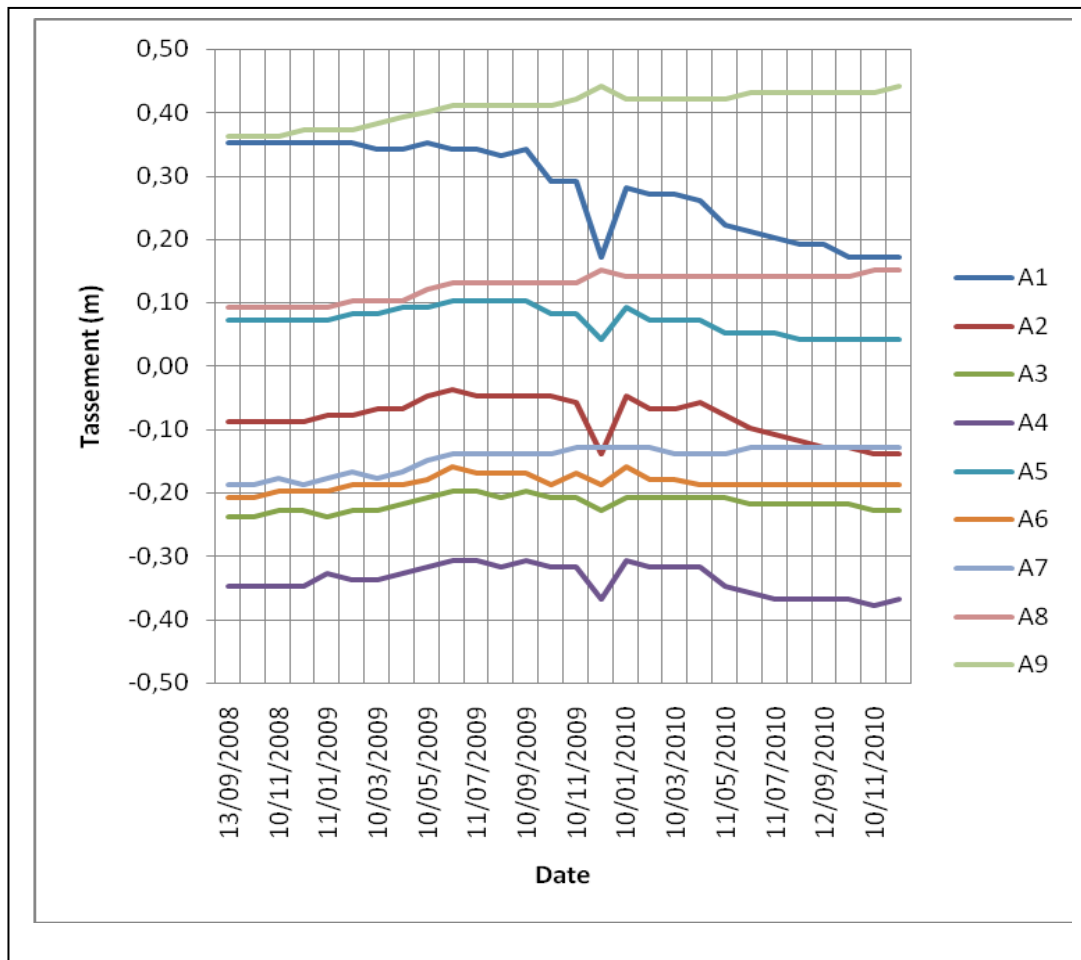
**Fig 5.10 Tassement observé au niveau de TCL06 profil 6DB**



