

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Ecole Nationale Polytechnique
Département Génie Civil

Laboratoire de génie sismique et de dynamique des structures



Projet de fin d'étude
En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur
En Génie civil

Intitulé :

***Etude du comportement sismique
d'un barrage poids compte tenu
des effets d'interaction
sol-structure***

Proposé et dirigé par

Pr. M.HAMMOUTENE

Présenté par

AKIL Mounir

Soutenu le (16/06/2015) devant le jury composé de :

Président :

Pr. B.TILIOUINE

Professeur à l'ENP

Directeur de mémoire :

Pr. M. HAMMOUTENE

Professeur à l'ENP

Examineurs :

Mme. A.CHERID

M.A.A à l'ENP

Mme.H.MOHABEDDINE

M.A.A à l'ENP

Promotion Juin 2015

ENP : 10, avenue HacèneBadi, El Harrach, Alger
Tel : 213 21 52 53 01/03 – Fax : 213 21 59 7973

REMERCIEMENTS

Le présent mémoire n'aurait pas vu le jour sans l'aide bienveillante, la compréhension et le dévouement d'un certain nombre de personnes qui, par leur présence et leurs conseils, m'ont apporté leur soutien.

A Dieu, à qui j'adresse mes remerciements par sa grâce infinie pour nous et qu'on implore pour intervenir dans l'œuvre de notre travail.

Mes hautes gratitude vont à mon encadreur à L'ENP, Pr HAMMOUTENE pour sa disponibilité, sa patience et ses conseils qui m'ont permis de concrétiser ce travail.

Je tiens à exprimer ma sincère gratitude au Pr TILIOUINE, Mme Cherid, Mme Mohabeddine, Mr Chabane qui m'ont prêté de leur temps le plus précieux et m'ont aidé par leurs inestimables directives.

J'aimerais aussi témoigner ma reconnaissance à tous mes professeurs pour leur contribution dans la réussite de mes études à l'ENP durant ces trois années.

Enfin, je tiens à témoigner ma profonde gratitude aux parents et à mes amis pour leur contribution, leur soutien et leur patience au cours de la réalisation de ce mémoire.

Merci à toutes et à tous.

Dédicaces

*Avec un énorme plaisir, un cœur ouvert et une immense joie, que je dédie
mon travail à :*

*Mes très chers, respectueux et magnifiques parents qui m'ont soutenu
tout au long de ma vie.*

Ma sœur Nassima ;

Ma sœur Nadjet ;

Mes grands parents auxquels je souhaite une longue vie pleine de santé ;

Mes oncles, tantes, cousins et cousines ;

Mes amis : Mohamed, Fares, Abderraouf, sifeddine, Abdenour.

*A toutes les personnes qui m'ont encouragé ou aidé au long de mes
études de loin et de près.*

MOUNIR

RESUME :

Dans ce présent travail on a développé une méthode d'analyse simplifiée basée sur un spectre de réponse afin d'étudier l'effet d'interaction sol-structure sur le comportement dynamique d'un barrage poids en béton sous l'effet d'un mouvement du sol.

Deux analyses ont été pratiquées par cette méthode :

- Barrage vide sans interaction sol-structure.
- Barrage vide avec interaction sol-structure.

Ces deux modèles ont été analysés aussi à l'aide du logiciel SAP2000.

Mots clés : Barrage poids, interaction sol-structure, spectre de réponse, SAP2000.

ABSTRACT :

In the present work we developed a simplified analysis method based on a response spectrum to study the effect of soil-structure interaction on the dynamic behavior of a concrete gravity dam under the effect of a ground motion.

Two analyzes were performed by this method:

- Dam with empty tank without soil-structure interaction.
- Dam with empty tank with soil-structure interaction.

these two models were analyzed using the SAP2000 software.

Keywords: Dam gravity, soil-structure interaction, response spectrum, SAP2000.

هذا بتطوير طريقة تحليل الهيكل الديناميكي
طيف تأثير

أجريت تحليلين بهذه الطريقة:

الهيكل
الهيكل
2000
الهيكل، طيف
تحليل هذين النموذجين أيضا
مفاتيح :
2000

LISTE DES NOTATIONS ET SYMBOLES:

ddl (SDOF)	= un degré de liberté.
ag	= Accélération maximale du mouvement (unité g)
Ef	= Module d'élasticité de Young du sol de fondation
Es	= Module d'élasticité de Young du barrage en béton
$f_1(y)$	= Forces latérales équivalentes dues au mode de vibration fondamental agissantes sur le barrage (en KN/m pour une longueur de 1 m)
g	= Accélération de la pesanteur
H_s	= Hauteur du barrage (en mètres)
L_1 et \bar{L}_1	= Coefficients d'intégrales définis dans l'équation (en 1/g)
M_1 et \bar{M}_1	= Coefficients de masse définis dans l'équation (en 1/g)
$m_s(x, y)$	= Masse unité du béton
$S_a(\bar{T}_1, \bar{\xi}_1)$	= Ordonnée de la pseudo-accélération de spectre de réponse pour un mouvement de surface donné, pour une période T_1 et un amortissement ξ_1 (en g).
T_1	= Période de vibration fondamental du barrage sur un sol rigide et réservoir vide (en secondes)
\bar{T}_1	= Période de vibration fondamental du barrage tenant compte de l'interaction sol-barrage
t	= Temps (en secondes)
w_s	= $24.9 \text{KN/m}^2 \cdot 1 \text{mètre de longueur}$ = poids volumique du béton.
$w_s(y)$	= poids volumique du barrage (en KN/m pour 1 mètre de longueur et 1 mètre de hauteur)
x	= Coordonnée suivant la largeur du barrage (en mètres)
y	= Coordonnée suivant la hauteur du barrage (en mètres)
η_f	= Constante d'amortissement hystéristique du sol de fondation (sans unité)
ξ_1	= Taux d'amortissement du barrage sur sol rigide et réservoir vide
$\bar{\xi}_1$	= Taux d'amortissement tenant compte de l'interaction sol-barrage
$\phi_1(y)$	= Fonction de forme (courbure) du barrage du mode fondamentale (sans unité)
$f_{sc}(y)$	= les forces latérales dues aux modes supérieurs

La liste des tableaux

<u>Tableau (I.1)</u> : l'échelle de Mercalli et l'échelle de Richter.....	5
<u>Tableau (I.2)</u> : coefficient d'accélération de zone A (%g).....	15
<u>Tableau (II.1)</u> : la classification des grands barrages dans le monde.....	23
<u>Tableau (IV.1)</u> : les propriétés de mode fondamental et leurs pseudo-accélérations associées.....	59
<u>Tableau (IV.2)</u> : les propriétés de chaque bloc en mode fondamental simplifié.....	60
<u>Tableau (IV.3)</u> : le coefficient de participation de la masse dans chaque mode de vibration.....	66

LA LISTE DES FIGURES

Figure (I.1): les plaques lithosphériques	3
Figure (I.2): la magnitude des séismes, et l'énergie dégagée au foyer	6
Figure (I.3) : Classification des zones sismiques	8
Figure (I.4) : La prédiction des séismes	8
Figure (I.5) : L'épicentre et l'hypocentre	9
Figure (I.6): L'effet des ondes P sur les milieux traverser.....	10
Figure (I.7): L'effet des ondes S sur les milieux traversés	10
Figure (I.8): L'effet des ondes de Love sur les milieux traversés.....	11
Figure (I.9): L'effet des ondes de Rayleigh sur les milieux traverser	11
Figure (I.10): Le sismomètre	12
Figure (I.11): L'accélérogramme (séisme du 21 mai 2003/site keddara)	12
Figure (I.12) : Oscillateur simple soumis à une excitation sismique.....	13
Figure (I.13): spectre de réponse de la composante S69E du seisme de Taft, pour des pourcentages d'amortissement critique $\xi = 0,2,5,10, et 20\%$	14
Figure (I.14) : Facteur d'amplification dynamique moyen pour $\xi = 5\% (\eta = 1)$	15
Figure (II.1) : nombre et rôle des barrages enregistrés.....	17
Figure (II.2) : barrage poids	18
Figure (II.3) : Barrage de Vassivière	19
Figure (II.4): Barrage de Luzège	20
Figure (II.5) : Coupe verticale d'un barrage voute	21
Figure (II.6) : Barrage de Grandval	22
Figure (II.7): Barrage de Faux-la-Montagne	22
Figure (II.8) : Barrage à contreforts	22
Figure (II.9) : les types de barrages	23
Figure (III.1) : représentation du système barrage-fluide-rocher de la fondation	31
Figure (III.2) : modélisation du barrage sur un rocher de fondation rigide.....	33
Figure (III.3) : modélisation du barrage sur un rocher de fondation flexible.....	35
Figure (III.4): la variation du Rf en fonction du rapport Ef/Es.....	42

<u>Figure (III.5)</u> : illustre la variation du taux d'amortissement ajouté ξ_f en fonction du rapport des modules E_f/E_s et le facteur d'amortissement hystérétique η_f	43
<u>Figure (III.6)</u> : élément quadrilatéral isoparamétrique à huit nœuds	50
<u>Figure(IV.1)</u> : site de barrage de Bouzina	53
<u>Figure (IV.2)</u> : la géologie de la fondation du barrage	55
<u>Figure (IV.3)</u> : la coupe transversale du barrage	56
<u>Figure (IV.4)</u> : la section transversale du barrage Bouzina.....	58
<u>Figure (IV.5)</u> : la distribution des forces latérales.....	61
<u>Figure (IV.6)</u> : la distribution des efforts tranchants et les moments	62
<u>Figure (IV.7)</u> : la distribution des contraintes en face amont et aval du barrage	62
<u>Figure (IV.8)</u> : La distribution des contraintes en face amont et aval du barrage.....	63
<u>Figure (IV.9)</u> : la distribution des contraintes en face aval	63
<u>Figure (IV.10)</u> : la distribution des contraintes en face amont	64
<u>Figure (IV.11)</u> : la forme de la déformée.....	65
<u>Figure (IV.12)</u> : la représentation des déplacements par la méthode MEF et la méthode simplifiée.....	65

TABLE DES MATIERES

DEDICACES

REMERCIEMENTS

RESUME

LISTE DES NOTATIONS ET SYMBOLES

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION.....1

CHAPITRE I : GENERALITE SUR LES SEISMES

I.LE SEISME.....3

I.1 Définition.....3

I.2 Les mesures des séismes.....4

I.3 La sismicité en Algérie.....6

I.3.1 Historique6

I.3.2 Caractéristiques de la sismicité algérienne.....7

I.3.3 Classification des zones sismiques.....7

I.3.4 Critère de prédiction des séismes.....8

II. ENREGISTREMENT DES ONDES SISMIQUES.....9

II.1 Les ondes sismiques.....9

II.1.1 Les ondes de volume.....9

II.1.2 Les ondes de surface.....10

II.2 Le mouvement sismique.....11

II.2.1. Le séismographe.....11

II.2.2 L'accélérogramme.....12

II.3 Le spectre de réponse.....13

II.3.1 Présentation du spectre de réponse.....13

II.3.2 spectre en accélération $S_a(T, \xi)$ (RPA99 / version 2003).....14

CHAPITRE II : GENERALITE SUR LES BARRAGES

I. NOTION SUR LES BARRAGES.....16

I.1 Définition.....16

I.2 Les différents types de barrage.....17

I.2.1 Les barrages en matériaux meubles.....17

I.2.2 Les barrages-poids en béton.....18

I.2.3 Barrages-voutes.....20

I.2.4 Barrages à contreforts.....21

I.3 La nature des forces appliquées.....24

II. METHODE DE CALCUL DES BARRAGES POIDS.....25

II.1 L'analyse statique des barrages poids.....25

II.1.1 Calcul statique des barrages poids.....25

II.2 La méthode pseudo- statique.....	26
II.2.1 Evaluation de ces forces sismiques latérales équivalentes.....	26
II.3 La méthode des systèmes généralisés équivalents.....	27
II.4 la méthode de calcul dynamique exacte.....	27
II.4.1 approche déterministe et probabiliste d'analyse dynamique des structures.....	28
II.4.2 L'analyse dynamique tridimensionnelle.....	28
II.5 Notion d'élément fini.....	29

CHAPITRE III : LA METHODE DU MODELE GENERALISE EQUIVALENT

I. PRESENTATION DE LA METHODE.....	30
I.1 Objectifs visés et méthodologie.....	30
I.2 Interaction sol- structure.....	31
I.3 Le système considéré.....	32
I.4 Réponse du barrage rapportée au mode fondamental de vibration sur une fondation rigide.....	33
I.5 La réponse du barrage rapportée au mode fondamental de vibration sur un rocher de fondation flexible.....	35
II. APPROXIMATION DE LA REPOSE DUE LA CONTRIBUTION DU MODE FONDAMENTAL.....	38
II.1 Les caractéristiques vibratoires des barrages.....	38
II.2 Modification de la période et l'amortissement due à l'interaction barrage-rocher de la fondation.....	41
II.2.1 Etude de rapport d'allongement de la période R_f	41
II.2.2. Etude de l'amortissement ajouté ξ_f	43
II.3 La détermination des efforts sismiques maximaux.....	44
II.3.1 Approximation unidimensionnelle de la structure.....	45
II.3.2 Influence de la période et du taux d'amortissement dans interaction sol barrage.....	45
II.4 Les étapes de la méthode du système généralisé.....	46
II.5 La méthode des éléments finis.....	49
III. conclusion.....	52

CHAPITRE IV : ANALYSE SIMPLIFIEE DE LA REPOSE EN MODE FONDAMENTAL DU BARRAGE BOUZINA

I. PRESENTATION DU BARRAGE « BOUZINA ».....	53
I.1 Caractéristique du barrage.....	54
I.1.1 Caractéristiques hydrologiques.....	54
I.1.2 Caractéristiques géologiques de Site.....	54
I.2 Description des ouvrages.....	55
II. EVALUATION DE LA PROCEDURE D'ANALYSE SPECTRALE DU BARRAGE BOUZINA.....	58
II.1 Le calcul des forces et des contraintes sismiques dues au mode fondamental de vibration.....	58
II.1.1 Les propriétés vibratoires du barrage.....	58

II.1.2 Calcul de la période et l'amortissement modifiés.....	59
II.1.3 Calcul de la masse généralisée M_1 et coefficient de la force sismique généralisée L_1	60
II.1.4 La distribution des forces latérales et les efforts internes (effort tranchant et le moment)	60
II.1.5 Distribution des efforts tranchants et des moments fléchissa.....	61
II.1.6 Distribution des contraintes.....	62
<u>III. CALCUL PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS (SAP2000)</u>	63
III.1 la distribution des contraintes par la méthode des éléments finis.....	63
III.2 La réponse en déplacement.....	64
III.3 Le coefficient de participation de la masse.....	66
<u>CONCLUSION</u>	67
<u>BIBLIOGRAPHIE</u>	
<u>ANNEXES</u>	

INTRODUCTION

Les barrages représentent des systèmes constructifs complexes à caractères économiques et stratégiques importants. Construits en zone sismique, ils constituent un danger potentiel permanent pour les populations avoisinantes. Leur rupture totale ou partielle, est en général accompagnée par des conséquences catastrophiques sur le double plan, humain et matériel.

Contrairement à une croyance répandue, l'on a cru pendant longtemps que les barrages en béton sont à l'abri des dégâts sismiques mais de nombreux cas observés tels que le barrage de Koyna en Inde 1967, démontre qu'une rupture peut aisément être initiée par un tremblement de terre.

Les calculs de stabilité antérieurs fondés sur l'hypothèse d'un comportement quasi-statique de barrages supposés parfaitement encastres au sol de fondation, soumis à l'action essentiellement, de leurs poids propres et des pressions hydrostatiques, constituent une grossière simplification de la réalité, loin de satisfaire aux normes d'exigence en matière de conception et de sécurité parasismique de tels ouvrages.

Ce n'est que depuis une vingtaine d'années, que d'importants progrès ont été réalisés dans le domaine de l'étude dynamique des barrages. Cela implique à la fois, une meilleure évaluation du risque sismique, une détermination délicate, en laboratoire ou in-situ, des propriétés dynamiques des matériaux de la fondation et du barrage et une prise en compte de l'effet causé par la présence du fluide de réservoir, d'une part et des modèles mathématiques complexes permettant d'évaluer le comportement statique et dynamique du barrage considéré d'autre part.

Pour pallier à ces problèmes, des méthodes de calcul ont été développées. Ils montrent qu'il ne faut pas négliger certains points parmi eux :

- 1) Le mouvement en champ libre : mouvement mesuré à la surface du sol en absence de la structure est équivalent au mouvement excitant le support de la structure. Mais en réalité ce mouvement est influencé par le mouvement de la structure elle-même, donc il peut être différent du mouvement en champ libre.
- 2) Le sol est considéré indéformable, c'est-à-dire que le support est parfaitement encasté alors qu'il peut y avoir une translation en plus d'une rotation de ce support.

La réponse dépend donc non seulement des caractéristiques de la structure mais aussi des caractéristiques du milieu extérieur entourant sa base. Considérant les deux premières hypothèses, la structure ne transmet qu'une partie négligeable d'énergie et le mouvement à la base de la fondation est transmis directement au champ libre sans aucune modification, ceci n'est valable que pour une structure flexible fondée sur un sol rocheux.

En 1978, une méthodologie simplifiée a été proposée, dans le domaine élastique où la réponse sismique maximale est estimée directement à partir d'un spectre de calcul (spectre de réponse pour un mouvement spécifié) et considère les effets d'interactions fluide - barrage et les effets de compressibilité de l'eau mais néglige l'interaction avec le sol.

En 1984, une méthodologie simplifiée basée sur l'approche des sous-structures, qui est l'étude temporelle de la réponse d'un monolithe de barrage discrétisé en éléments finis, en bidimensionnel, a été mise en œuvre. Cette méthode tient compte des effets suivants:

INTRODUCTION

- l'absorption des ondes de pressions hydrodynamiques dans les alluvions et sédiments déposés au fond du réservoir,
- l'interaction sol - structure,
- l'interaction fluide - barrage et de la compressibilité de l'eau.

L'objectif du présent mémoire est d'évaluer la réponse sismique des barrages poids en béton avec un réservoir vide sous l'effet des séismes, en développant une méthodologie d'approche simplifiée basée sur des techniques modernes de calcul (spectre de réponse), permettant de prendre en considération l'effet d'interaction Sol-Structure. L'importance de ce phénomène d'interaction est dans la conception des structures.

Sachant que pour une structure de courte période tels que les barrages, la réponse sismique est donnée principalement par la réponse du mode fondamental. Les principaux paramètres retenus dans cette étude sont :

- Les caractéristiques géométriques et mécaniques des barrages.
- Les caractéristiques dynamiques des barrages.
- Les caractéristiques mécaniques du sol de fondation et ses propriétés dissipatrices d'énergie.
- L'excitation sismique à travers le spectre de réponse associé.

Donc, ce travail répond à un objectif dont le but est de développer une méthode d'analyse simplifiée pour l'évaluation de la réponse sismique d'un barrage poids reposant sur un sol flexible avec un réservoir vide.

Pour cela le plan de travail suivant est adopté : des notions sur les séismes indispensables pour l'ingénieur sont présentées dans le chapitre I. Dans le chapitre II, des généralités sur les barrages ainsi que les différentes méthodes d'analyse des barrages poids sont exposées. Le troisième chapitre décrit à la fois les problèmes d'interaction sol-structure et la présentation de la méthode d'analyse simplifiée.

Le quatrième chapitre est consacré aux applications et comparaisons des résultats obtenues par la méthode des éléments finis (SAP2000).

les conclusions clôturent le travail effectué.

CHAPITRE I

CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES SEISMES

Depuis son apparition sur terre l'Homme a eu à faire face, pour sa survie, à de nombreux phénomènes naturels tels que les tempêtes, les pluies diluviennes, les effondrements de cavernes, les grands glissements de terrains... Mais l'un des phénomènes le plus terrifiant, qu'il a eu, qu'il a et qu'il aura à affronter, c'est ce brusque mouvement du sol dû à une fracture brutale dans l'écorce terrestre, appelé tremblement de terre.

I. LE SEISME

I.1 Définition:

Un séisme est une secousse ou une série de secousses plus ou moins brutales qui ébranlent le sol. Il est le résultat de la libération d'énergie considérable accumulée par les déplacements et les frictions, généralement à proximité des zones de failles, des différentes plaques de l'écorce terrestre.

Le lent mouvement des plaques lithosphériques à la surface du Globe génère des tensions qui s'accumulent pendant des dizaines voire des centaines d'années, déformant imperceptiblement les roches [1].

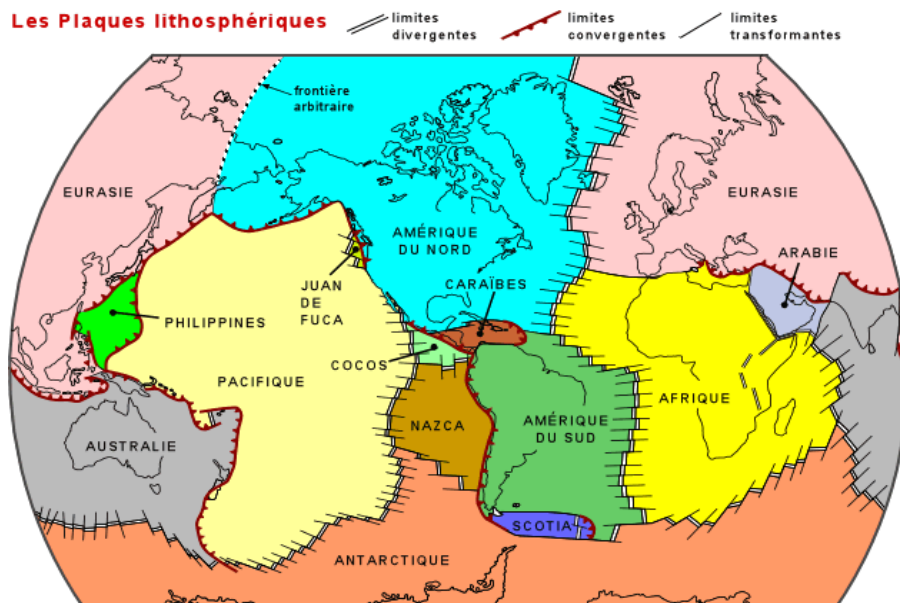


Figure (I.1): les plaques lithosphériques [2].