**Fig 5. 11 Tassements observés durant la période 2008-2010 au niveau de TCL06**



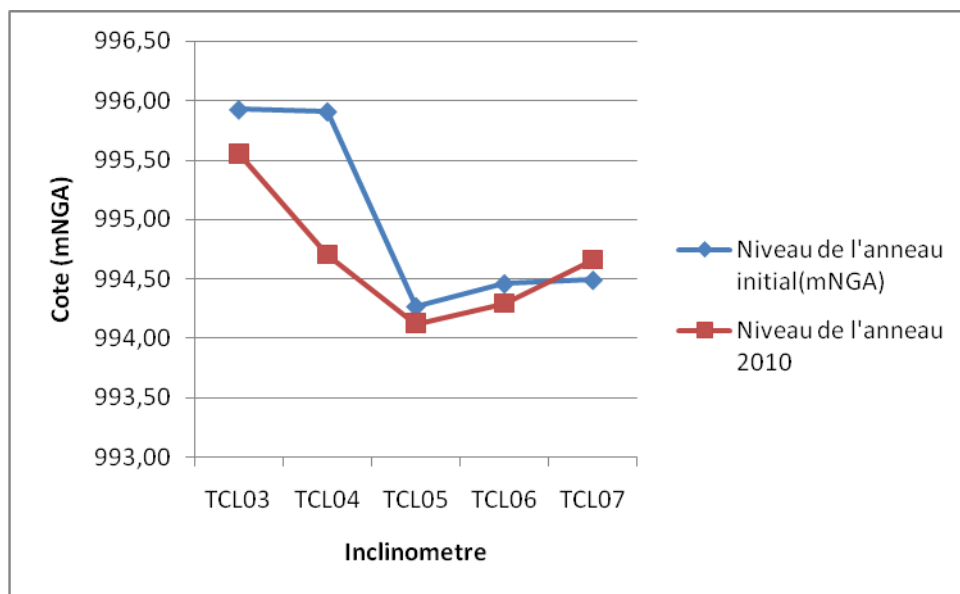
**Fig 5.12 Tassement observé au niveau de TCL07 profil 4DB**



**Fig 5. 13 Tassements observés durant la période 2008-2010 au niveau de TCL06**

**CHAPITRE VI**  
**CONCLUSION GENERALE**

On adopte une approche statistique à l'analyse des déplacements verticaux dans le noyau du barrage de Koudiet Mdaouar, il est à conclure que la relation variation du plan d'eau – tassement n'est pas bien définie ceci est probablement dû à la période relativement courte des observations et aussi à d'autres termes non inclus dans l'étude et qui peuvent fortement influencer le comportement du barrage. La figure 6.1 résume l'évolution de la crête du barrage le long des années d'exploitation du réservoir. C'est au niveau de l'inclinomètre TCL04 où on observe un tassement relativement élevé, la hauteur du barrage à ce niveau est 45m (2.7%) peut être dû à la première mise en eau du réservoir cependant nous ne pouvons pas confirmer cela (manque de données). Aussi au niveau de TCL07 on observe un gonflement du noyau.



**Fig. 6.1 Tassement des anneaux A1 de chaque inclinomètre durant les années d'exploitation du réservoir**

Les mesures des tassements d'un barrage en terre peuvent être interprétées statistiquement ceci de déceler en temps réel toute anomalie dans l'ouvrage et y remédier aussitôt. Il est à noter que cette recherche doit être suivie par une analyse déterministe afin de comparer les résultats et faire ressortir les paramètres influençant grandement le comportement du barrage à long terme

## **Conclusion générale**

Ce mémoire a abordé le problème des déformations verticales ou tassement dans un barrage en terre à noyau. Le but principal était d'interpréter les mesures directes effectuées pendant les années d'opération du réservoir et adopter une analyse posteriori de ces déformations, en se basant sur une dérivée de la méthode HST ou régression linéaire multiple.

La variation du plan d'eau dans le réservoir durant l'exploitation ainsi que la vitesse de remplissage (vidange) ont montré que les déformations dans le barrage de Koudiet Mdaouar n'ont pas encore atteint une stabilisation. Elles n'ont pas atteint le stade de consolidation secondaire.

L'interprétation de ce résultat ne peut être achevée, ceci, à cause du manque des données concernant les déformations durant la construction, fin de construction et surtout en période de la première mise en eau.