Remarque : Toute la côte nord de l'Algérie se situe dans une zone tectonique des plus propices aux tremblements de terre (Fig.I.1). On se souviendra du grand séisme dévastateur d'Al Asnam en 1980 qui a fait 3500 morts. La côte nord de l'Algérie est traversée par une limite de plaques lithosphériques continentales convergentes: la plaque eurasiennne, au nord, chevauche la plaque africaine au sud. C'est dans cette zone de chevauchement que se déclenchent les séismes de la région.

La secousse principale dure rarement plus de 30 secondes et a une magnitude comprise entre 1 et 9 (échelle de Richter) et une intensité correspondante entre I et XII (échelle MSK).

Après l'événement, des répliques, ou secousses secondaires, peuvent se produire. L'intensité de ces dernières diminue progressivement, la plus violente ayant lieu en général, juste après la secousse majeure.

La nature alluvionnaire de certains sols joue également un rôle dans l'amplification ou l'atténuation des vibrations d'origine sismique: ce sont les effets de sites (interaction sol-structure). Des différences d'exposition et de vulnérabilité aux séismes peuvent donc exister au sein d'une même zone sismique.

D'où, il arrive souvent, que l'intensité de ce mouvement soit d'une importance telle qu'elle engendre des effets catastrophiques sur la vie de l'homme et sur ses œuvres comme ce fût le cas lors de séismes passés tels que ceux de San Francisco (1960), de Taft en Californie (1952), d'El - Asnam (1980) entre autres. Ceci a poussé l'homme à les observer et à les analyser, et ce faisant, à permis la mise en œuvre d'une véritable science des tremblements de terre appelée "sismologie"

I.2 Mesure des séismes:

Nous disposons de deux échelles pour évaluer les tremblements de terre: l'échelle de Mercalli et l'échelle de Richter. Aujourd'hui, nous n'utilisons que celle de Richter, mais les séismes du passé ne peuvent être évalués que selon celle de Mercalli.

➤ L'échelle de **Mercalli** a été développée en 1902 et modifiée en 1931. Elle indique l'intensité d'un séisme sur une échelle de I à XII. Cette intensité est déterminée par deux choses: l'ampleur des dégâts causés par un séisme et la perception qu'a eu la population du séisme. Il s'agit d'une évaluation qui fait appel à une bonne dose de subjectivité. De plus, la perception de la population et l'ampleur des dégâts vont varier en fonction de la distance à l'épicentre. On a donc avec cette échelle, une échelle variable géographiquement. Mais, à l'époque, on ne possédait pas les moyens d'établir une échelle objective [3].

➤ L'échelle de **Richter** a été instaurée en 1935. Elle nous fournit ce qu'on appelle la magnitude d'un séisme, calculée à partir de la quantité d'énergie dégagée au foyer. Elle se mesure sur une échelle logarithmique ouverte; à ce jour, le plus fort séisme a atteint 9,5 sur l'échelle de Richter (Chili). Cette fois, il s'agit d'une valeur qu'on peut qualifier d'objective: il n'y a qu'une seule valeur pour un séisme donné. Aujourd'hui, on utilise un calcul modifié du calcul originel de Richter, en faisant intervenir la dimension du segment de faille le long duquel s'est produit le séisme.

CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES SEISMES

Tableau (I.1): Echelles de Mercalli et de Richter[3]

ÉCHELLE D'INTENSITÉ DE MERCALLI	MAGNITUDE À L'ÉCHELLE RICHTER
I Séisme perçu uniquement par quelques personnes dans des circonstances particulières; détecté seulement par des instruments très sensibles.	2
II Perçu par quelques personnes au repos et se trouvant aux étages supérieurs; balancement d'objets suspendus.	3
III Perçu principalement par des personnes à l'intérieur des édifices. Les automobiles stationnées peuvent bouger.	
IV Perçu par la plupart des gens à l'intérieur des édifices et par certains à l'extérieur; suffisant pour réveiller certaines personnes. Bruits de vaisselle, fenêtres et portes.	4
V Perçu par presque tout le monde; plusieurs personnes sont réveillées. Bris de vaisselle et de fenêtres; les objets instables sont renversés.	5
VI Perçu par tout le monde; plusieurs personnes sont effrayées et courent à l'extérieur; quelques meubles sont déplacés; quelques morceaux de plâtre tombent et quelques dommages aux cheminées. Dommages légers.	
VII La plupart des gens paniquent et courent à l'extérieur; dommages minimes aux constructions conçues pour les zones sismiques, de minimes à moyens chez les bonnes constructions ordinaires, importants chez les mauvaises constructions. Meubles renversés.	6
VIII Dommages légers aux constructions conçues pour les zones sismiques, importants chez les bonnes constructions ordinaires avec des effondrements possibles, catastrophiques chez les mauvaises constructions.	7
IX Dommages considérables aux constructions conçues pour les zones sismiques. Edifices déplacés sur leurs fondations. Fissuration du sol. Bris des canalisations souterraines.	
X Quelques bonnes constructions en bois et la plupart des constructions en maçonnerie sont détruites. Sol fortement fissuré. Plusieurs glissements de terrain se produisent.	8
XI Très peu de constructions en maçonnerie restent debout; rails tordus; ponts détruits. Grandes fissures dans le sol.	
XII Destruction quasi totale. Ondulations visibles à la surface du sol. Objets projetés dans les airs.	9

Le graphique qui suit met en relation, la magnitude des séismes, sur échelle arithmétique, et l'énergie dégagée au foyer, sur échelle logarithmique; il présente aussi une comparaison entre quelques séismes les plus connus.

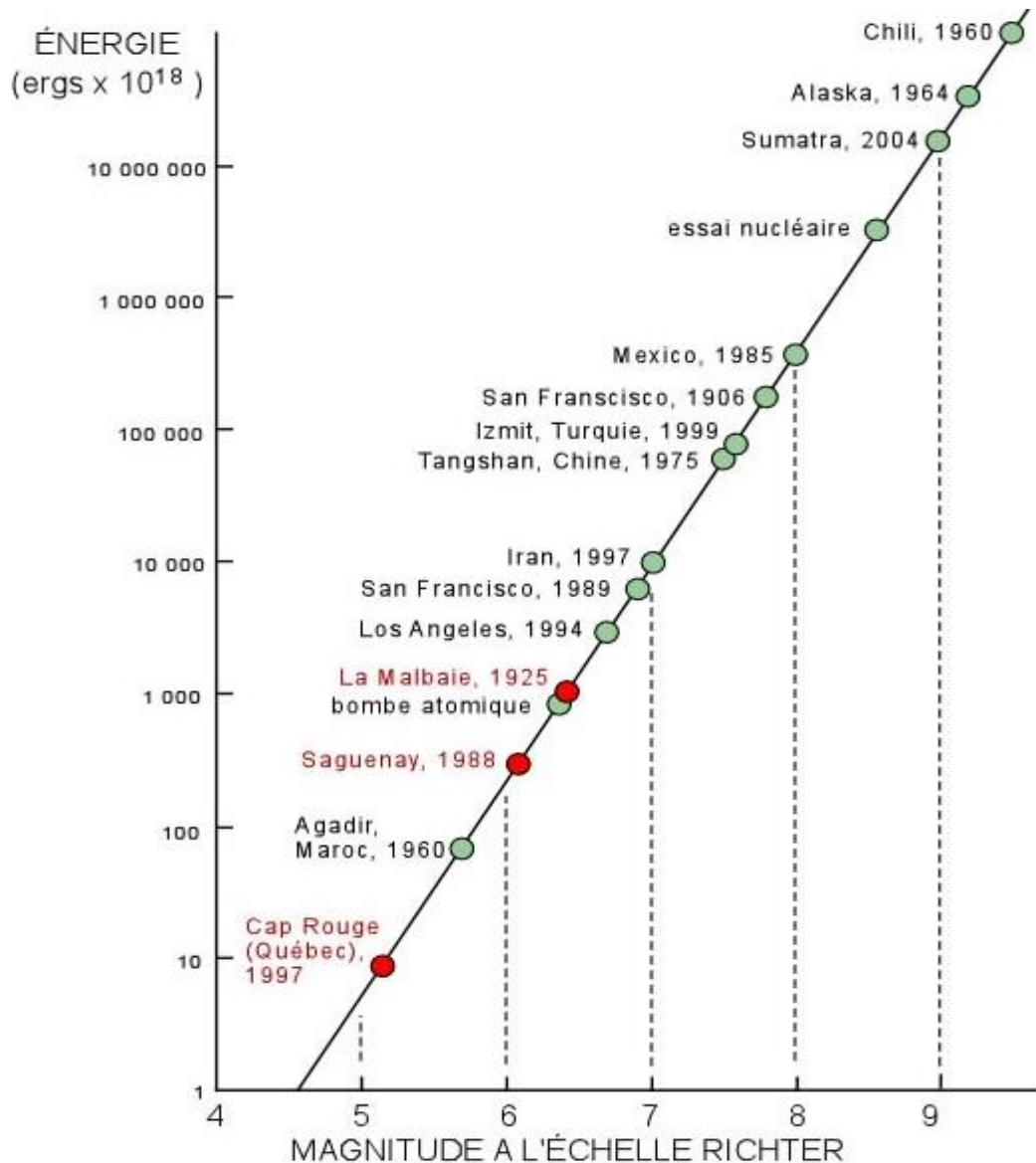


Figure (I.2) : la magnitude des séismes, et l'énergie dégagée au foyer[3]

Cette courbe nous montre, qu'avec une progression arithmétique de la magnitude, l'énergie dégagée au foyer croît de manière exponentielle.

I.3 La sismicité en Algérie

I.3.1 Historique :

Historiquement, l'Algérie est connue pour être une zone sismique très active. Les investigations de paléosismicité effectuées après le séisme d'El Asnam ont permis de révéler l'existence de traces d'anciens séismes qui ont affecté cette région.

Ces travaux ont montré l'existence de plusieurs séismes importants avec rupture en surface ($M_s > 6,5$) ayant affecté la région depuis plus de 600 ans environ. Ces données de paléosismicité permettent également d'estimer la récurrence des événements sismiques qui auraient marqué cette région.

L'activité sismique en Algérie du Nord connue remonte au 02 Janvier 1365, date à laquelle s'est produit le séisme d'Alger [5]. Depuis, de nombreux séismes se sont produits, parmi eux

CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES SEISMES

certaines violents et meurtriers tels que ceux qui ont touché Alger en 1716, Oran en 1790 et Gouraya en 1891.

Dans une période plus récente, on peut citer les séismes d'El Asnam (10.10.1980) de Constantine (27.10.1985), de Tipaza (29.10.1989), de Mascara (17.08.1994), d'Alger (04.09.1996) et de Boumerdes-Alger (21.05. 2003).

I.3.2 Caractéristiques de la sismicité algérienne:

Sur la base des informations fournies par la sismicité historique, par les études de sismotectonique, de sismologie, de paléosismologie et d'aléa sismique, le CRAAG possède aujourd'hui des indications importantes sur l'activité sismique en Algérie du Nord.

Cette activité se concentre essentiellement dans la région Nord du pays, quoique de façon très épisodique, quelques micro secousses sont enregistrées dans la partie saharienne. Dans la région Nord, la région tellienne est la plus active.

Le zonage effectué indique que les régions d'El Asnam, Oran et Alger sont les régions les plus menacées puisque dans ces zones, les séismes les plus importants se sont produits. Cette sismicité est liée aux mouvements tectoniques complexes de convergence de la plaque africaine au Sud et de la plaque eurasiennne au Nord.

Une importante activité sismique se trouve localisée dans les zones côtières et en mer Méditerranée. Dans cette région de la Méditerranée occidentale concernée par le contact entre les plaques africaine et eurasiennne : la tectonique de compression qui en découle génère de nombreuses failles actives dont le rejoue provoque les séismes [6].

I.3.3 Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité ci-dessous qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

Zone O : sismicité négligeable ;

Zone I : sismicité faible ;

Zone II : sismicité moyenne ;

Zone III : sismicité élevée ;

La figure ci-dessous représente la carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage global des différentes wilayas. La classification sismique partage par endroit une wilaya en deux zones sismiques différentes [7].

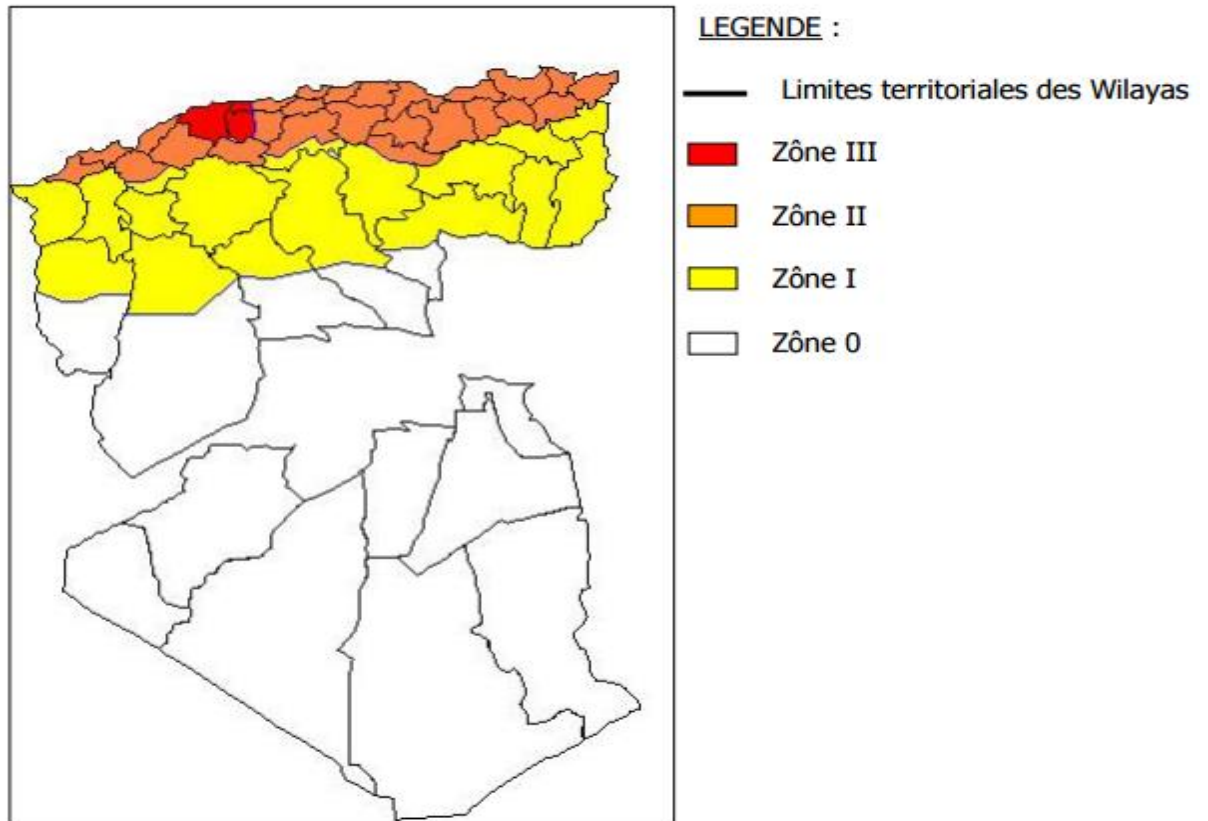


Figure (I.3) : Classification des zones sismiques [8].

I.3.4 Critère de prédiction des séismes :

La prédiction des séismes est impossible dans l'état actuel des connaissances La classification du RPA est basée sur :

- Cycles plus ou moins réguliers d'accumulation et de libération d'énergie.
- Partout où la Terre a tremblé, elle tremblera à nouveau.
- Plus on s'éloigne dans le temps du dernier séisme, plus on se rapproche du suivant.

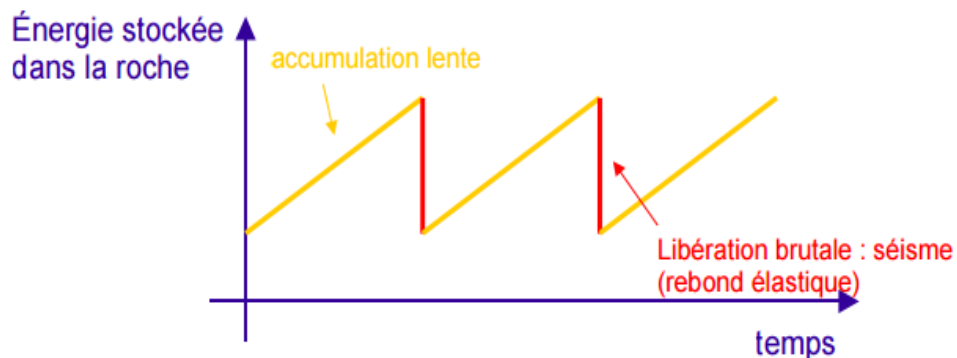


Figure (I.4) : La prédiction des séismes [1].

II. ENREGISTREMENT DES ONDES SISMIQUES

L'action sismique consiste en un mouvement vibratoire du sol de forte amplitude et de caractère aléatoire qui correspond à la propagation d'une perturbation ayant pris naissance à l'endroit où s'est produit le séisme (foyer ou hypocentre).

II.1 Les ondes sismiques :

Les ondes sismiques semblent provenir d'une région déterminée, appelée foyer ou hypocentre du séisme situé sur la faille sismique. Le point de la surface du sol à la verticale du foyer est son épicentre. La détermination de ces positions est un problème complexe et donne des résultats plus ou moins précis car la libération d'énergie n'est un événement ni ponctuel, ni instantané.

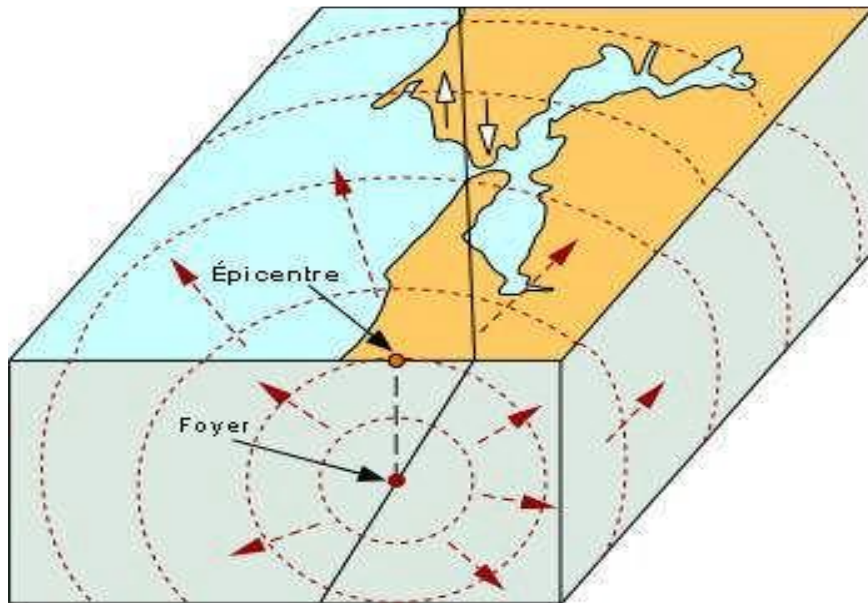


Figure (I.5) : L'épicentre et l'hypocentre [9].

Les tremblements de Terre sont à l'origine de la création d'ondes sismiques, enregistrées à l'aide sismographes ou un accélérographe. Ces ondes sismiques sont des ondes élastiques. Elles se propagent dans toutes les directions.

On distingue les ondes de volume qui se propagent dans toute la direction et les ondes de surface qui se propagent parallèlement à sa surface. Elles se succèdent et se superposent sur les enregistrements des sismographes :

II.1.1 Les ondes de volume:

Il existe deux types d'ondes dites de volume [9] :

➤ **Les ondes de longitudinales ou primaires (P) :**

Ces ondes se propagent comme une onde sonore suivant des cycles de compression dilatation du sol. Ces ondes se propagent plus rapidement que les autres et sont généralement peu destructrices.

Elles annoncent avec quelques secondes d'avant l'arrivée les d'ondes, les plus destructrices (6km.s^{-1} près de la surface).

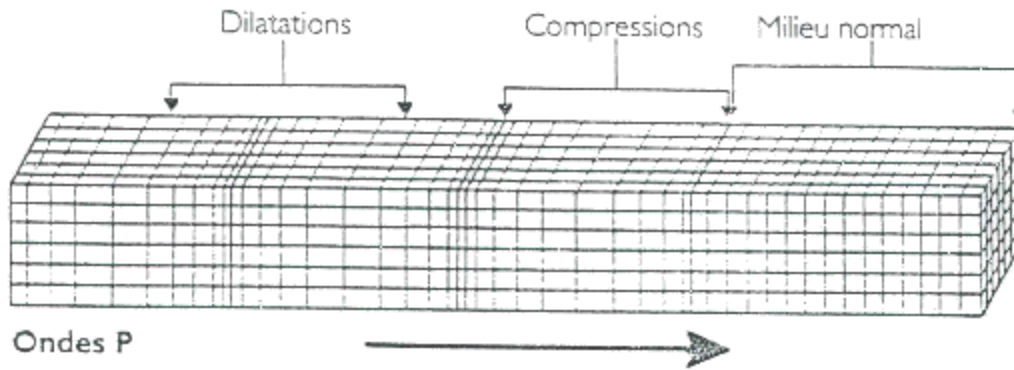


Figure (I.6) : L'effet des ondes P sur les milieux traverser[9]

➤ **Les ondes transversales ou secondaires (S) :**

À leur passage, les mouvements du sol s'effectuent perpendiculairement au sens de propagation de l'onde. Ces ondes ne se propagent pas dans les milieux liquides car il est impossible de déformer un liquide par cisaillement.

Leur vitesse est plus lente que celle des ondes P.

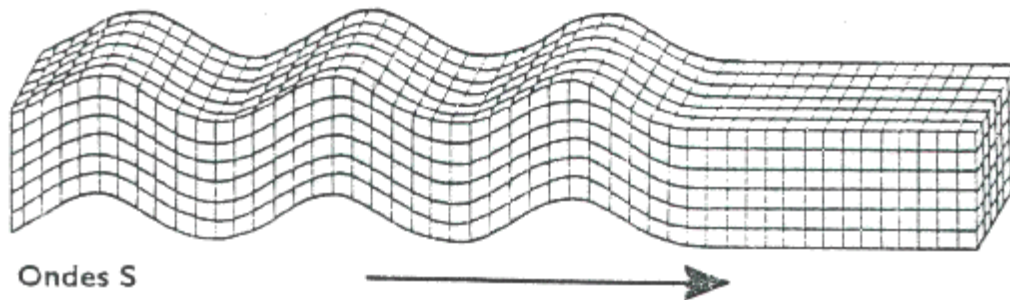


Figure (I.7) : L'effet des ondes S sur les milieux traversés[9].

La différence de vitesse des ondes P et S explique la différence des temps d'arrivée des ondes P et S. On peut, connaissant leur vitesse, calculer la distance à l'hypocentre.

II.1.2 Les ondes de surface:

Ce sont des ondes guidées par la surface de la Terre. Elles sont moins rapides que les ondes de volume mais leur amplitude est généralement plus forte et elles concentrent le maximum d'énergie [9].

➤ **Les ondes de Love :**

Elles se propagent est seulement dans les solides non homogènes. Ce sont des ondes onde transversales polarisée dans le plan horizontal. Le déplacement est essentiellement le même que celui des ondes S mais sans mouvement vertical. Les ondes de Love provoquent donc un ébranlement horizontal, cause de nombreux dégâts par cisaillement des fondations des édifices.

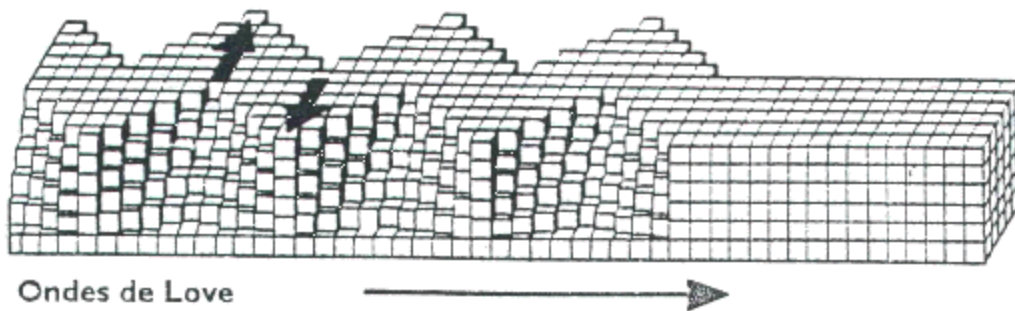


Figure (I.8): L'effet des ondes de Love sur les milieux traversés[9].

➤ **L'onde de Rayleigh :**

Elle se propage au voisinage de la surface de milieux homogènes et non homogènes. Elle résulte d'interférences entre les composantes verticales des ondes P et S. Comme le montre le schéma.

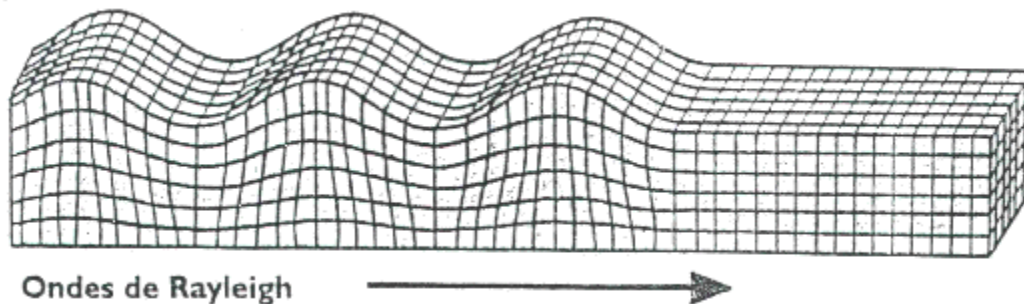


Figure (I.9) : L'effet des ondes de Rayleigh sur les milieux traverser[9].

Les ondes de Love se propagent à environ 4 km/s, elles sont plus rapides que les ondes de Rayleigh.

Restant en surface, les ondes de Love et de Rayleigh n'y subissent qu'un faible amortissement, ce qui fait qu'on les reçoit avec des amplitudes très supérieures à celle des ondes de volume, et elles sont parfois encore détectables après avoir fait plusieurs fois le tour de la terre.

L'étude des ondes sismiques et de leur propagation constitue en elle même un axe de recherche relativement complexe.

II.2. LE MOUVEMENT SISMIQUE

II.2.1. Le séismographe :

Pour un exposé complet il nous a semblé utile de présenter les sismographes qui sont des instruments utilisés par des sismologues surtout pour la surveillance des mouvements faible au niveau des subductions localisées au niveau des frontières entre deux plaques tectoniques. Il comprend une feuille de papier associée à un support solide du sol et un stylo suspendu par un ressort et au contact avec le papier. Le stylo dessine les vibrations sur le papier qui vibre quand le sol vibre (le stylo restant immobile au dessus du papier).

Le sismographe était inventé au XIXe siècle et a permis dès 1920 de montrer que la source des séismes, est au foyer, se trouve à l'intérieur de la Terre à des centaines de kilomètres au-dessous de l'épicentre. L'enregistrement obtenu est appelé un sismogramme. L'analyse des sismogrammes renseigne les géophysiciens sur la magnitude du séisme et les coordonnées de son foyer. Ci-dessous contre un extrait de sismogrammes.

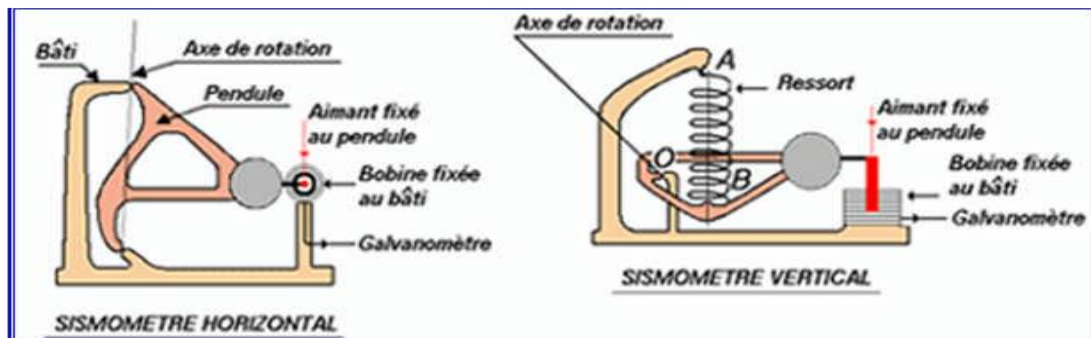


Figure (I.10) : Le sismomètre [9].

II.2.2 L'accélérogramme :

Un **accéléromètre** est un capteur qui, fixé à un mobile ou tout autre objet, permet de mesurer l'**accélération linéaire** de ce dernier. On parle encore d'accéléromètre même s'il s'agit en fait de 3 accéléromètres qui calculent les 3 accélérations linéaires selon 3 axes orthogonaux.

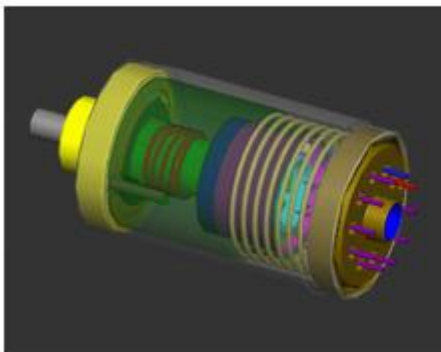


Schéma d'accéléromètre conçu aux Sandia National Laboratories



Exemple d'accéléromètre utilisé par l'USGS pour mesurer l'importance du mouvement du sol

Bien que l'accélération linéaire soit définie en m/s^2 (SI), la majorité des documentations sur ces capteurs exprime l'accélération en « g » (accélération causée par la gravitation terrestre, soit environ $g = 9,81 m/s^2$).

Le mouvement d'un point de sol est connu au moyen des accélérogrammes de ses trois composantes, c'est à dire d'enregistrements donnant pour chacune d'elles l'accélération en fonction du temps. Avant utilisation, les enregistrements bruts doivent subir certaines corrections de caractère très technique. Les vitesses et les déplacements s'en déduisent par intégrations successives. Les résultats obtenus pour la composante S 74°W sont illustrés, à titre indicatif sur la figure 11.

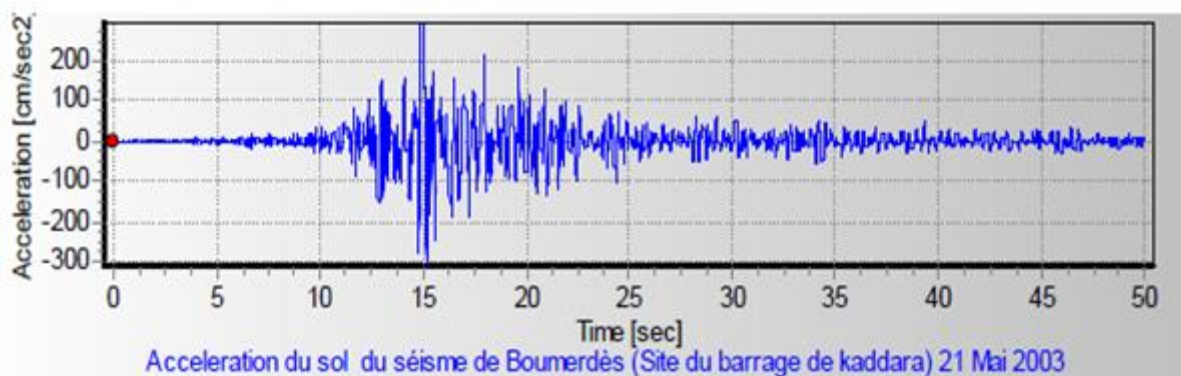


Figure (I.11) : L'accélérogramme (séisme du 21 mai 2003/site keddara)

II.3 Le spectre de réponse :

La manière la plus connue pour décrire un évènement sismique est donnée par son spectre de réponse d'accélération. Un spectre de réponse condense les informations sur l'amplitude, et la fréquence du mouvement du sol, par contre aucune information sur la durée et le nombre de cycles n'est représentée.

II.3.1 Présentation du spectre de réponse :

Le spectre de réponse représente la réponse maximale à un mouvement dynamique ou des forces d'un système à un degré de liberté. Il dépend de :

- Caractéristiques du système :
- De la nature du mouvement du sol

Les quantités étudiées en termes de spectre de réponse sont :

<ul style="list-style-type: none"> * les déplacements * les vitesses * les accélérations 	⇒ Exprimées	<ul style="list-style-type: none"> * en valeurs absolues par rapport aux conditions du sol avant un séisme * en valeurs relatives par rapport au sol après le séisme
---	-------------	--

Avec $S_D(T, \xi) = \max|y(t)|$ (spectre en déplacement)
 $S_V(T, \xi) = \omega S_D(T, \xi)$ (pseudo spectre en vitesse)
 $S_A(T, \xi) = \omega^2 S_D(T, \xi)$ (pseudo spectre en accélération)

L'essentiel des informations contenues dans un accélérogramme peut être résumé en vue des applications par un spectre de la fonction $y(t)$ c'est à dire par une représentation non plus dans le domaine des temps mais dans celui des fréquences. La représentation, la plus couramment utilisée, est le spectre de réponse élastique qui dérive de l'étude de la réponse d'un oscillateur à un seul degré de liberté (oscillateur simple) à un mouvement sismique appliqué à sa base. A titre indicatif, une représentation tripartite logarithmique du spectre de réponse de la composante S69E du séisme de Taft (1952) est illustrée sur la (Fig I.13) pour divers pourcentages d'amortissement critique.

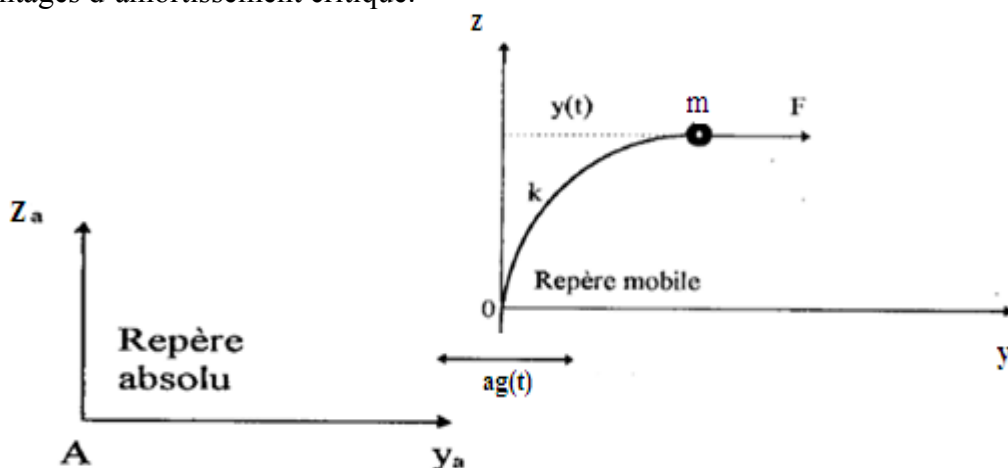


Figure (I.12) : Oscillateur simple soumis à une excitation sismique

Où $F = ky$ = force de rappel élastique, $T = 2\pi\sqrt{m/k}$ est la période propre du système à 1ddl
 $c = \sqrt{km}$ est le coefficient d'amortissement du système, m sa masse, k est la rigidité du système, et $y(t)$ le déplacement relative de l'oscillateur par rapport à sa position d'équilibre oz .

CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES SEISMES

L'application de la loi fondamentale de la dynamique nous donne :

$$\ddot{Y} + c\dot{Y} + kY = -ma_g(t) \mapsto \ddot{Y} + 2\xi\omega\dot{Y} + \omega^2Y = -a_g(t)$$

Avec $2\xi\omega = c/m$ et $\omega = \sqrt{k/m}$

Sachant que ξ désigne le rapport d'amortissement critique et ω est la pulsation propre $= 2\pi/T$.

Le spectre des déplacements fournit directement le maximum de la déformation et par suite la force élastique maximale développée. Cependant, le spectre d'accélération est le plus employé, car il fournit directement la force d'inertie maximale (réponse maximale en accélération).

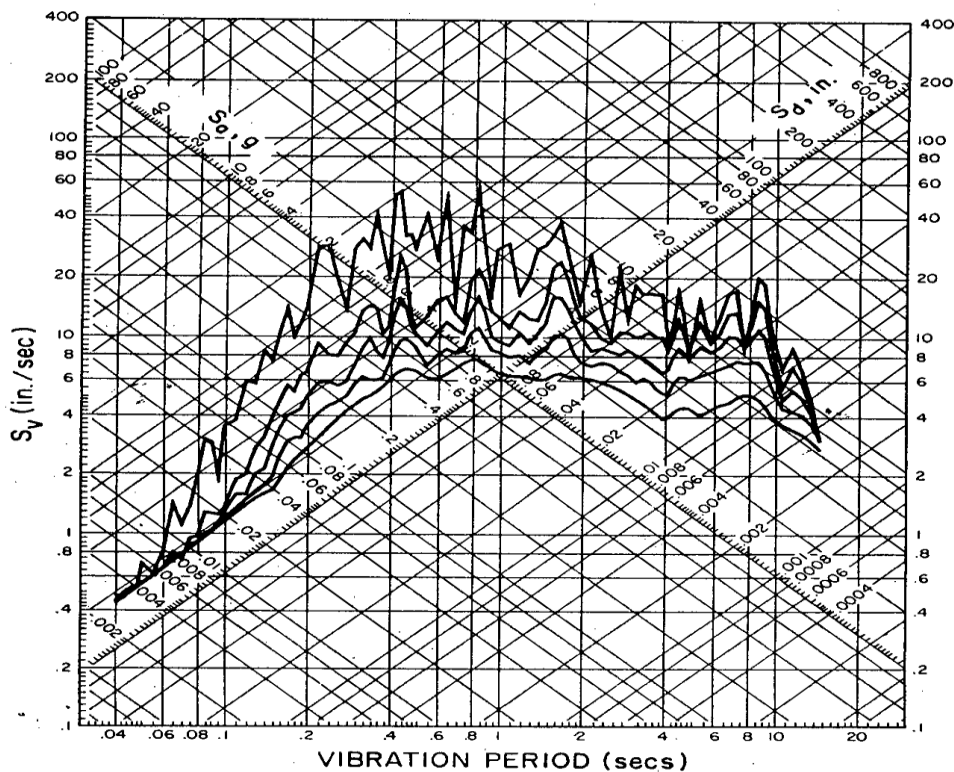


Figure (I.13): spectre de réponse de la composante S69E du seisme de Taft, pour des pourcentages d'amortissement critique $\xi = 0,2, 5, 10, \text{ et } 20\%$.

II.3.2 spectre en accélération $S_a(T, \xi)$ (RPA99 / version 2003):

Dans cette partie, nous précisons les aspects techniques concernant le calcul l'accélération sismique à l'aide du spectre de réponse issus du document technique "DTR BC 2-48" portant sur les "Règles Parasismiques Algériennes RPA 99" qui a été approuvé par la commission technique permanente pour le Contrôle Technique de la Construction (CTC) et dont l'actualisation en 2003 tient compte également des leçons tirées des récents séismes survenus en Algérie tels que ceux de Oued Djer (oct. 1988), Tipaza (oct. 1989), Mascara (août 1994), Boumerdes (Mai 2003) ou à l'étranger, tels que Spitak / Arménie (1988), Loma Prieta / Californie (1989), Sanjan / Iran (1990), Northridge / Californie (1994), Kobé/Japon (1995) et Izmit/Turquie(1999).

L'accélération sismique totale \mathbf{a}_g , appliquée à la base de la structure, est calculée selon la formule :

$$\mathbf{a}_g = A D$$

Tableau II.2 : coefficient d'accélération de zone A (%g)

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

-D : facteur d'amplification dynamique moyen, dont les graphes sont représenté sur la Fig. 14, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement(η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

• T_2 période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7
Le facteur D est par ailleurs donné sous forme graphique à la figure 4.1 pour un amortissement $\xi = 5\%$

• η : **facteur de correction d'amortissement** donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$$

où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Quant $\xi = 5\%$, on a $\eta = 1$

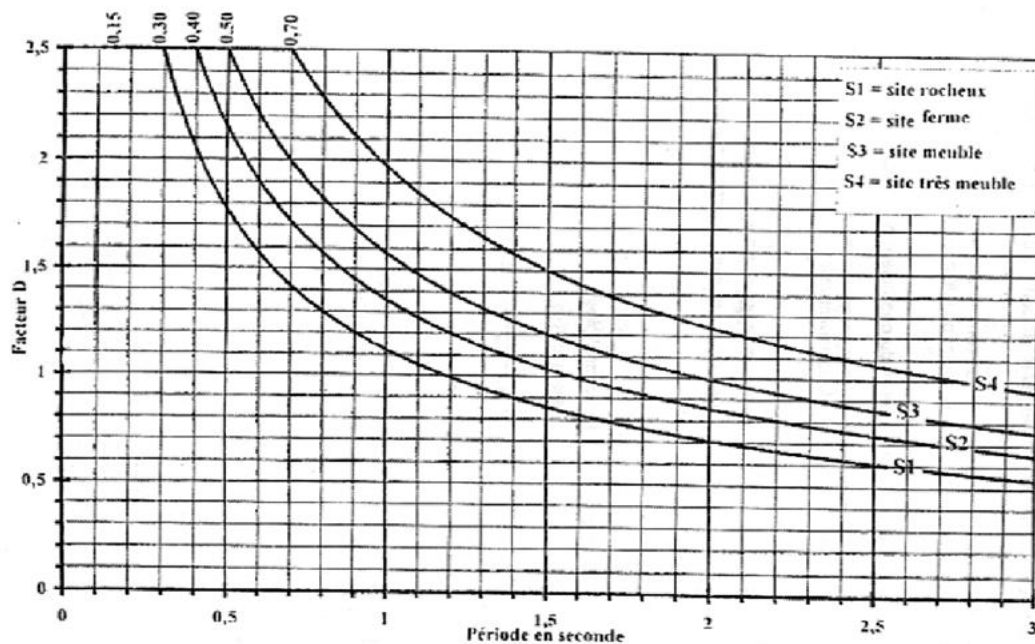


Figure I.14 : Facteur d'amplification dynamique moyen pour $\xi = 5\%$ ($\eta = 1$)

CHAPITRE II

CHAPITRE II : GENERALITE SUR LES BARRAGES

Dans ce chapitre, nous discutons de l'importance des barrages pour l'homme. Nous en présentons une classification selon leurs rôles et donnons un aperçu sur les différents types de qui existent de par le monde. L'édition actuelle du registre des grands barrages prend en compte 58266 barrages, le critère élémentaire est que la structure du barrage mesure au moins 15 mètres au-dessus des fondations.