Le tassement le plus marquant dans le barrage reste celui au niveau de TCL04 sur le profil 19 GB. A cette section, le barrage est à sa hauteur maximale, malheureusement, on n'a pas pu suivre la trace de cette déformation, qui s'est produite bien avant les années d'observations acquises.

## **Perspectives**

Cette étude ouvre des perspectives à l'horizon, notamment sur :

- l'utilité de la méthode HST et ses dérivées en prenant en compte tous les paramètres causes qui peuvent influencer les tassements comme la pluviométrie, les manœuvres, sur les vannes, l'effet retard etc...Ceci dans le cas où les données sont disponibles.
- l'utilisation de l'intelligence artificielle pour interpréter et résoudre ce type de problèmes.
- L'application des méthodes statistiques pour l'interprétation des pressions interstitielles, des déformations latérales, des infiltrations etc...



## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- ALONSO, E. E., OLIVELLA, S. & PINYL, N. M. 2005. A review of Beliche Dam. *Géotechnique*, 55, 267–285.
- BONELLI, S. & RADZICKI, K. 2007a. THE IMPULSE RESPONSE FUNCTION ANALYSIS OF PORE PRESSURES MONITORING DATA. *5th International Conference on Dam Engineering*. LISBON, PORTUGAL.
- BONELLI, S., RADZICKI, K., SZCZESNY, J., TOURMENT, R. & FÉLIX, H. 2005. *L'auscultation des barrages en terre : une nécessité*, Antony, FRANCE, CEMAGREF.
- BONELLI, S., TOURMENT, R. & FELIX, H. 2004. Analysis of earthdam monitoring data. *In: CEMAGREF (ed.)*.
- BONNELI, S. 2007b. Analyse retard des mesures d'auscultation de barrages.
- BOUHLALI, M. 2006. *LES RISQUES ASSOCIES AUX BARRAGES*. Magister, Abou Bakr Belkaid.
- BOUMAÏZA, M. 2010. *CONTRIBUTION À L'ÉTUDE ET À L'ANALYSE DU COMPORTEMENT DES BARRAGES EN TERRE ET DE LEUR STABILITÉ*. Magister, UNIVERSITÉ M'HAMED BOUGARA DE BOUMERDÈS
- CFBR 2005. *Sécurité des digues fluviales et de navigation*, Cemagref.
- CHOUINARD, L., LARIVIÈRE, R. & ZHAO, P. W. 2006. ANALYSIS OF IRREVERSIBLE DISPLACEMENTS IN MULTIPLE ARCH CONCRETE DAM USING PRINCIPAL COMPONENT ANALYSIS. *International Conference on Computing and Decision Making in Civil and Building Engineering*. Montréal.
- CHOUINARD, L. & ROY, V. 2006. PERFORMANCE OF STATISTICAL MODELS FOR DAM MONITORING DATA. *Joint International Conference on Computing and Decision Making in Civil and Building Engineering*. Montréal
- CSB 2003. ANALYSEMETHODEN FÜR DIE VORHERSAGE UND KONTROLLE DES VERHALTENS VON TALSPERREN. Comité suisse des barrages.
- DASCAL, O. 1987. Postconstruction Deformations of Rockfill Dams. *Journal of Geotechnical Engineering*, 113, 46-59.
- DELLIOU, P. L. 2003. *Les barrages: conception et maintenance*, PUL.
- FAUCHARD, C. & MÉRIAUX, P. 2004. *Méthodes géophysiques et géotechniques pour le diagnostic des digues de protection contre les crues: Guide pour la mise en oeuvre et l'interprétation*, IREX.
- GHASSEM, H. 2002. Post-construction settlement of rockfill dams analyzed via adaptive