Nous présentons par la suite les principes des différentes méthodes de calcul des barrages en détaillant particulièrement la méthode statique (approche RDM) pour le type particulier de barrage poids qui sera étudié dans cette thèse.

I. NOTION SUR LES BARRAGES

L'eau de surface est une ressource naturelle pour les nations. Pour les pays en développement, le stockage de l'eau est souvent vital et reste en tout cas le seul moyen d'exploiter économiquement cette ressource naturelle.

I.1 Définition :

Les barrages, ouvrages hydrauliques édifiés au travers d'une vallée, ont pour objet de retenir, en les accumulant en hauteur, les eaux d'une rivière. Comme indiqué sur la Fig. 2.1, leur objectif primaire et qui demeure toujours essentiel est l'irrigation. Comme le montre la même figure, ils peuvent également être utilisés en tant que régulateurs de crues, à des fins énergétiques (production d'énergie hydroélectrique) ou pour l'alimentation en eau potable.

Ces différentes fonctions sont souvent associées afin de valoriser un même barrage. Mais, dans la gestion du stock de l'eau, une prépondérance est toujours donnée à l'une d'entre elles. D'autres utilisations, bien que secondaires, sont également à mentionner : usages industriels (rétention d'effluents boueux), navigation, création de polders, de plans d'eau...

Les barrages comptent parmi les constructions humaines les plus anciennes. Leur développement actuel coïncide avec les évolutions démographique et économique, qui imposent, dans la plupart des régions du globe, la construction de réservoirs de plus en plus grands, tant en hauteur qu'en longueur, afin d'assurer de manière continue et régulière les besoins en eau et en énergie des populations, des cultures et des industries.

Globalement, les autres objectifs des barrages sont mineurs en regard des trois buts principaux ; ils sont néanmoins importants dans l'aménagement des pays ; il faut citer :

- L'alimentation en eau potable ou industrielle.
- La régularisation en vue de la navigation.
- Les développements touristiques et de loisirs.
- La recharge et l'assainissement des nappes phréatiques.

Les barrages référencés sont divisés en deux catégories principales:

- Les barrages à fonction unique soit 49,2 % des barrages.
- Les barrages polyvalents soit 16,8 % des barrages.

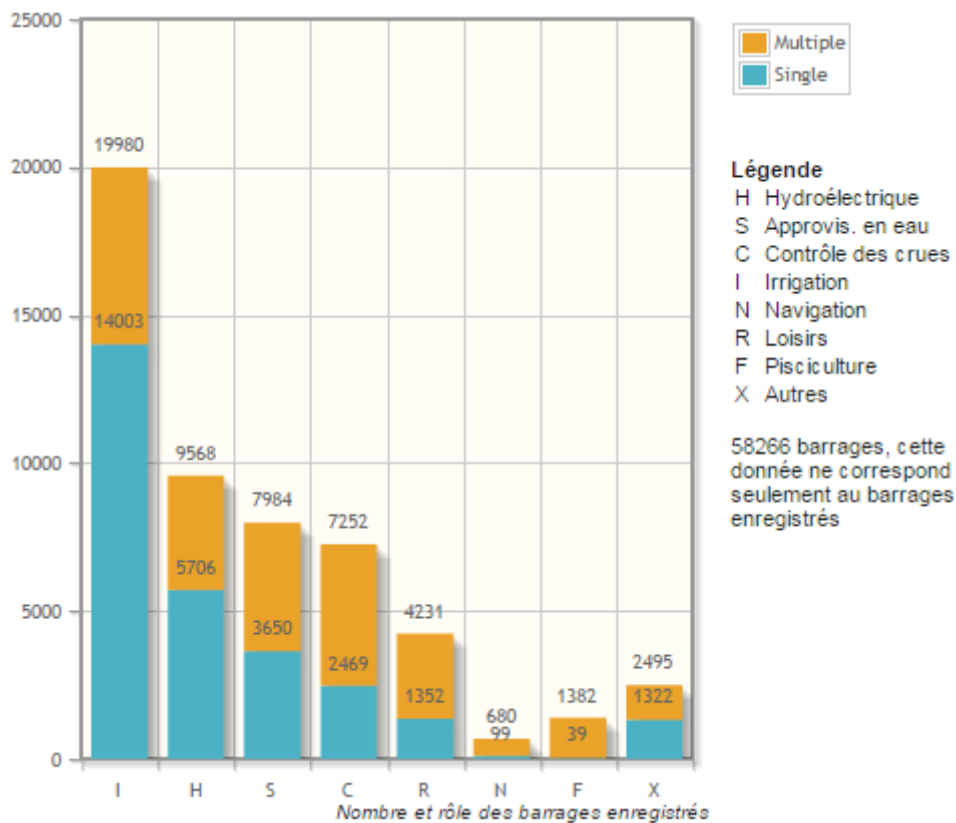


Figure II.1 : nombre et rôle des barrages enregistrés [10].

La demande en eau a augmenté régulièrement et cette croissance devrait atteindre 2 à 3% par an au cours des décennies à venir. Avec leur capacité cumulée d'environ 15 956 km³, les barrages ont clairement un rôle significatif dans la gestion efficace d'une ressource en eau limitée, inégalement répartie et sujette à de grandes variations saisonnières. Il faut construire beaucoup plus de barrages pour assurer le bon usage de cette ressource.

I.2 Les différents types de barrage :

La forme de la vallée, la nature du sol, les matériaux à disposition sur le site déterminent le type de barrage. Les barrages sont construits en béton ou en maçonnerie; les digues (ou barrages en remblai) sont en terre ou en enrochement.

I.2.1 Les barrages en matériaux meubles :

Les barrages en terre font partie des premiers ouvrages d'art réalisés par l'homme. Le développement des engins de terrassement et de compactage et une meilleure connaissance de la mécanique des sols permettent de réaliser de nos jours des ouvrages importants (jusqu'à 300 m de hauteur) dans des conditions économiques intéressantes.

Leur profil est très variable et dépend essentiellement de la nature et des propriétés des matériaux disponibles au voisinage du site. On distingue le *barrage homogène*, constitué pour l'essentiel d'une seule sorte de terre compactée aussi imperméable que possible, et le *barrage à zones*, fait de plusieurs sortes de terre de perméabilités différentes[11].

CHAPITRE II : GENERALITE SUR LES BARRAGES

Les barrages en terre sont très sensibles à l'érosion par l'eau. Certaines précautions sont donc à prendre préventivement comme la surélévation de la crête théorique du barrage pour compenser le tassement des matériaux, la mise en œuvre de filtres et drains pour éviter les risques d'entraînement de terre dus à des circulations d'eau à l'intérieur du barrage, enfin l'adoucissement du talus amont pour parer à son instabilité lors des changements du niveau de retenue.

Les barrages en enrochements sont constitués d'éléments rocheux de toutes dimensions (« tout-venant » de carrière), l'étanchéité étant assurée par un *organe souple* placé soit sur le parement amont (masque réalisé en béton armé ou en produits noirs), soit dans le corps du barrage (écran constitué d'un noyau en terre « imperméable »).

La principale difficulté de ce type de barrage provient des tassements dus à l'écrasement et au dérapage des blocs entre eux. Survenant lors de la construction et se poursuivant après, ils peuvent mettre en péril l'organe souple d'étanchéité. Pour accélérer le tassement, les blocs constitutifs du barrage sont arrosés intensément afin de lubrifier leurs contacts.

I.2.2 Les barrages-poids en béton :

Les barrages-poids sont des ouvrages dont la résistance est assurée essentiellement par la mobilisation de leur poids propre c'est à dire que leurs stabilités sous l'effet de la poussée de l'eau est assurée par le poids du matériau. Ces ouvrages peuvent être en maçonnerie ou en béton, en maçonnerie hourdée à la chaux pour les plus anciens, en béton compacté au rouleau pour les plus récents. Ce type de barrage, illustré dans la Fig.(II.2) convient bien pour des vallées larges ayant une fondation rocheuse. Ils sont souvent découpés en plots à la construction, l'étanchéité entre plots étant assurée par un dispositif placé à l'amont des joints [11].

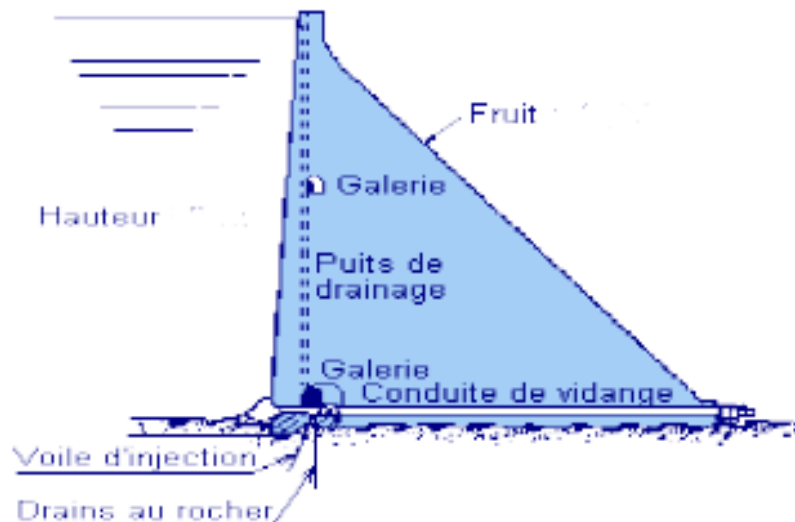


Figure II.2 : barrage poids[11]

Les formes sont diverses, forme rectangulaire simple pour les plus petits, forme triangulaire de façon classique, formes audacieuses plus élancées dans la partie supérieure à la fois pour des raisons architecturales et de quantité de matériau mis en œuvre. Au siècle dernier, les

CHAPITRE II : GENERALITE SUR LES BARRAGES

maîtres d'œuvre ont cherché à économiser de la matière en raidissant progressivement les parements. Ils ont donné une forme légèrement courbe au tracé en plan du barrage de manière à permettre les mouvements de la structure en évitant l'ouverture des joints, notamment en hiver.

Les ruptures successives du barrage de Bouzey ont amené les constructeurs à plus de prudence en mettant en évidence le rôle joué par les sous-pressions tant dans les fondations que dans le corps du barrage. Les formes les plus fréquentes des barrages-poids modernes sont des profils triangulaires qui se redressent en partie supérieure pour supporter la route de couronnement, comme c'est le cas du barrage de Vassivière présenté dans la Fig.2.3 Le parement amont est souvent vertical ou avec un fruit très faible.



Figure II.3 : Barrage de Vassivière[11]

On peut distinguer les barrages pour lesquels les fonctions poids et étanchéité sont assurées de manière conjointe, comme les barrages en maçonnerie "homogène" (bien que le parement amont soit souvent mieux appareillé et/ou recouvert d'un enduit), et ceux pour lesquels les deux fonctions sont parfaitement séparées : barrage-poids à masque amont du type Lévy, barrage-poids en béton compacté au rouleau (BCR) avec membrane d'étanchéité ou masque amont.

La stabilité des barrages-poids repose essentiellement sur leur fruit et, si nécessaire, sur l'efficacité du drainage qui met le massif poids à l'abri des sous-pressions. Leur inconvénient majeur est de ne pas utiliser pleinement les capacités du matériau constituant la partie résistante du barrage (maçonnerie ou béton) à supporter des efforts importants de compression. Il est donc venu rapidement à l'idée des projeteurs de supprimer du béton superflu en allégeant la structure, en créant des arcades ou des niches sur le parement aval, en réduisant la surface d'assise au sol.

Lorsque ces élargissements descendent jusqu'à la fondation, il en résulte une augmentation des contraintes appliquées au sol de fondation. Mais la réduction de la surface d'assise se traduit par un meilleur drainage de ce contact. Les sous-pressions dangereuses pour la stabilité de l'ouvrage sont alors limitées. Pour certains barrages en rivière, les vannes représentent une part importante du parement amont. La structure résistante est alors limitée au socle d'assise et aux contreforts entre vannes.

CHAPITRE II : GENERALITE SUR LES BARRAGES

1.2.3 Barrages-voûtes :

Les barrages-voûtes, comme présenté dans la Fig. (II.4), sont des barrages généralement en béton dont la forme courbe permet un report des efforts de poussée de l'eau sur les rives rocheuses de la vallée. L'utilisation de l'effet d'arc bien connu des constructeurs de cathédrales est plutôt récente dans le domaine des barrages (encore qu'on en trouve des applications dès le XIIIème siècle en Iran ainsi que, sous une forme plus rustique, par les Romains).

La réalisation d'une voûte est certainement la façon d'utiliser au mieux les capacités du béton à supporter les efforts de compression, de diminuer le volume du matériau à mettre en œuvre. Les barrages-poids-voûtes sont des barrages-poids dont la forme nettement arquée rend possible la création d'un véritable effet voûte et donc un report des efforts sur les appuis latéraux.

Ce type de barrage convient bien lorsque la topographie permet de fermer la vallée par une forme arquée de longueur réduite sans pour autant avoir une qualité de rocher en fondation suffisante pour admettre des sollicitations ponctuelles fortes de type encastrement.

Il s'agit en général de barrages construits dans la première moitié du XXème. Le parement amont est en général vertical de manière à simplifier les coffrages. Le parement aval est souvent incliné mais il peut se présenter sous forme de marches d'escalier superposées pour simplifier l'exécution [11].



Figure II.4 : Barrage de Luzège[11]

Précédées par des voûtes d'une trentaine de mètres de haut dans les années 1920, les grandes voûtes minces ont fait leur apparition au milieu du XXème siècle Fig.(II.5). Grâce à des méthodes et des moyens de calculs plus puissants, les formes se sont allégées de manière à économiser de la matière et à faire travailler la structure au maximum de ses possibilités. Les arcs circulaires sont devenus paraboliques, elliptiques ou en spirales logarithmiques. Les parements à double courbure ont été généralisés.

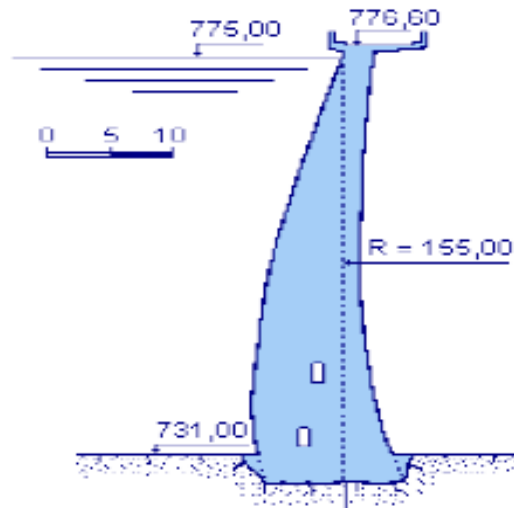


Figure II.5 : Coupe verticale d'un barrage voûte[11].

Les projeteurs ont poursuivi dans cette direction jusqu'à connaître les premiers déboires : fissuration de grandes voûtes trop minces eu égard à leur fondation rocheuse très rigide, rupture de la voûte de Malpasset pour des raisons autres, géologiques notamment. Ils sont alors revenus à des formes moins allégées mais garantissant des coefficients de sécurité plus confortables.

Les barrages-voûtes sont construits par plots indépendants. Ceux-ci sont clavés en fin de construction de manière à rendre la voûte monolithique et à solliciter lors de la mise en eau à la fois les arcs et les consoles que sont les plots de construction. La stabilité de ces barrages dépend essentiellement de la capacité (de résistance, de rigidité) de leur fondation à supporter des efforts concentrés au droit des appuis, efforts liés à l'encastrement de la structure, à la poussée des arcs, mais aussi, pour les voûtes minces, aux fortes sollicitations hydrauliques dues à la finesse de la structure.

La présence de culées peut toutefois permettre un report plus aisé des efforts sur les rives.

1.2.4 Barrages à contreforts :

Comme présenté dans les figures (II.6) et (II.7), un barrage à contreforts comprend [11] :

- Une série de murs parallèles, généralement de forme triangulaire, plus ou moins épais et plus ou moins espacés (les contreforts).
- Une bouchure entre contreforts transmettant à ceux-ci la poussée de l'eau.

La bouchure peut être constituée :

- D'une dalle plane en béton.
- D'un élargissement du contrefort vers l'amont.
- D'une voûte de faible portée.

CHAPITRE II : GENERALITE SUR LES BARRAGES



Figure II.6 : Barrage de Grandval



Figure II.7 : Barrage de Faux-la-Montagne

Le nombre de contreforts peut varier de quelques unités pour les plus grands d'entre eux (barrage de Grandval Fig. (II.6) ou de Calacuccia), à plusieurs dizaines comme sur les barrages de la Girotte, de Roselend et sur les barrages de type Considère (Vezins ou Rophémel).

Pour ces derniers, l'audace des constructeurs est allée jusqu'à réduire l'épaisseur des voûtes lettes à quelques dizaines de centimètres, nécessitant le recours au béton armé. Cette épaisseur augmente un peu en partie basse mais demeure réduite à l'approche de la fondation Les parements amont sont en général fortement inclinés de manière à transmettre directement au pied des contreforts et donc à la fondation rocheuse une partie de la poussée de l'eau sur le parement amont.

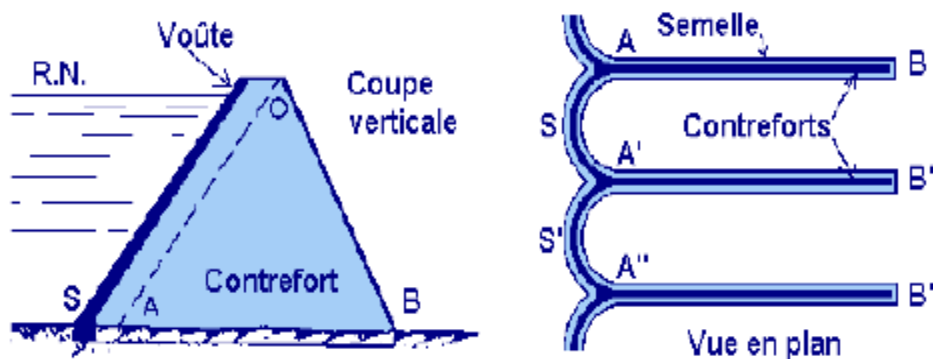


Figure II.8 : Barrage à contreforts[11].

Les barrages à contreforts, dont les détails sont présentés dans la Fig.(II.8), sont bien adaptés aux vallées larges avec une fondation rocheuse de bonne qualité.

Remarque : Les barrages en remblai (en terre) sont majoritaires avec près de 63% du total des barrages enregistrés (voir Fig.II.9). Il s'agit évidemment du type de barrage le plus ancien et il demeure des traces ou des barrages en remblai datant des civilisations les plus anciennes. De plus, ce type de barrage peut s'adapter avec beaucoup de types de fondations. Le barrage de Nurek au Tadjikistan, en remblai, est le plus haut barrage du monde (300m de haut).

CHAPITRE II : GENERALITE SUR LES BARRAGES

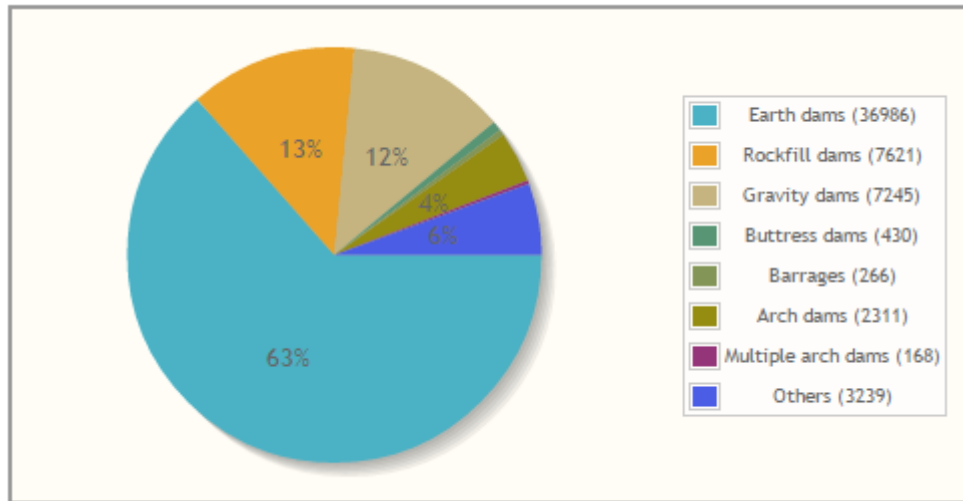


Figure II.9 : les types de barrages [10].

➤ Le recensement des grands barrages [10] :

Tableau II.1: Classification des grands barrages dans le monde

Nom	Hauteur	Type	Pays	Cours d'eau
Barrage de nourek	304 m	Remblai en terre	 Tadjikistan	Vakhch
Barrage de xiaowan	292 m	Voûte en béton	 Chine	Mékong
Barrage de la grande-dixence	285 m	Poids en béton	 Suisse	Dixence
Barrage de Xiluodu	278 m	Voûte en béton	 Chine	Yangzi Jiang
Barrage d'Inguri	271.5 m	Voûte en béton	 Géorgie	Inguri
Barrage de Vajont	261.6 m	Voûte en béton	 Italie	Vajont
Barrage chicoasén	261 m	Remblai en terre	 Mexique	Rio Grijalva
Barrage de Tehri	261 m	Remblai en terre	 Inde	Bhagirathi
Barrage de mauvoisin	250 m	Voûte en béton	 Suisse	Bagnes

I.3 Nature des forces appliquées :

Selon le comportement des barrages poids, on peut alors classer les sollicitations en trois catégories bien distinctes [12] :

- Les forces directement appliquées aux barrages,
 - Les forces d'inertie de la structure lors du mouvement imposé par le séisme,
 - Les forces d'interaction du sol et du fluide avec la structure,
- Dans la première catégorie, on trouve:
- le poids propre de l'ouvrage qui dépend du poids spécifique du matériau utilisé,
 - les forces de pression de l'eau qui s'exercent sur le parement amont ou aval du barrage,
 - les forces de pression interstitielle dues à l'infiltration d'eau dans le corps du barrage,
 - les forces dues aux sous- pressions de l'eau qui agissent sur la base de l'ouvrage et qui tendent à soulever l'ouvrage. Elles apparaissent du fait du manque d'étanchéité de la fondation. En général on utilise des méthodes d'étanchement afin de diminuer fortement leurs effets.
- Dans la deuxième:
- les forces d'inertie de la structure qui découlent de la deuxième loi de Newton et qui sont imposées par l'accélération du mouvement du sol.
- La troisième catégorie de forces se rapporte à un problème d'interaction (sol - structure, fluide - structure, sol - fluide, sédiments - structure). Nous noterons à ce niveau que ces connections peuvent déboucher sur des interactions statiques ou dynamiques entre chaque domaine dont les caractéristiques mécaniques et cinématiques sont différentes;
- les forces d'interaction sol - structure fournissent une action (statique ou dynamique) supplémentaire sous le barrage et tiennent compte de l'effet de l'ensemble de la fondation (globalité du sol),
 - les forces d'interaction fluide - structure apparaissent sous l'effet d'ondes de pression dues au mouvement du sol.

Les barrages représentent des systèmes constructifs complexes à caractères économiques et stratégiques importants. Construits en zone sismique, ils constituent un danger potentiel permanent pour les populations avoisinantes. Leur rupture totale ou partielle, est en général accompagnée par des conséquences catastrophiques sur le double plan, humain et matériel.

En conséquence, il est important, voire nécessaire de développer des outils de calcul indispensables pour l'analyse dynamique des barrages en vue de l'évaluation de leur performance et leur sécurité sous l'effet des séismes. Ces outils doivent être capables d'évaluer de manière fiable et efficiente les déformations et les contraintes dynamiques se développant dans un barrage, soumis à l'action d'un mouvement sismique donné, compte tenu des phénomènes d'interaction sismique Sols-Structures et Fluide-Structures, susceptibles de compliquer sérieusement l'analyse du comportement dynamique des barrages en béton.

II.METHODE DE CALCUL DES BARRAGES POIDS

Dans les régions de forte sismicité il y a lieu de tenir compte de l'effet sismique dans les projets des barrages poids. On sait que les règles de la résistance des matériaux sur lesquelles sont basés les calculs de barrages, supposent implicitement que les forces appliquées à ces ouvrages sont statiques ou évoluent très lentement. Mais les tremblements de terre exercent des forces dynamiques de courte durée et de forte intensité, dont on peut tenir compte en effectuant un calcul dynamique, ou en leur substituant des forces statiques équivalentes (forces pseudo-statiques). On peut citer les différentes méthodes de calcul de barrage entre autres [12]:

- le calcul statique.
- La méthode pseudo- statique.
- La méthode à système généralisé équivalent
- Le calcul dynamique.

II.1 L'analyse statique des barrages poids :

Les barrages poids en béton sont construits par tranches verticales ou plots indépendants les uns des autres. Ces derniers sont séparés par des joints de dilatation verticaux étanches qui permettent les mouvements dus aux variations de température. En effet, le béton est un matériau qui se dilate quand la température augmente et se contracte en cas contraire.

L'analyse de tels ouvrages passe par la définition des trois conditions suivantes:

- Stabilité élastique due à l'état de contrainte aux deux parements aval et amont,
- Stabilité au glissement limitant les contraintes de cisaillement, où
- Stabilité relative aux contraintes transmises au sol, devant tenir compte des effets d'interaction [12].

II.1.1 Calcul statique des barrages poids :

Un barrage poids se calcule par tranches verticales d'épaisseur unité dans le sens transversal. Pour cela on doit vérifier si la stabilité du massif sous ces différentes forces est assurée à savoir:

- Au renversement
- Au glissement
- Vérification des contraintes: condition de non extension et condition de Maurice Levy.

L'inclinaison des parements est définie généralement par le "fruit" qui est la tangente de l'angle que fait le parement avec la verticale:

- fruit amont: n
- fruit aval: m
- fruit total: $f = m + n$.

CHAPITRE II : GENERALITE SUR LES BARRAGES

II.2 La méthode pseudo- statique :

Elle consiste à caractériser l'action des forces sismiques pour une seule force concentrée au centre de gravité de la structure. Le barrage est alors considéré comme une poutre soumise à l'action de cette force, de son poids propre et des forces de surpressions agissantes à la base du barrage dans le sens opposé du poids propre.

Les principes de RDM sont alors appliqués pour calculer les déplacements et les sollicitations internes qui résultent de ces forces agissantes.

II.2.1 Evaluation de ces forces sismiques latérales équivalentes:

Ces forces agissent sur:

➤ masse du barrage :

La masse de l'ouvrage se comporte comme une console verticale élastique encastrée dans le sol, qui sous l'effet d'une impulsion peut osciller avec une période d'oscillation propre. La console vibrera, d'autant plus que les secousses s'exerceront dans le sens horizontal. En général, l'accélération sismique γ s'évalue en pourcentage de l'accélération terrestre g :

$\gamma = a/g$ et a varie avec la nature du sol de fondation et du séisme.

Sachant que la masse du barrage $M = P/g$, l'intensité de la force d'inertie horizontale sera:
 $m\gamma = Pa$.

Dans les calculs de stabilité au renversement et glissement ainsi que dans les calculs des contraintes, on considérera que la poussée Q est la somme de: $Q =$ poussée de l'eau + force d'inertie Pa .

Remarque: deux ingénieurs yougoslaves Varlet [13] ont calculé que pour un barrage poids à profil triangulaire, de hauteur H admet pour un réservoir vide une période propre T tel que

$$T = \frac{H^2}{610 e}$$

avec e est la base = $m \cdot H$, T en secondes et H en mètre.

Sachant que les plus grands barrages du monde n'atteignent pas 300 mètres et que le fruit m est égal en général à 0.80 ce qui impliquera que la période T n'est qu'une fraction de seconde donc on peut conclure que les possibilités de résonance (ruine) n'ont pas à être prises en considération pour ces ouvrages[12].

➤ Action sur la masse d'eau du réservoir :

Par inertie, sous l'effet de secousses horizontales l'eau provoque un mouvement de va et vient sur le corps du barrage. Il en résulte une poussée supplémentaire sur la face amont; mais la pression ne se répartit pas suivant une loi linéaire habituelle $Q = py$

Certains chercheurs ont donné des fonctions à cette répartition exemples:

- Pression :

$$Q = 0.8\gamma (2H - y)y \quad (\text{II.9})$$

Avec $\gamma =$ accélération sismique et $y =$ profondeur sous l'eau.

- Westergaard :

$$Q = \frac{0.875 Hz}{1 - 3.38 \frac{H^2}{1000}} \quad (\text{II.10})$$

➤ Action sur le sol de fondation :

La période des ondes sismiques peut aller de 0.5 à 80 secondes mais entre 0.8 et 1.5 secondes. Il semble que les séismes se prolongent avec des ondes se répétant et ébranlant dangereusement les ouvrages. Mais en général, les épicentres sont rarement situés dans les régions montagneuses c'est pour cela que les plus grands barrages sont implantés en montagne donc moins exposés.

II.3 La méthode des systèmes généralisés équivalents :

Cette méthode consiste à répartir le chargement effectif généralisé du tremblement de terre en une série de forces concentrées en un nombre fini des points discrets de la structure. Les déplacements de ces points discrets sont fonction d'une coordonnée généralisée et d'une fonction de forme associée au mode de vibration de la structure étudiée.

Lorsque l'accélération du sol est donnée en terme de spectre de réponse cette méthode aboutit à des résultats acceptables par rapport à ceux obtenus par des études performantes: modélisation et résolution de la réponse en fonction du temps par la méthode des éléments finis pour l'obtention des contraintes et des efforts induits par un séisme. Cette méthode tient compte de l'action sismique qui s'applique sur le barrage ainsi que des efforts internes induits par ce séisme:

- interaction barrage - fluide ;
- interaction barrage - sol de fondation (qui est l'objet de notre étude).
- effets d'absorption des ondes hydrodynamiques par le fond du réservoir (ondes réfléchies);
- contribution des modes supérieures ("correction statique"). (objet de l'extension au master de notre PFE).

II.4 la méthode de calcul dynamique exacte:

L'étude dynamique est une extension du calcul statique, moyennant l'introduction, dans l'équation d'équilibre, des forces dynamiques supplémentaires provoquées par le mouvement de l'ouvrage. La relation d'équilibre dynamique s'écrit:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = F(t) \quad (\text{II.11})$$

Avec

K = matrice de raideur des éléments du système considéré

C = la matrice d'amortissement et

M - la matrice de masse et $F(t)$ = force excitatrice.

II.4.1 Approche déterministe et probabiliste d'analyse dynamique des structures :

Le comportement dynamique des structures joue un rôle tout aussi essentiel que le mouvement du sol dans l'évaluation des forces sismiques. Les mouvements sismiques engendrent dans les structures des actions dynamiques, dont les forces d'inertie, qui apparaissent dans les masses lorsqu'on impose le mouvement au niveau des appuis. L'analyse dynamique des structures a recours à différentes méthodes pour composer ces actions; elles sont regroupées en deux tendances, l'une déterministe et l'autre probabiliste.

La première comprend la méthode temporelle pas à pas qui permet à chaque pas de temps d'évaluer, la réponse de la structure, et la méthode spectrale (la plus utilisée), caractérisée par la définition d'un mouvement sismique imposé aux appuis sous forme de spectre de réponse et sous l'hypothèse d'un comportement global linéaire de la structure permettant l'utilisation des modes propres.

La seconde est basée sur la prise en compte d'un nombre fini d'harmoniques composant le signal sismique et dont les caractéristiques probabilistes des amplitudes sont reliées à la densité spectrale de puissance du processus de tremblement de terre. En effet, cette dernière permet de calculer les écarts – types des variations aléatoires des amplitudes des différentes harmoniques. Il est possible ainsi de développer des méthodologies de calcul stochastique de la réponse des structures.

II.4.2 L'analyse dynamique tridimensionnelle:

L'analyse dynamique tridimensionnelle d'un barrage ne soulève pas de difficultés techniques particulières. Les méthodes et modèles décrits pour les calculs dynamiques par éléments finis bidimensionnels sont directement applicables. Les lois de comportement élastique ou viscoélastique généralement adoptées pour les calculs dynamiques bidimensionnels se transposent immédiatement aux études tridimensionnelles. Cependant, deux difficultés à signaler:

- la taille importante et le coût élevé des modèles numériques à mettre en œuvre;
- définition du mouvement sismique: dans les études bidimensionnelles, le mouvement du sol est défini à un certain niveau, par un accélérogramme unique, généralement correspondant à la propagation verticale d'une onde de cisaillement horizontale. Cette hypothèse est acceptable dans le cas bidimensionnel, elle devient plus contestable dans le cas tridimensionnel ou les effets de la topographie peuvent être très importants [12].

L'outil le plus puissant actuellement disponible pour le calcul des structures complexes est la méthode des éléments finis. La difficulté principale est d'ordre pratique. Elle réside dans la taille des modèles numériques à mettre en œuvre et par voie de conséquence dans le coût de telles études. Et pour ce qui est des méthodes statiques (pseudo- - statiques) elles ne sont pas exactes vu qu'elles sont basées sur des hypothèses simplificatrices telles que: barrage rigide et l'eau comme fluide incompressible. C'est pour cela que l'on s'intéresse à la méthode du système généralisé équivalent qui nous permet de passer d'un système réel complexe à un système équivalent assez simple tenant compte de tous ces phénomènes.

II.5 Notion d'élément fini

Il existe une troisième méthode d'expression des déplacements d'une structure donnée à l'aide d'un nombre fini de coordonnées discrètes de déplacements ; elle combine certaines caractéristiques des procédés de concentration des masses et des coordonnées généralisées, et connaît à présent un grand succès. Cette approche, qui constitue la base de la méthode générale d'analyse des milieux continus par éléments finis, procure une idéalisation pratique et sûre du système, et s'avère particulièrement recommandable pour des calculs par ordinateur.

L'idéalisation du type "éléments finis" est applicable à des structures de tous genres : structures en treillis, qui sont des assemblages d'éléments unidimensionnels (poutres, colonnes, etc.) ; structures en état de contraintes planes ou du type plaque ou coque, qui sont constituées d'éléments bidimensionnels; et les corps tridimensionnels de forme arbitraire. Pour simplifier, seuls les éléments unidimensionnels seront envisagés dans la présente étude, mais la généralisation de cette notion aux éléments bi- et tridimensionnels ne présente pas de difficultés.

La première étape de l'idéalisation par éléments finis d'une structure quelconque, par exemple une poutre, consiste à la diviser en un certain nombre de segments, ou éléments. Leur taille est arbitraire; ils peuvent être tous de la même taille ou être tous de tailles différentes. Les extrémités des segments, qui sont également leurs points de jonction, sont appelées *points nodaux*. Les déplacements de ces points nodaux sont alors pris pour coordonnées généralisées de la structure.

Les déplacements de chaque point de la structure complète peuvent alors être exprimés en fonction de ces coordonnées généralisées par l'intermédiaire d'un certain ensemble de fonctions de déplacement choisies.

Les avantages sont les suivants :

- 1) On peut utiliser n'importe quel nombre de coordonnées généralisées : il suffit de diviser la structure en un nombre approprié de segments.
- 2) Les fonctions de déplacement choisies pour chaque segment peuvent être identiques et les calculs en sont alors simplifiés.
- 3) Les équations sur lesquelles débouche cette approche sont largement découplées, car chaque déplacement nodal n'affecte que les éléments voisins ; le processus de résolution est donc grandement simplifié.

En général, la méthode des éléments finis constitue la méthode la plus efficace pour exprimer les déplacements de configurations arbitraires de structures au moyen d'un ensemble de coordonnées discrètes [14].

CHAPITRE III

Dans ce chapitre, nous présentons une méthodologie simplifiée pour l'analyse de la réponse du mode vibratoire fondamental des systèmes barrages poids pour le cas de fondation rocheuse rigide et celui de fondation rocheuse flexible. Nous ne considérons que le cas du réservoir de barrage vide. On calcule la réponse du mode vibratoire fondamental des barrages poids modélisés chacun par un système équivalent à un degré de liberté avec des propriétés fréquentielles indépendantes choisies pour représenter de manière appropriée, les effets compliqués des fréquences dépendantes des termes de flexibilité de la roche de fondation. Les déformations maximales induites par un mouvement sismique horizontal et les forces latérales équivalentes peuvent être calculées par la suite (chapitre suivant) en utilisant le spectre de réponse réglementaire RPA99/version 2003 pour représenter un mouvement fort de sol.

I. PRESENTATION DE LA METHODE ADOPTEE

Une procédure d'analyse simplifiée a été présentée pour l'évaluation et la conception dans le domaine élastique de barrages en béton [15]. Dans cette procédure, les forces latérales du tremblement de terres associées au mode de vibration fondamental du barrage sont estimées directement à partir du spectre de réponse (associé à un accélérogramme réel ou à un règlement), en considérant le barrage encastré dans le rocher de fondation. Plus récemment [16], la procédure a été étendue pour la prise en compte des effets de l'interaction barrage-fluide-rocher de fondation dans le cas de rocher de fondation sous-jacent flexible. La contribution des modes de vibration plus élevés de la réponse est incluse dans la procédure simplifiée par l'introduction d'une "correction statique" et une règle pour combiner ces réponses modales d'ordres supérieurs.

I.1 Objectifs visés et méthodologie :

Des recherches récentes ont abouti à l'élaboration d'une méthode d'analyse efficace basée sur la méthode de la sous-structure, pour le calcul de la réponse sismique du barrage poids, y compris les effets de l'interaction entre le barrage et le rocher flexible.

Les études paramétriques de réponse utilisant la procédure analytique générale ont démontrées que ce genre d'interaction affecte de manière significative la réponse sismique des barrages et qu'il doit être considéré dans les analyses pratiques. Les principaux paramètres retenus dans cette étude sont :

- Les caractéristiques géométriques et mécaniques des barrages.
- Les caractéristiques dynamiques des barrages.
- Les caractéristiques mécaniques du sol de fondation et ses propriétés dissipatrices d'énergie.
- L'excitation sismique à travers le spectre de réponse associé.

Ainsi, la procédure analytique générale et les programmes informatiques mis au point pour l'idéalisation en élément finis du monolithe de barrage sont d'une grande valeur dans la phase finale de la conception des nouveaux barrages et de l'évaluation de la sécurité des barrages

existant. **Une telle procédure numérique doit être simplifiée en tenant compte de ces effets d'interaction pour le design préliminaire et la phase d'évaluation du projet.**

Afin d'évaluer l'effet d'interaction barrage –rocher de fondation flexible sur la réponse dynamique de mode fondamental de vibration, nous négligeons les effets d'interaction barrage-fluide c'est-à-dire que le réservoir du barrage est considéré comme étant vide.

Dans cette procédure, la réponse du mode fondamental de vibration est modélisée par un oscillateur encastré à la base c'est-à-dire à un système équivalent a un seul degré de liberté (1ddl) avec une période et un facteur d'amortissement, y compris les effets de souplesse du sol et à la fois le rayonnement d'amortissement qui découle de l'interaction barrage – fondation.

La réponse maximale du système équivalent 1ddl est obtenue à partir du spectre de réponse réglementaire compatible avec le contexte géotechnique du site d'implantation du barrage et la zone sismique dans laquelle il se trouve. Les forces latérales qui correspondent à la déformation maximale du système équivalent sont calculées en utilisant la distribution de masse du barrage.

I.2 Interaction sol- structure :

Jusqu'aux environs de 1970 la majorité des analyses faites sur le comportement sismique d'une structure, ont utilisé l'hypothèse classique d'une structure encastrée dans une base rigide.

Diverses observations de dommages sismiques ont montré que les réponses dynamiques de structures fondées sur un sol déformable, peuvent être sensiblement différentes de celles des structures similaires, mais supportées par un sol ferme. Cependant, les connaissances des caractéristiques et propriétés du sol, à l'époque ne permettaient pas la prise en compte de ce phénomène, et même actuellement dans les constructions courantes, l'interaction sol-structure est négligée ou traitée forfaitairement.

Par contre pour les ouvrages de dimension et de poids exceptionnels, notamment les barrages et les réacteurs nucléaires, les constructions de très grande hauteur, des études approfondies ont confirmé la nécessité d'un calcul complet qui englobe à la fois le sol et la structure.

Tout d'abord, le comportement du barrage dépend des propriétés de sa fondation, il en résulte systématiquement lors d'un séisme, un couplage dynamique entre le barrage et le sol de fondation se traduisant par une interaction sol - structure: c'est à ce problème que l'on va s'intéresser. La deuxième particularité des barrages est de contenir un réservoir plein d'eau, il est alors nécessaire de prendre en compte l'interaction fluide-barrage. Puisque l'on s'occupe de l'interaction sol - structure nous allons la définir. Ayant une structure fondée sur le sol, si l'on ne tient pas compte de l'interaction, cela revient à avoir un seul système (structure encastrée = un seul bloc), auquel on applique une excitation sismique au niveau de l'encastrement. Par contre si on tient compte de l'interaction notre système deviendra un système mixte et l'encastrement se situera au niveau du substratum. Quand on parle de dynamique des

structures, on doit tenir compte de cette interaction car la présence du sol affecte la réponse de la structure et la présence de la structure affecte le comportement du sol.

Durant le séisme, la structure emmagasine une certaine quantité d'énergie se dissipant de trois manières:

- une partie est renvoyée dans le sol, où elle s'irradie et se perd à travers le phénomène de interaction sol structure,
- une seconde partie est transformée en chaleur par le phénomène de frottement,
- le reste d'énergie se retrouve dans la structure sous forme d'énergie cinétique et d'énergie de déformation.

Pour mettre en évidence cette interaction, on peut modéliser notre ouvrage par une console et le sol sous-jacent par des ressorts agissants à la translation ou en rotation reliés à une base rigide, à laquelle on impose le mouvement. Mais, il existe une autre manière encore de modéliser tout le système par des éléments finis où les calculs sont mis en œuvre par des programmes généraux ou spécifiques (modélisation tenant compte des propriétés dynamiques du sol ainsi que de ses hétérogénéités). Le sol est modélisé par des couches successives d'éléments empilés sur une base qui représente le soubassement rocheux.

I.3 Le système considéré :

Le système considéré consiste en un monolithe de barrage poids en béton reposant sur un demi-plan viscoélastique du sol de fondation flexible et d'un réservoir d'eau vide schématiquement représenté sur la fig.(III.1). L'excitation sismique considérée dans la présente étude est représentée par une composante accélérométrique horizontale enregistrée en champ libre.

Les efforts sismiques induits sont appliqués dans le plan du barrage transversalement à son axe longitudinal. Le système sol - barrage est en outre supposé être dans un état de contraintes planes.