- network-based fuzzy inference systems. *Computers and Geotechnics*, 29, 211-233.
- GUIDOUX, C. 2007. *DEVELOPPEMENT ET VALIDATION D'UN SYSTEME DE DETECTION ET DE LOCALISATION PAR FIBRES OPTIQUES DE ZONES DE FUITE DANS LES DIGUES EN TERRE*. PhD, L'UNIVERSITE JOSEPH FOURIER
- HERZOG, M. A. M. 1999. *Practical dam analysis*, Thomas Telford.
- HUNTER, G., FELL, R., CIVIL, U. O. N. S. W. S. O. & ENGINEERING, E. 2003. *The deformation behaviour of embankment dams*, Univ. of New South Wales.
- LANE, E. W. 1934. *Security from under-seepage masonry dams on earth foundations*, American Society of Civil Engineers.
- LEGER, P. & SEYDOU, S. 2009. Seasonal Thermal Displacements of Gravity Dams Located in Northern Regions. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 23, 166-174.
- LINO, M. 2000. Les réseaux de neurones en auscultation des barrages CIGB BEIJING
- LOMBARDI, G. 2001. SECURITE DES BARRAGES - AUSCULTATION INTERPRETATION DES MESURES.
- MASSIÉRA, M., SZOSTAK-CHRZANOWSKI, A., BAZANOWSKI, M., WITHAKER, C., JANELLE & VAUTOUR 2008. Analyse des déformations de grands barrages en remblai pendant le remplissage et l'opération du réservoir. *Congrès annuel SCGC*. Québec, QC.
- NOVÁK, P. & NALLURI, C. 2007. *Hydraulic structures*, Taylor & Francis.
- OFEG 2002. Sécurité des ouvrages d'accumulation.
- OLDECOP, L. A. 2005. *RE: Rockfill materials : experimental evidence and constitutive formulation*.
- POUPART, M. & ROYET, P. 2001. La surveillance des barrages. *Colloque technique CFGB*. Aix en provence
- SCHLEISS, A. J. & POUGATSCH, H. 2011. *Les barrages: Du projet à la mise en service*, PPUR.
- SILVANI, C. 2007. *Une modélisation discrète du comportement mécanique des enrochements*. PhD, UNIVERSITÉ de PROVENCE AIX-MARSEILLE I.
- SZOSTACK-CHRZANOWSKI, A., CHRZANOWSKI, A., MASSIÉRA, M., BAZANOWSKI, M. & WHITAKER, C. 2008. STUDY OF A LONG-TERM BEHAVIOR OF LARGE EARTH DAMS COMBINING MONITORING AND FINITE ELEMENT ANALYSIS RESULTS. *13th FIG symposium on Deformation Measurement and Analysis, 4th IAG Symposium on Geodesy for Geotechnical and Structural Engineering*. LISBON

- SZOSTAK-CHRZANOWSKI, A., CHRZANOWSKI, A. & MASSIÉRA, M. 2005. Use of deformation monitoring results in solving geomechanical problems—case studies. *Engineering Geology*, 79, 3-12.
- TIAN, Z. S., ZHAN, X. N., LI, Q. L. Z. M. X. & ZHAO, F. 2010. Study of Bp neural network model to dam deformation monitoring *Natural Computation (ICNC), 2010 Sixth International Conference on*.
- WILM, G. & BEAUJOINT, N. 1967. Les méthodes de surveillance des barrages au service de la production hydraulique d'Electricité de France. *In: ICOLD (ed.) IXth International Congress on Large Dams*. Istanbul.
- YINGHUA, W. & CHANG, X. 2010. Using Genetic Artificial Neural Network to Model Dam Monitoring Data. *Proceedings of the 2010 Second International Conference on Computer Modeling and Simulation - Volume 02*. IEEE Computer Society.
- YU, Y., ZHANG, B. & YUAN, H. 2007. An intelligent displacement back-analysis method for earth-rockfill dams. *Computers and Geotechnics*, 34, 423-434.
- ZEROUAL, A. 2009. *CONTRIBUTION A L'ANALYSE SISMIQUE DES BARRAGES EN TERRE COMPORTEMENT DE LA STRUCTURE*. BATNA.