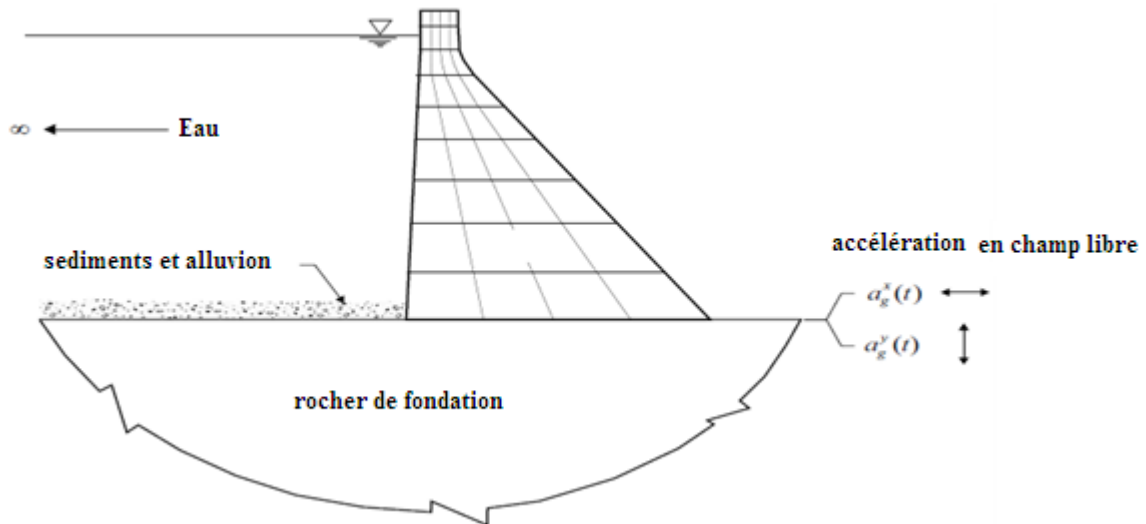
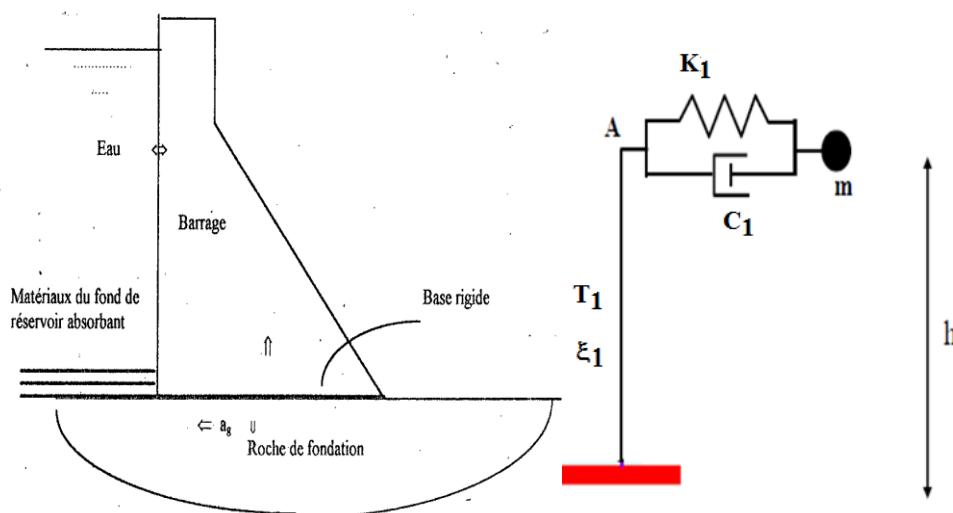


Figure (III.1) : représentation du système barrage-fluide-rocher de la fondation[16]

Pour le calcul de la réponse du barrage à intense mouvement au sol de tremblement de terre, le mouvement du système est considéré comme deux dimensions. Cette hypothèse, basée sur des observations lors des essais de vibrations forcées de Pine Flat Dam et la réponse du tremblement de terre de Koyna Dam.

Le système est analysé sous l'hypothèse d'un comportement linéaire pour le barrage en béton, et la fondation roche.

I.4 Réponse du barrage rapportée au mode fondamental de vibration sur une fondation rigide



Figure(III.2) : modélisation du barrage sur un rocher de fondation rigide[16]

La réponse dynamique des structures ayant des périodes de vibrations courtes, tels que pour les barrages poids en béton, sous l'effet du mouvement du sol est principalement attribuée au mode fondamental de vibration. Dans une analyse simplifiée, il est donc approprié de ne considérer que la contribution du mode de vibration fondamental de la réponse du barrage. Ainsi, le déplacement du barrage due à la composante horizontale du mouvement du sol peut être exprimée en tant que [16]:

$$r_k(x,y,t) = \phi_1^k(x,y) Y_1(t) \quad (\text{III.7})$$

, $k = x, y$

où k représente la direction de composante de la réponse sismique suivant les directions x ou y ; $r_x(x, y, t)$ et $r_y(x, y, t)$ sont les composantes horizontale et verticale du déplacement du barrage par rapport à sa base, respectivement;

$\phi_1^x(x,y)$ et $\phi_1^y(x,y)$ sont les composantes horizontales et verticales de déplacement en mode fondamental de vibration du barrage sur rocher de fondation rigide avec un réservoir vide, respectivement;

Et $Y_1(t)$ = la coordonnées modale associé au mode fondamental de vibration.

En utilisant la théorie des travaux virtuels, on peut alors montrer que l'équation de mouvement du barrage vide encastré dans le sol et soumis à l'effet d'une accélération horizontale $a_g(t)$ se réduit à:

$$M_1 \ddot{Y}_1(t) + C_1 \dot{Y}_1(t) + K_1 Y_1(t) = -L_1 a_g(t) \quad (\text{III.8})$$

Où M_1 , K_1 et C_1 représentent respectivement la masse, la raideur et le coefficient d'amortissement visqueux du modèle mathématique à paramètres généralisés, tels que:

$$M_1 = \iint \{ m_x(x,y) [\phi_1^x(x,y)]^2 + m_y(x,y) [\phi_1^y(x,y)]^2 \} dx dy \quad (\text{III.9})$$

$m_k(x,y)$ est la densité de masse du béton ($k = x,y$), $K_1 = \omega_1^2 M_1$ et $C_1 = 2 M_1 \xi_1 \omega_1$

$$L_1 = \iint \{ m_x(x,y) \phi_1^x dx dy \} \quad (\text{III.10})$$

Dans les équations précédentes ξ_1 , ω_1 et L_1 désignent le pourcentage d'amortissement critique, la fréquence naturelle et le coefficient de la force sismique généralisée, associés au mode fondamental de vibration du barrage.

Pour une accélération harmonique du sol en champ libre, $a_g(t) = e^{i\omega t}$, la coordonnée modale peut être exprimée dans le domaine fréquentiel de valeur complexe, $Y_1(t) = \tilde{Y}_1(\omega) e^{i\omega t}$, lors de la substitution dans Eq. (III.8) donne :

$$\tilde{Y}_1(\omega) = \frac{-L_1}{-\omega^2 M_1 + i\omega C_1 + K_1} \quad (\text{III.11})$$

La réponse de coordonnée modale $Y_1(t)$ sous l'effet d'un mouvement du sol de tremblement de terre spécifiée peut être calculé à partir de sa fonction de réponse dans le domaine fréquentiel, Eq. (III.11), en utilisant des techniques standard de Fourier. La réponse de déplacement du barrage est alors donnée par Eq. (III.7). En outre, la déformation maximale et les forces peuvent être exprimées directement en termes de spectre de réponse pour le mouvement du sol de tremblement de terre.

Les sections suivantes de ce document présentent les extensions de l'équation. (III.11) nécessaire d'inclure les effets distincts d'interaction barrage-réservoir eau, y compris l'absorption de fond et le barrage-rocher de fondation interaction dans l'analyse simplifiée de la réponse du mode fondamental de barrage-poids en béton au mouvement au sol de tremblement de terre.

I.5 Réponse du barrage rapportée au mode fondamental de vibration sur une fondation flexible:

La procédure analytique générale développée pour l'analyse sismique des barrages -poids en béton[34] permet de prendre en compte la flexibilité de la fondation rocheuse du barrage. Le modèle simplifié illustré sur la Fig. III.5 doit en tenir compte aussi en modifiant, comme déjà dit plus haut, les valeurs T_1 et ξ_1 de la période fondamentale et l'amortissement respectivement, du système 1ddl équivalent par les valeurs \tilde{T}_f et $\tilde{\xi}_f$ choisies pour représenter de manière appropriée, les effets compliqués des fréquences dépendantes des termes de flexibilité de la roche de fondation.

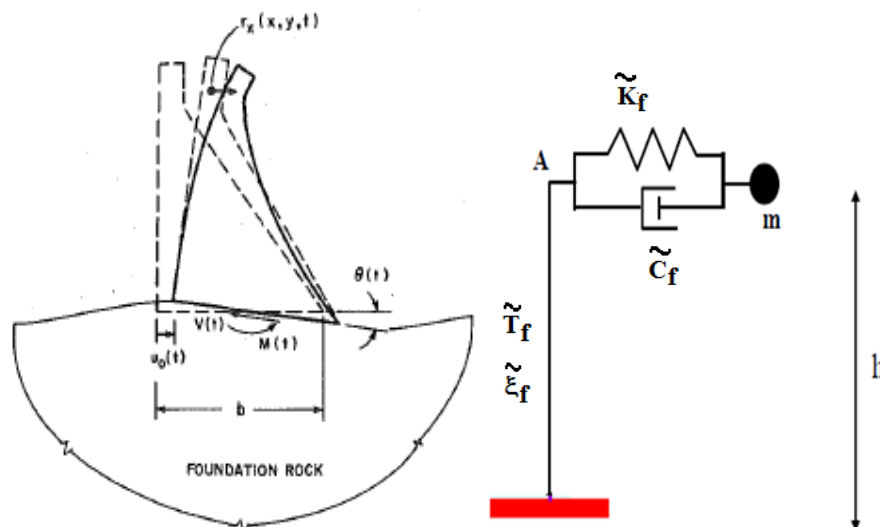


Figure (III.3) : modélisation du barrage sur un rocher de fondation flexible[16]

L'équation de mouvement du barrage sur base rocheuse rigide en mode fondamental de vibration, Eq(III.8) , doit être modifiée pour tenir compte de l'interaction sol – structure en incluant:

- la rotation, $\theta(t)$ et la translation, $u_0(t)$ de la base rigide, relatives à un mouvement de surface et permises par la flexibilité du sol de fondation;
- le moment à la base associé, $M(t)$ et le cisaillement à la base, $V(t)$ dus à interaction entre le barrage et la fondation rocheuse.

Les équations de mouvement en termes de coordonnées modales $Y_1(t)$ sont annexe(C):

$$M_1 \ddot{Y}_1(t) + C_1 \dot{Y}_1(t) + K_1 Y_1(t) + L_1 u_0(t) + L_1^\theta \theta(t) = -L_1 a_g(t) \quad (\text{III.12a})$$

$$L_1 \ddot{Y}_1(t) + m_t u_0(t) + L_x^\theta \theta(t) + V(t) = -m_t a_g(t) \quad (\text{III.12b})$$

$$L_1^\theta \ddot{Y}_1(t) + L_x^\theta u_0(t) + I_t \theta(t) + M(t) = -L_x^\theta a_g(t) \quad (\text{III.12c})$$

Dans lesquels: m_t est la masse totale du monolithe de barrage et I_t le moment d'inertie du monolithe de barrage autour du centre de sa base,

$$I_t = \iint \{ m_x(x,y) y^2 + m_y(x,y) [\frac{1}{2} b - x]^2 \} dx dy$$

b = largeur de la base du barrage,

$$L_1^\theta = \iint \{ m_x(x,y) \phi_1^x(x,y) + m_y(x,y) [\frac{1}{2} b - x] \phi_1^x(x,y) \} dx dy,$$

$$\text{et } L_x^\theta = \iint m_x(x,y) y dx dy$$

La fonction de réponse dans le domaine fréquentiel de déplacement et les forces d'interaction à la base du barrage ont exprimées en valeur complexe, domaine fréquentiel, dépendent de la matrice de rigidité dynamique :

$$\begin{bmatrix} KVV(\omega) & KVM(\omega) \\ KMV(\omega) & KMM(\omega) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \bar{u}_0(\omega) \\ \bar{\theta}(\omega) b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \bar{V}(\omega) \\ \frac{\bar{M}(\omega)}{b} \end{Bmatrix} \quad (\text{III.13})$$

Avec :

$$V(t) = \tilde{V}(\omega) e^{i\omega t}; M(t) = \tilde{M}(\omega) e^{i\omega t}; u_0(t) = \tilde{u}_0(\omega) e^{i\omega t}; \theta(t) = \tilde{\theta}(\omega) e^{i\omega t};$$

et les impédances de couplage sont égaux, $K_{MV}(\omega) = K_{VM}(\omega)$.

Une procédure qui été développée [36] pour l'évaluation des fonctions de conformité à des points nodaux espacés uniformément sur une surface homogène, isotrope, viscoélastique demi-plan, à partir de la solution de deux problèmes de valeur limite avec des contraintes de

surface prescrites entre des points nodaux adjacents. Les fonctions de conformité sont assemblés et inversées pour obtenir la matrice de rigidité dynamique de la région fondation-rock pour les points nodaux régulièrement espacées à la base du barrage, qui est transformé par la matrice de contrainte pour un barrage de base rigide pour obtenir la matrice de rigidité dynamique de l'équation III.7.

Pour l'accélération harmonique du sol en champ libre $a_g(t) = e^{i\omega t}$, Eq. (III.12) peut être écrite dans le domaine fréquentiel et combiné avec Eq. (III.13) pour donner :

$$\begin{bmatrix} -\omega^2 M_1 + i\omega M_1 + K_1 & -\omega^2 L_1 & -\omega^2 L_1^\theta \\ -\omega^2 L_1 & -\omega^2 m_t + K_{VV} & -\omega^2 L_\theta^x + K_{VM}(\omega)b \\ -\omega^2 L_1^\theta & -\omega^2 L_\theta^x + K_{MV}(\omega)b & -\omega^2 I_t + K_{MM}(\omega)b^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \tilde{Y}_1(\omega) \\ \tilde{u}_0(\omega) \\ \tilde{\theta}(\omega) \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} L_1 \\ m_t \\ L_\theta^x \end{Bmatrix} \quad (\text{III.14})$$

La solution de l'équation III.8 pour la fonction de réponse en fréquence, $\tilde{Y}_1(\omega)$, la coordonnée modale fondamentale est compliquée par les contributions implicites des modes de vibration plus élevés du barrage les termes inertiel m_t , L_θ^x , et I_t , associée au mouvement de corps rigide du barrage dû à la flexibilité fondation-rocher. La réponse du barrage est représenté avec précision avec l'hypothèse que ces termes inertiels sont approchées par la contribution de mode fondamental de vibration : $m_t = m_1^*$, $L_\theta^x = m_1^* h_1^*$, et $I_t = m_1^* (h_1^*)^2$, avec $m_1^* = (L_1)^2 / M_1$ et $h_1^* = L_1^\theta / L_1$.

sont la masse et la hauteur effectives, respectivement, du barrage dans son mode fondamental de vibration. Avec ce rapprochement, Eq. (III.14) peuvent être résolus de la fonction de réponse en fréquence pour la coordonnée modal:

$$\tilde{Y}_1(\omega) = \frac{-L_1}{-\omega^2 M_1 + i\omega C_1 + K_1 - \omega^2 M_1 \left(1 + \frac{i2\xi_1 \omega}{\omega_1}\right)} F(\omega) \quad (\text{III.15})$$

$$\text{Avec } F(\omega) = \frac{\frac{K_{VV}(\omega)}{m_1^* \omega_1^2} + \frac{K_{MM}(\omega)}{m_1^* \omega_1^2} \left(\frac{b}{h_1^*}\right)^2 - 2 \frac{K_{VM}(\omega)}{m_1^* \omega_1^2} \left(\frac{b}{h_1^*}\right)}{\frac{K_{VV}(\omega) K_{MM}(\omega)}{m_1^* \omega_1^2 m_1^* \omega_1^2} \left(\frac{b}{h_1^*}\right)^2 - \left[\frac{K_{VM}(\omega)}{m_1^* \omega_1^2} \left(\frac{b}{h_1^*}\right) \right]^2} \quad (\text{III.16})$$

L'expression $F(\omega)/m_1^* \omega_1^2$ peut être interprété comme la fonction de réponse en fréquence pour la translation horizontale d'un barrage rigide à sa hauteur effective, permise par la flexibilité fondation-rocher, en raison d'une unité de force harmonique appliquée à la même endroit.

Une comparaison de l'Eq. (III.15) avec l'Eq. (III.11) montre que l'expression $F(\omega)$ dans le dénominateur de l'Eq. (III.15) contient les effets de l'interaction barrage-roche de fondation.

Ce terme à valeur complexe réduit la rigidité effective du barrage en raison de la flexibilité du rocher de la fondation par sa partie réel et il altère l'amortissement effectif du système en raison de l'amortissement matériel et de la radiation dans la région du rocher de fondation par sa partie imaginaire.

Les impédances de couplage $K_{VM}(\omega)$ et $K_{MV}(\omega)$, dans la matrice de rigidité dynamique, qui sont généralement négligés dans l'analyse des bâtiments à plusieurs étages[17], ont une influence significative sur la réponse du mode fondamental du barrage

II. APPROXIMATION DE LA REPOSE DUE A LA CONTRIBUTION DU MODE FONDAMENTAL

Comme on l'a déjà vu précédemment, pour les barrages poids en béton, c'est le mode fondamental qui est prédominant et que c'est la composante horizontale de l'excitation sismique qui est la plus importante. De plus, la complexité des équations: la présence des termes dépendant des fréquences et à valeurs complexes, il serait plus approprié de choisir un système à un degré de liberté équivalent avec des termes réels et indépendants des fréquences pour représenter approximativement la réponse du mode fondamental des barrages poids en béton. Ainsi, les propriétés de ce système équivalent sont définies tenant compte de la réduction de la rigidité et du changement dans l'amortissement.

On définit $\tilde{\omega}_f$ la fréquence naturelle du système pendulaire équivalent et $\tilde{\xi}_f$ son taux d'amortissement [12].

Les déplacements maximaux du barrage sont (annexe C):

$$[r_k(x, y, t)]_{max} = \left\{ \frac{\omega_f}{\tilde{\omega}_1} \right\}^2 \frac{\tilde{L}_1}{\tilde{M}_1} S_d(\tilde{T}_f, \tilde{\xi}_f) \phi_1^k(x, y) \quad (III.17)$$

Avec k = composante suivant x ou y et $S_d(\tilde{T}_f, \tilde{\xi}_f)$ = ordonnée du déplacement donnée par le spectre pour une période \tilde{T}_f et un taux d'amortissement $\tilde{\xi}_f$.

Nous allons déterminer les forces sismiques de calcul dues au mode fondamental de vibration :

II.1 Les caractéristiques vibratoires des barrages :

L'évaluation des forces sismiques de calcul dépend des caractéristiques vibratoires du système sol- barrage considéré. En particulier, la période propre de vibration du mode fondamental du barrage vide, T_1 , est un paramètre de référence déterminant dans la prise en compte de l'interaction sol- structure. Les résultats de nombreux essais numériques par la

méthode des éléments finis effectués sur une série de barrages ont montré que les formules suivantes peuvent être utilisées [18]:

- Pour les barrages de faible hauteur, $H_s \leq 50$ m

$$T_1 = C_T \frac{H_s^2}{V_L r_0} \quad (\text{III.17a})$$

Avec un coefficient de corrélation = 0.985

Où H_s représente la hauteur du barrage en mètres, C_T un coefficient adimensionnel dépendant de H_s et de la pente du parement aval, v_L la vitesse de propagation des ondes longitudinales et r_0 le rayon de giration de la base du barrage,

$$V_L = \sqrt{\frac{E_s g}{\rho_s}} \quad (\text{III.17b})$$

E_s est le module de Young du béton dans le domaine élastique exprimé en Méga-Pascals et ρ_s la densité du béton.

- Pour les barrages de plus grande hauteur, $H_s > 50$ m

$$T_1 = \frac{0.39 H_s}{\sqrt{E_s}} \quad (\text{III.17c})$$

Avec un coefficient de corrélation égal à 0.9836

Il est important de noter que les effets interaction eau - barrage - sol de fondation sur les paramètres du système pendulaire équivalent: période naturelle, taux d'amortissement critique, masse généralisée, coefficient de la force sismique, sont calculés indépendamment les uns des autres et appliqués séquentiellement pour évaluer les paramètres qui prennent en compte les effets des interactions simultanées. La capacité de séparer les effets interaction dans le calcul de ces paramètres est la conséquence du fait que interaction sol barrage à une petite influence sur la masse additionnelle hydrodynamique et que interaction eau - barrage n'altère pas substantiellement les effets de flexibilité du sol. Pour la prise en compte des différents effets interactions on a procédé à une approche par coefficients correcteurs multiplicateurs.

De manière analogue à la procédure développée pour les systèmes sols-bâtiments, la contribution du mode fondamental du barrage à la réponse sismique peut être modélisée par la réponse d'un système SDOF pendulaire équivalent encastré à la base. Les propriétés de ce système équivalent doivent permettre de prendre en considération la flexibilité du sol de fondation et le changement des caractéristiques d'amortissement du barrage induits par le phénomène d'interaction sol-structure.

La fréquence de vibration naturelle $\tilde{\omega}_f$, du système SDOF équivalent qui modélise la réponse du mode fondamental du barrage sur un rocher de fondation flexible avec un réservoir vide est donnée par la fréquence d'excitation qui rend le composant à valeur réelle du dénominateur dans l'Eq. (III.15) zéro [16], comme indiqué à l'Annexe I:

$$\tilde{\omega}_f = \frac{\omega_1}{\sqrt{1 + \text{Re}[F(\tilde{\omega}_f)]}} \quad (\text{III.18})$$

Qui doivent être évaluées de manière itérative. La fréquence de vibration $\tilde{\omega}_f$, sera inférieur à ω_1 parce que $\text{Re}[F(\omega)] > 0$ pour toutes les fréquences d'excitation.

La fonction de réponse en fréquence pour le système SDOF équivalent avec une fréquence naturelle de vibration, $\tilde{\omega}_f$, et le ratio d'amortissement, $\tilde{\xi}_f$, peut être démontrée (voir Annexe B) :

$$\bar{Y}_1(\omega) = \left(\frac{\omega_f}{\omega_1}\right)^2 \frac{-L_1}{-\omega^2 M_1 + i\omega 2M_1 \omega_f \tilde{\xi}_f + \omega_f^2 M_1} \quad (\text{III.19})$$

comme déjà montré, la partie réel de la fonction de réponse fréquentielle réduit la rigidité effective du système SDOF équivalent, et comme la rigidité est relié a la période par la relation suivante :

$$\omega = \sqrt{\frac{K}{M}} \quad \text{Et} \quad T = \frac{2\pi}{\omega} \Rightarrow T = \sqrt{\frac{M}{K}}$$

Avec ω ; la pulsation, K ; la rigidité, M ; la masse, T ; la période du système SDOF équivalent.

Alors, la période propre de vibration du système généralisé sol-barrage, \tilde{T}_f , peut être calculée à partir de la relation:

$$\tilde{T}_f = R_f T_1 \quad (\text{III.20a})$$

$$\text{Avec } R_f = \sqrt{1 + \text{Re}[F(\tilde{\omega}_f)]} \quad (\text{III.20b})$$

Où T_1 représente la période fondamentale de vibration du barrage vide encastré.

Le coefficient R_f représente un coefficient correcteur (supérieur à l'unité) d'autant plus grand que la flexibilité du sol est plus importante.

Le rapport d'amortissement, $\tilde{\xi}_f$, est déterminé par l'égalité de la réponse au résonance de système SDOF équivalent, à partir de l'Eq. (III.19), à la réponse exacte du mode fondamental

du barrage sur base de rocher flexible, de l'Eq. (III.15), à la fréquence de vibration naturelle $\tilde{\omega}_f : \bar{Y}_1(\tilde{\omega}_f) = \bar{Y}_1(\tilde{\omega}_f)$.

Par ailleurs, que le pourcentage d'amortissement critique $\tilde{\xi}_f$, s'écrit (voir Annexe B)[16] :

$$\tilde{\xi}_f = \frac{1}{(R_f)^3} \xi_1 + \xi_f \quad (\text{III.21})$$

Dans lequel l'amortissement supplémentaire dû à l'interaction barrage-rocher de fondation est représentée par le taux d'amortissement ξ_f , définie comme :

$$\xi_f = -\frac{1}{2} \left(\frac{\tilde{\omega}_f}{\omega_1} \right)^2 \text{Im} \left[\left(F(\tilde{\omega}_f) \right) \right] \quad (\text{III.22})$$

Le taux d'amortissement, ξ_f est positif car $\text{Im} [F(\text{ou})] < 0$ pour toutes les fréquences d'excitation.

Expression dans laquelle ξ_1 représente le pourcentage d'amortissement du barrage encastré vide, et ξ_f le pourcentage de l'amortissement ajouté résultant de l'interaction sol-structure.

Le coefficient R_f et l'amortissement ajouté ξ_f dépendent essentiellement du rapport des modules d'élasticité sol-barrage et du coefficient d'amortissement hystérétique du sol, η_f .

II.2 Modification de la période et l'amortissement due à l'interaction barrage-rocher de la fondation :

Avant d'aborder la méthode, il est important voir nécessaire de savoir les principaux paramètres qui vont être influencés sous l'effet d'un tremblement de terre.

Interaction barrage-rocher de la fondation modifie la période de vibration naturelle et le taux d'amortissement du système SDOF équivalent. Pour une section "standard" d'un barrage, le rapport allongement de la période R_f et l'amortissement ajouté ξ_f dépendent de plusieurs paramètres, dont les plus significatives: E_f/E_s ; le rapport des modules d'élasticité de la roche de fondation à celle du béton du barrage; η_f , le facteur d'amortissement hystérétique constante pour le rocher de fondation. En effectuant de nombreuses analyses de la section "standard" barrage en utilisant les procédures décrites dans Fenves et Chopra [1984a], le rapport allongement de la période R_f et amortissement ajouté rapport ξ_f initialement calculé pour une plage de valeurs de E_f/E_s et $\eta_f = 0,01, 0,10, 0,25, \text{ et } 0,50$ [19], respectivement, s'est avéré être trop grossière. Le taux d'amortissement ajouté a été calculé pour un ensemble rapproché des valeurs η_f ; les résultats sont présentés dans le Tableau 3.

II.2.1 Etude de rapport d'allongement de la période R_f :

Les mécaniciens d'interaction barrage-rocher de la fondation ont été discutés en détail sur ce rapport[18], et comme a été convenu, les ratios des modules E_f/E_s qui sont représentatifs de site réel du barrage, le rapport d'allongement de la période R_f varient peu avec η_f . donc une

seule courbe représenté la variation de R_f en fonction du rapport E_f/E_s qui peut être utilisé pour toute valeur η_f .

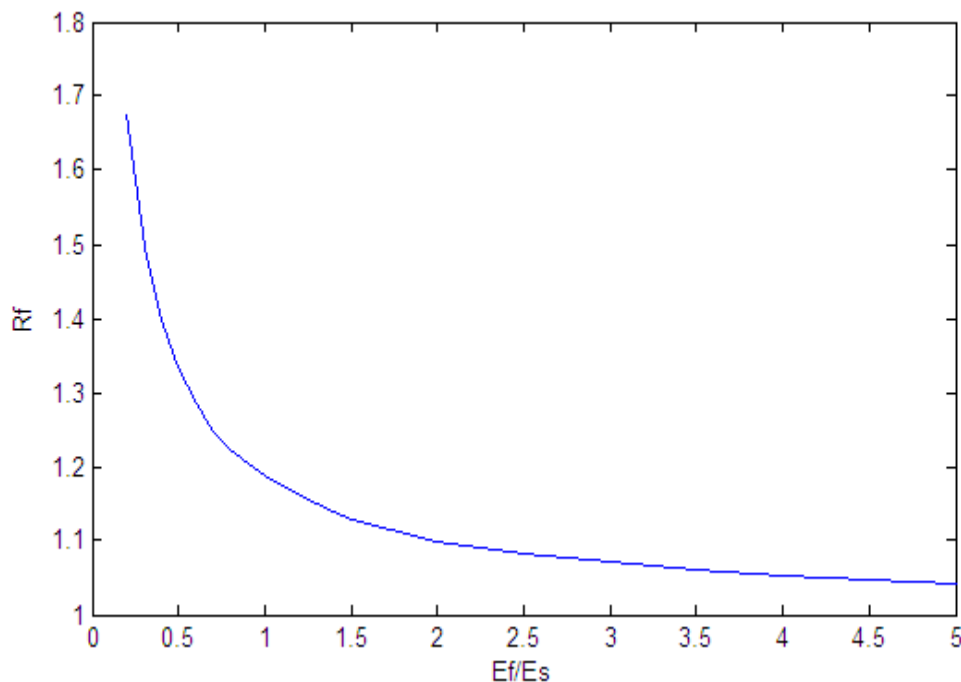


Figure (III.4): la variation du R_f en fonction du rapport E_f/E_s

❖ **Commentaire :**

- Comme prévu, la diminution du rapport E_f/E_s pour une valeur de E_s =constante (le module d'élasticité du béton de barrage) c'est-à-dire le rocher de la fondation du barrage de plus en plus il est flexible entraîne une augmentation du rapport d'allongement de la période R_f et cela dû aux l'interaction barrage-rocher de la fondation.
- Pour des valeurs du rapport $E_f/E_s > 4$, le rapport d'allongement de la période tend vers 1, c'est-à-dire le rocher de plus en plus rigide et cela signifie l'absence de l'interaction barrage- rocher de la fondation.

❖ **Conclusion :**

- $E_f/E_s < 4$ (le rocher est flexible c'est-à-dire la présence de l'interaction) \Rightarrow une augmentation de R_f se qui entraîne une modification de la période naturelle de vibration.
- $E_f/E_s > 4$ (le rocher est considéré rigide c'est-à-dire l'absence de l'interaction) $\Rightarrow R_f \approx 1$ signifie que la période de vibration est égale à la période naturelle de vibration au mode fondamental.
- Le rapport d'allongement de la période R_f est indépendant du facteur d'amortissement hystérétique η_f .

→ L'interaction barrage-rocher de la fondation modifie la période naturelle de vibration du système équivalent SDF représenté la réponse au mode fondamental de vibration du barrage.

II.2.2. Etude de l'amortissement ajouté ξ_f :

Des nombreuses analyses ont été effectuées sur des barrages par des mécaniciens d'interaction barrage-rocher de fondation, en s'intéressant maintenant sur les principaux paramètres influant le taux d'amortissement ajouté ξ_f , les résultats sont résumés dans le tableau 3.

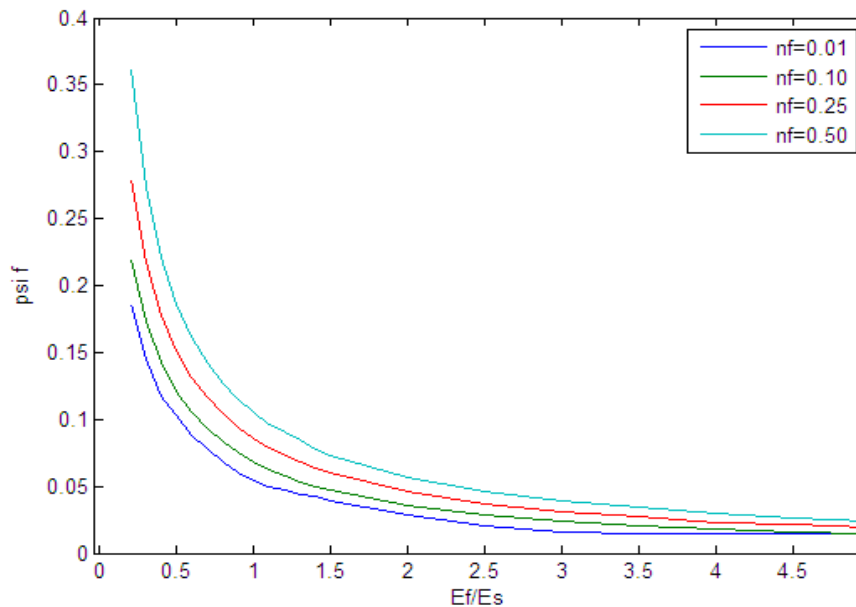


Figure (III.5) : illustre la variation du taux d'amortissement ajouté ξ_f en fonction du rapport des modules E_f/E_s et le facteur d'amortissement hystérique η_f .

❖ Commentaire :

- Le taux d'amortissement ajouté ξ_f augmente avec la diminution du rapport E_f/E_s (le rocher considéré flexible) et l'augmentation du facteur d'amortissement hystérique η_f dû à la présence de l'interaction barrage-rocher de la fondation.
- Pour le $E_f/E_s > 4$ (le rocher est considéré rigide) $\Rightarrow \xi_f \approx 0, \forall \eta_f$ dû à l'absence de l'interaction barrage-rocher de la fondation.

❖ Conclusion :

- Pour $E_f/E_s < 4$ (rocher flexible) et η_f influent sur le taux d'amortissement ajouté ξ_f .
- Pour $E_f/E_s > 4$ (rocher rigide), tous les effets d'interaction barrage-rocher de la fondation sont alors négligeables.

→ L'interaction barrage-rocher de la fondation modifie le taux d'amortissement naturel de vibration du système équivalent SDF représenté la réponse au mode fondamental de vibration du barrage.

La contribution du mode fondamental à la réponse sismique est modélisée par un système à un degré de liberté (SDOF) équivalent fixé à la base, et pour intégrer la réduction de la rigidité et de l'altération de l'amortissement dû à l'interaction barrage-rocher de la fondation il faut changer les propriétés de ce système à un degré de liberté équivalent c'est-à-dire :

- $\omega_1 \rightarrow \tilde{\omega}_f$
- $\xi_1 \rightarrow \tilde{\xi}_f$

II.3. La détermination des efforts sismiques maximaux :

A partir des nouveaux paramètres Notre méthode proposée pour le calcul dynamique des barrages est basée sur l'utilisation des spectres de réponse. La détermination des forces maximum permet d'évaluer les efforts maximum dans la structure. Selon que l'on dispose d'un spectre de déplacement ou d'un spectre d'accélération, on aura ainsi ces efforts. Les forces latérales maximales agissant horizontalement sur un barrage poids reposant sur un sol flexible s'écrivent [18]:

$$f_1(x, y) = \frac{\tilde{L}_1 S_a(\tilde{T}_f, \tilde{\xi}_f)}{\tilde{M}_1 g} [w_s(x, y) \phi_1^x(x, y)] \quad (\text{III.19})$$

Où

x est la coordonnée suivant la largeur du monolithe du barrage et y la coordonnée suivant la hauteur mesurée à partir de la base du barrage.

$w_s(x, y) = b(y) \cdot \rho$; poids par unité de hauteur du barrage (ρ ; poids volumique du béton, $b(y)$; la largeur du barrage à une hauteur donner y).

$S_a(\tilde{T}_1, \tilde{\xi}_1)$, l'ordonnée du spectre de réponse en accélération associée à la période fondamentale de

vibration \tilde{T}_1 et à un pourcentage d'amortissement critique $\tilde{\xi}_1$ du système sol-structure équivalent.

$$M_1 = \iint m_s(x, y) \{ [\phi_1^x(x, y)]^2 + [\phi_1^y(x, y)]^2 \} dx dy \quad (\text{III.20})$$

$$L_1 = \iint m_s(x, y) \phi_1^x(x, y) dx dy \quad (\text{III.21})$$

Avec M_1 représentant la masse généralisée et L_1 le coefficient des forces sismiques généralisées.

Vu la complexité des termes (dépendants des fréquences et à valeurs complexes) et sur la base de résultats d'essais, des approximations sont faites pour déterminer plus simplement ces forces latérales.

II.3.1 Approximation unidimensionnelle de la structure:

L'équation (III.17) peut en outre être simplifiée du fait que les variations des déplacements dans le mode fondamental de vibration, $\phi_1^x(x, y)$, à travers la largeur du monolithe sont faibles. Dans ce cas, les forces latérales maximales $f_1(x, y) = f_1(y)$ par unité de hauteur du barrage associées au mode fondamental de vibration s'écrivent:

La masse généralisée et le coefficient de la force sismique sont représentés par des intégrales unidimensionnelles [18]:

$$f_1(y) = \frac{\tilde{L}_1 S_a(\tilde{T}_f, \tilde{\xi}_f)}{\tilde{M}_1 g} \{w_s(y) \phi(y)\} \quad (III.22)$$

Où $\phi_1^x(x, y) = \phi_1^x(0, y) = \phi_1^x(y)$ est la composante horizontale du déplacement du barrage dans le mode fondamental de vibration et $w_s(y)$ est le poids par unité de hauteur. On en déduit que la masse généralisée M_1 et le coefficient de force sismique généralisée L_1 définis par les équations (III.20) et (III.21) peuvent être représentés par des intégrales unidimensionnelles telles que:

$$M_1 = \frac{1}{g} \int_0^H w_s(y) \phi^2(y) dy \quad (III.23)$$

$$L_1 = \frac{1}{g} \int_0^H w_s(y) \phi(y) dy \quad (III.24)$$

On remarque: qu'en absence d'eau dans le réservoir l'équation (22) s'écrira:

$$f_1(y) = \frac{L_1 S_a(\tilde{T}_f, \tilde{\xi}_f)}{M_1 g} \{w_s(y) \phi_1(y)\} \quad (III.25)$$

II.3.2 Influence de la période et du taux d'amortissement dans interaction sol – barrage :

Interaction sol de fondation -barrage augmente la période naturelle de vibration et le taux d'amortissement critique du système généralisé équivalent représentant la réponse du mode fondamental de vibration du barrage. Comme on l'a déjà noté précédemment le rapport de période R_f et le taux d'amortissement critique ξ_f .

\tilde{T}_f dus à interaction sol de fondation - barrage, dépendent de plusieurs facteurs à savoir; Le rapport E_f / E_s avec E_s = module d'élasticité du barrage en béton, E_f = module d'élasticité du sol de fondation, η_f = la constante d'amortissement hystérétique du sol de fondation (dissipation d'énergie, hystérétique).

Il est à noter que R_f est indépendant de η_f , et augmente quand le rapport E_f / E_s diminue (pour une valeur fixe de E_s , plus E_f / E_s est petit plus le sol est flexible).

Les résultats d'analyses de plusieurs sections de barrages, obtenus en utilisant les méthodes dynamiques ont permis de donner R_f et ξ_f pour différentes valeurs de E_f / E_s et η_f .

Le taux d'amortissement ξ_f augmente pour la diminution du rapport E_f / E_s et avec une augmentation du facteur d'amortissement hystérétique η_f .

II.4 Les étapes de la méthode du système généralisé

La méthode du système généralisé équivalent est une méthode qui donne des résultats satisfaisants, dans le calcul des contraintes et des efforts induits par un séisme, par rapport aux méthodes dynamiques. C'est une méthode qui, à partir d'un spectre de réponse de calcul tient compte des effets suivants [20]:

- interaction barrage-sol de fondation : R_f, ξ_f ;
- contribution des modes supérieures ("correction statique"): f_{sc} ;

Cette méthode d'analyse demande peu de paramètres pour décrire le système sol - barrage: $E_s, \xi_1, H_s, E_f, \eta_f$. Le module d'élasticité E_s du barrage en béton, le taux d'amortissement visqueux pour les barrages en béton est compris entre 1 et 10 %. Cependant, pour le cas d'un séisme intense, on prendra un taux d'amortissement $\xi_1 = 5\%$ (résultat déduit des tests de vibrations forcés sur les barrages) La hauteur du barrage est mesurée à partir de la base jusqu'à la crête H_s . Le module d'élasticité du sol de fondation E_f et η_f le coefficient d'amortissement hystérétique du sol de fondation déterminé à partir des investigations sur site et des tests appropriés. En l'absence de données sur les propriétés de l'amortissement du sol de fondation, on prendra la valeur de $\eta_f = 0.1$.

Le calcul de la réponse sismique du barrage rapporté au mode fondamental se fait en sept étapes:

- 1) **calcul de la période** : (en secondes) du mode fondamental de vibration du barrage T_1 , encastré avec un réservoir vide (sans aucune interaction).

Calcul de la période du mode fondamental de vibration du barrage sur un sol rigide avec réservoir vide \tilde{T}_f .

- S'il n'y a aucune interaction $\Rightarrow \tilde{T}_1 = T_1$
- S'il y a interaction sol - barrage $\Rightarrow \tilde{T}_1 = R_f T_1$

Si $E_f/E_s > 4 \Rightarrow R_f = 1$ et $\xi_f = 0$ on néglige l'interaction sol-barrage (sol rigide)

2) Calcul du taux d'amortissement $\tilde{\xi}_1$: du barrage pour la période du mode fondamental

de vibration du système généralisé équivalent.

ξ_f : taux d'amortissement dû à l'interaction sol-barrage est donné en fonction de E_f/E_s et η_f .

On remarque que deux cas peuvent se présenter:

1^{er} cas : lorsque le barrage est encastré avec un réservoir vide:

$$R_f = 1; \text{ et } \xi_f = 0 \Rightarrow \tilde{\xi}_1 = \xi_1$$

2^{ème} cas : lorsque le barrage repose sur un sol flexible avec un réservoir vide;

$$R_f \neq 1; \text{ et } \xi_f \neq 0 \Rightarrow \tilde{\xi}_1 = \frac{1}{R_f^3} \xi_1 + \xi_f$$

$$\text{Si } \tilde{\xi}_1 < \xi_1 \Rightarrow \tilde{\xi}_1 = \xi_1$$

3) Calcul de la masse généralisée M_1 :

$$M_1 = \frac{1}{g} \int_0^H w_s(y) \phi^2(y) dy = \frac{1}{g} \sum_{i=1}^n w_i \phi^2(y)$$

On divise le monolithe de barrage en n blocs et w_i est le poids du bloc i

On peut aussi utiliser une formule approchée. $M_1 = 0.043 w_s / g$ avec w_s = poids total du monolithe.

4) Calcul du coefficient de la force sismique généralisée :

$$\tilde{L}_1 = L_1 = \frac{1}{g} \int_0^H w_s(y) \phi(y) dy = \frac{1}{g} \sum_{i=1}^n w_i(y_i) \phi_i(y)$$

On peut aussi calculer L_1 à partir d'une formule approchée : $L_1 = 0.13 W_s^* g$ avec W_s = poids total du monolithe.

Nota : On peut éviter le calcul des étapes 3 et 4 en utilisant:

- $\frac{\tilde{T}_1}{\tilde{M}_1} = 3$ pour les barrages avec réservoir vide.

5) **Calcul des forces sismiques latérales équivalentes $f_1(y)$** : associées au mode fondamental de vibration :

- Le rapport $\frac{\tilde{T}_1}{\tilde{M}_1}$ calculé dans les étapes 3 et 4
- $S_a(\tilde{T}_1, \tilde{\xi}_1)$ = ordonnée de la pseudo-accélération du spectre sismique.

6) **Calcul des efforts concentrés sur chaque bloc:**

- Terme de masse : masse répartie trapézoïdale que l'on transforme en un effort concentré

$F_i = (q_i + q_{i+1}) / (2 h)$ qui est appliqué au centre de gravité du bloc (point déjà connu).

- Terme de pression : masse répartie trapézoïdale que l'on transforme en un effort concentré

$F_i = (q_i + q_{i+1}) / (2 h)$ qui est appliqué au centre de gravité de chaque trapèze.

Connaissant les efforts concentrés et leur point d'application, on considère notre monolithe comme une poutre console, tout en négligeant son poids (monolithe), et on suppose que ce dernier travaille en flexion simple.

La console ainsi considérée est assez élancée pour que les efforts de cisaillement soient négligeables; dans le cas d'une poutre élancée, la poutre travaille en flexion ; mais dans le cas d'un poteau court, le poteau travaille plus en cisaillement qu'en flexion.

7) **Calcul des contraintes du mode fondamental σ_1** :

Les contraintes de flexion sur chaque face (amont et aval) et à chaque niveau.

$$\sigma = \frac{M}{I} \text{ avec } M : \text{moment de flexion} = \sum F_i X_i$$

$$v = \frac{b}{2}; \quad I = b^3 \frac{h}{12} \text{ et } \sigma = 6 \frac{M}{b^2}$$

$$\sigma_1 = \sigma_y \sec^2 \theta$$

Avec θ = angle que fait la verticale et la face du barrage.

La méthode qui a été présentée en 1978 pour l'étude sismique des barrages poids en béton et pour l'évaluation de la sécurité sismique pour les barrages existants. Cette méthode est basée sur deux conditions:

- La première est que le comportement des barrages reste essentiellement dans le domaine élastique linéaire pour des tremblements de terre intenses attendus pendant la durée de vie de la structure.
- La seconde est la tolérance de quelques fissures, mais suffisamment réduites de manière à ne pas affecter la contenance en eau du barrage et que la réparation de ces fissures se fasse à moindre coût.

Pour cela une autre méthode a été proposée plus tard cette méthode d'analyse de la réponse en fonction du temps pour pallier aux insuffisances de la première méthode.

II.5 La Méthode des Eléments Finis :

Pour le calcul des déplacements et des contraintes de la structure, on utilisera la méthode éléments finis, dont les bases théoriques reposent sur la formulation des bilans énergétiques et de méthodes d'approximation.

Pour un milieu élastique continu, le bilan énergétique est fourni par la minimisation d'une fonctionnelle qu'est l'énergie potentielle totale [20]:

$$D(U + W) = 0 \quad (\text{III.26})$$

Où U désigne l'énergie de déformation de la structure et W l'énergie des forces extérieures. L'équation (26) impose la stationnarité de l'énergie potentielle totale, c'est à dire un équilibre entre les forces internes et externes à la structure.

Ce milieu continu est divisé en un certain nombre d'éléments finis, liés les uns aux autres par un nombre fini de points (nœuds). Pour tout élément, on définit des fonctions de pondération à partir desquelles on détermine de manière unique, le champ de déplacement à l'intérieur de chacun d'eux par rapport aux déplacements nodaux. Ceci nous fournit le moyen d'évaluer l'état de déformation de la structure via le nombre de nœuds de sa discrétisation, après avoir assembler les éléments en prenant en considération les conditions de surface et de volume ainsi que des conditions inter éléments et sur l'élément lui-même.

Pour le problème qui nous concerne, nous avons jugé suffisant d'utiliser pour un élément fini de référence, l'élément quadratique utilisé sous sa forme isoparamétrique dans un système de coordonnées curvilignes.

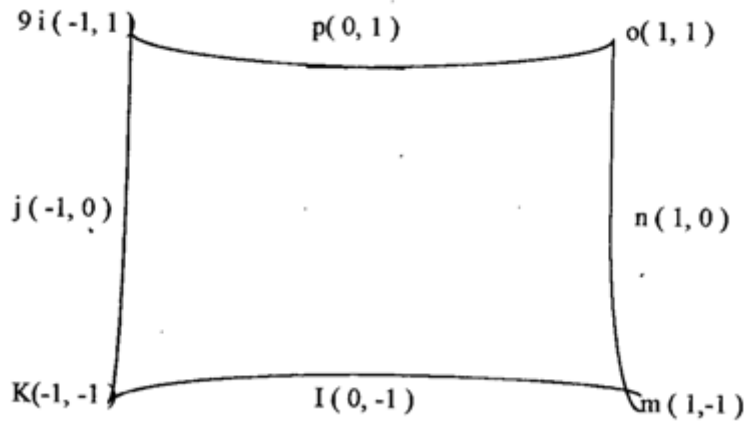


Figure (III.6): élément quadrilatéral isoparamétrique à huit nœuds

Cela nous permet d'unifier les fonctions de pondération définissant la géométrie de l'élément avec celles qui expriment les champs de déplacement et de travailler dans un repère local unique dit de référence: Elément Quadrilatéral Isoparamétrique à 8 nœuds (Figure37).

Si on note par $u(x,y)$ le champ de déplacement à l'intérieur de l'élément, il s'exprimera alors, à partir des fonctions de pondération $N(\xi, \eta)$ définies dans le système de référence (ξ, η) et des valeurs nodales des déplacements dans le système de repère général (x,y) , soit [46]:

$$u(x, y) = \sum_{i=1}^k N_i(\xi, \eta) q_i(x, y) \quad (III.27)$$

Où N_i est la fonction de pondération numéro i de l'élément de référence, $q_i(x,y)$ sont les déplacements nodaux de la structure, se référant au nœud i de l'élément de référence et k le nombre de fonction de pondération.

Le champ de déformation $e(x,y)$ en état plan de contrainte s'écrira:

$$\varepsilon(x, y) = \sum_{i=1}^k B_i(\xi, \eta) q_i(x, y) \quad (III.28)$$

$B_i(\xi, \eta)$; Représentant la matrice des contraintes, c'est à dire:

$$B_i(\xi, \eta) = L N_i(\xi, \eta) \quad (III.29)$$

Où L = représente la matrice d'opérateur suivante :

$$L = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (III.30)$$

Le champ de contrainte $\sigma(x, y)$: relatif aux déformations ci-dessus

$$\{\sigma(x, y)\} = [D]\{\varepsilon(x, y)\} \quad (III.31)$$

D = La matrice de Hooke relative à un état de contrainte (relation contrainte - déformation).

La rigidité de l'élément de structure découle de l'application du principe des travaux virtuels. L'énergie de déformation dans le cas d'un déplacement virtuel δq s'écrit [20]:

$$\delta U = \int_v (\delta \varepsilon)^T \sigma dv \quad (III.32)$$

Selon (31) et (32) nous pouvons écrire :

$$\delta U = \int_v \delta(B q)^T D \delta(B q) dv \quad (III.33)$$

Comme le déplacement δq est arbitraire :

$$\delta U = \delta q^T \left[\int_v B^T D B \right] dq \quad (III.34)$$

Nous en déduisons la matrice de rigidité élémentaire d'élément de surface S de la structure

$$K^e = \int_v B^T D B dv \quad (III.35)$$

On résout le système

$$F = K U \quad (III.36)$$

Où

F représente les forces extérieures égales aux forces latérales calculées par la méthode du modèle généralisé équivalent.

➤ **logiciel de calcul (SAP2000) :**

Ce logiciel permet d'évaluer l'état de déformation et de contraintes dans le corps du barrage pour différents cas de sollicitations. Nous avons utilisés un maillage automatique dans le but de visualiser le barrage avec tous les éléments et les nœuds sur l'écran.

III CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons présenté une méthodologie simplifiée pour l'analyse de la réponse du mode vibratoire fondamental des systèmes barrages poids pour le cas de fondation rocheuse rigide et celui de fondation rocheuse flexible. Nous n'avons considéré que le cas du réservoir de barrage vide. il a été montré que la réponse du mode vibratoire fondamental d'un monolithe de barrage peut être modélisé par système équivalent à un degré de liberté avec une période du mode fondamental exprimée comme la période du modèle simplifiée sur fondation rocheuse rigide multipliée par un coefficient qui rend compte des effets compliqués des termes de flexibilité de la roche de fondation. L'amortissement a été déterminé en égalant la réponse à la résonance du système équivalent à un degré de liberté à la réponse exacte du barrage sur fondation rocheuse flexible.

Dans les chapitres qui suivent, les déformations maximales induites par un mouvement sismique horizontal et les force latérales équivalentes seront calculées en utilisant le spectre de réponse réglementaire RPA99/version 2003 pour représenter un mouvement de sol dû à un tremblement de terre.

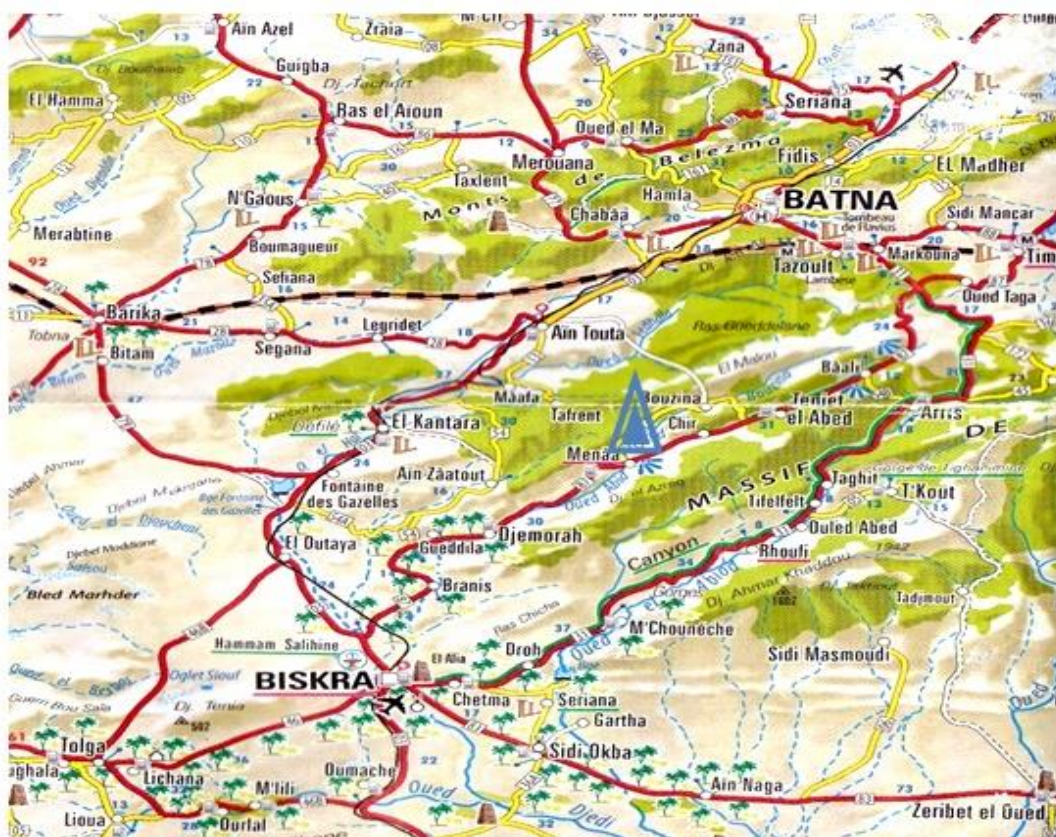
CHAPITRE IV

CHAPITRE IV : ANALYSE SIMPLIFIEE DE LA REPONSE EN MODE FONDAMENTAL DU BARRAGE BOUZINA

I. PRESENTATION DU BARRAGE « BOUZINA »

Le barrage BOUZINA est un barrage en béton compacté au rouleau (BCR), il se trouve à environ une cinquantaine de Kilomètres au Sud Ouest du chef lieu de wilaya (Batna) et à une dizaine de Kilomètres au sud ouest du village de Bouzina, presque à mi – distance entre Batna et Biskra.

Le barrage est destiné à satisfaire les besoins en eau potable et d’irrigation des villes de Bouzina, Menaa et Tigherghar et au soutien de l’irrigation des terres agricoles de la région.



Figure(IV.1) : site de barrage de Bouzina

CHAPITRE IV : ANALYSE SIMPLIFIEE DE LA REPONSE EN MODE FONDAMENTAL DU BARRAGE BOUZINA

I.1. Caractéristique du barrage

I.1.1 Caractéristiques hydrologiques :

Surface du bassin versant	161.8 Km²
Précipitations moyennes annuelles	300 mm/an
Apport moyen annuel	4 Hm³/an
Apport solide	3 Hm³/50 ans

I.1.2 Caractéristiques géologiques de Site :

Le site du barrage se développe dans la partie la plus compétente des formations de l'Oligocène. Les formations du site sont constituées :

- à la base par les argiles rougeâtres souvent indurées avec quelques filons et pellicules de gypse. Elles affleurent dans le talweg à l'amont du site en rive droite. A la faveur du pendage aval, elles plongent sous le site et ont été rencontrées dans plusieurs forages à des profondeurs croissantes vers l'aval. Cette série va être appelée ci-après « argiles rougeâtres »
- Ensuite, vient une alternance de conglomérats compacts durs à éléments arrondis parfois anguleux et d'argile sableuse rougeâtre, appelée ci-après « alternance conglomérats/argile ». Les bancs de conglomérats et d'argile sont d'épaisseur décimétrique.
- Après cette alternance se trouve un massif rocheux composé du granite dur, de façon progressive en bancs métriques à décamétriques.

Les travaux consiste à décapé la partie supérieur composé de l'argile et les conglomérats, donc on peut considérer que le barrage est fondé sur un site rocheux composé du granite.

CHAPITRE IV : ANALYSE SIMPLIFIEE DE LA REPONSE EN MODE FONDAMENTAL DU BARRAGE BOUZINA

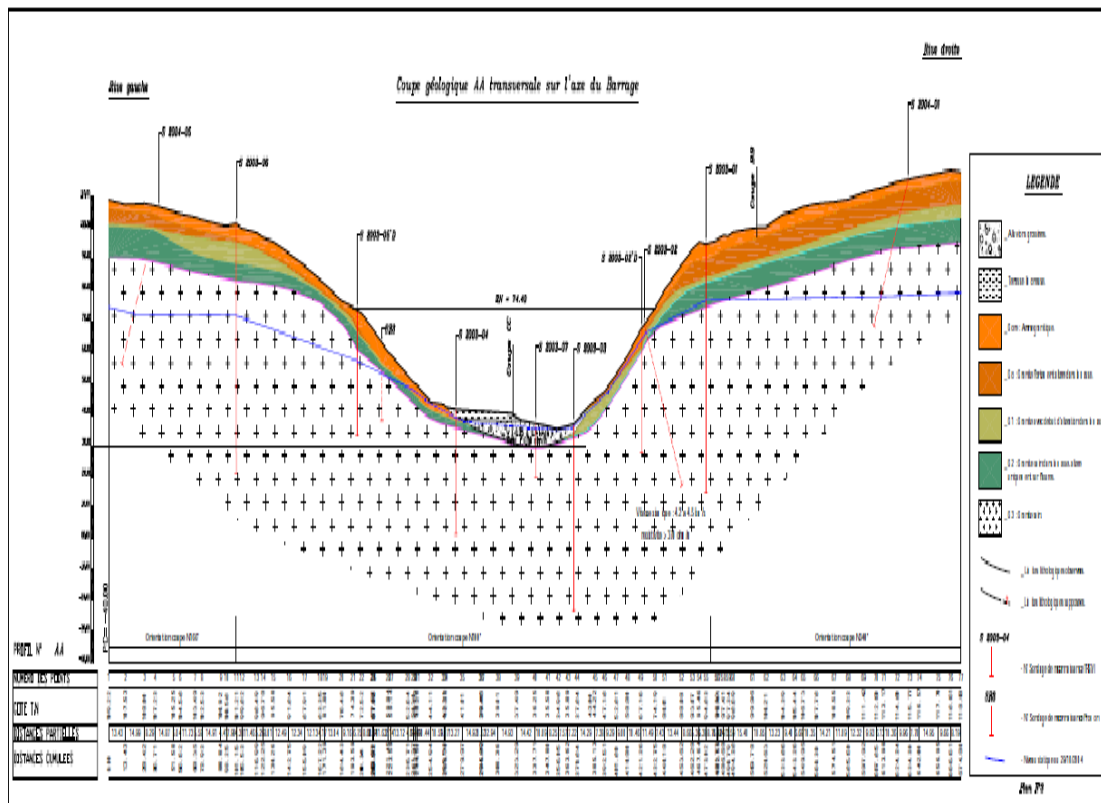


Figure (IV.2) : la géologie de la fondation du barrage.

I.2. Description des ouvrages :

➤ Retenue :

Volume total	11 Hm ³
Côte NNR	1037 m
Côte niveau mort	1021 m
Volume mort	3 Hm ³
Volume utile	8 Hm ³
Volume régularisé	3 Hm ³

CHAPITRE IV : ANALYSE SIMPLIFIEE DE LA REPONSE EN MODE FONDAMENTAL DU BARRAGE BOUZINA

➤ Barrage :

Type :	BCR
Module d'élasticité(Es)	2.24 E+4 MPa
Volume BCR	125.500,00 m ³
Côte du couronnement	1044.7 m NGA
Côte NNR	1037 m
Hauteur max	62.7 m
La base	58.025m
Le fruit amont	0
Le fruit aval	0.85
Longueur du couronnement	170 m

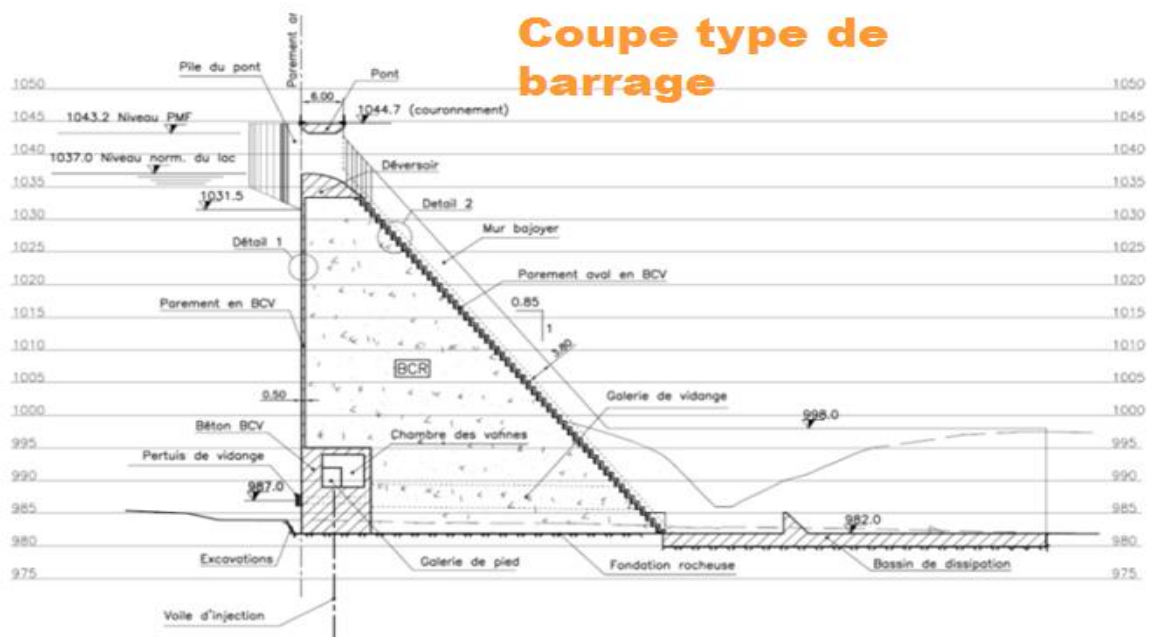


Figure (IV.3): la coupe transversale du barrage

➤ Dérivation Provisoire :

Type :	Galerie
Section	26 m ²

CHAPITRE IV : ANALYSE SIMPLIFIEE DE LA REPONSE EN MODE FONDAMENTAL DU BARRAGE BOUZINA

Longueur	170 m
Débit (Q ₅₀)	244 m ³ /s

➤ Prise d'Eau :

Conduite en acier (D₅₀₀, L_{tot} : 120 m) accolée au parement amont.

Trois niveaux de prise (côtes 992, 1007 et 1022)

➤ Vidange de Fond :

Type :	Pertuis blindé
Côte de l'axe d'entrée	987 m NGA
Section	1.5 x 1 m ²
Débit	17.5 m ³ /s

➤ Evacuateur de Crues :

Type : Creager	déversement libre à trois passes
Coursier	en marches d'escalier
Largeur totale du seuil déversant	70 m
Débit déversé (Q _{10.000})	2060 m ³ /s
Hauteur déversée max/NNR	6,20 m

➤ Volume des Travaux :

Excavations en terrains rocheux	33.200 m ³
Excavations en terrains meuble	2.425 m ³
Béton en BCR	125.500 m ³
Béton armé	20.555 m ³
Coffrages	15.090 m ²
Injections en ciment	18.000 tonnes
Forages	60.000 ml

CHAPITRE IV : ANALYSE SIMPLIFIEE DE LA REPONSE EN MODE FONDAMENTAL DU BARRAGE BOUZINA

II.EVALUATION DE LA PROCEDURE D'ANALYSE SPECTRALE DU BARRAGE BOUZINA EN MODE FONDAMENTAL

La section transversale du monolithe du barrage (de 1 mètre de largeur) est divisée tout le long de la hauteur en 11 blocs (Fig IV.4)

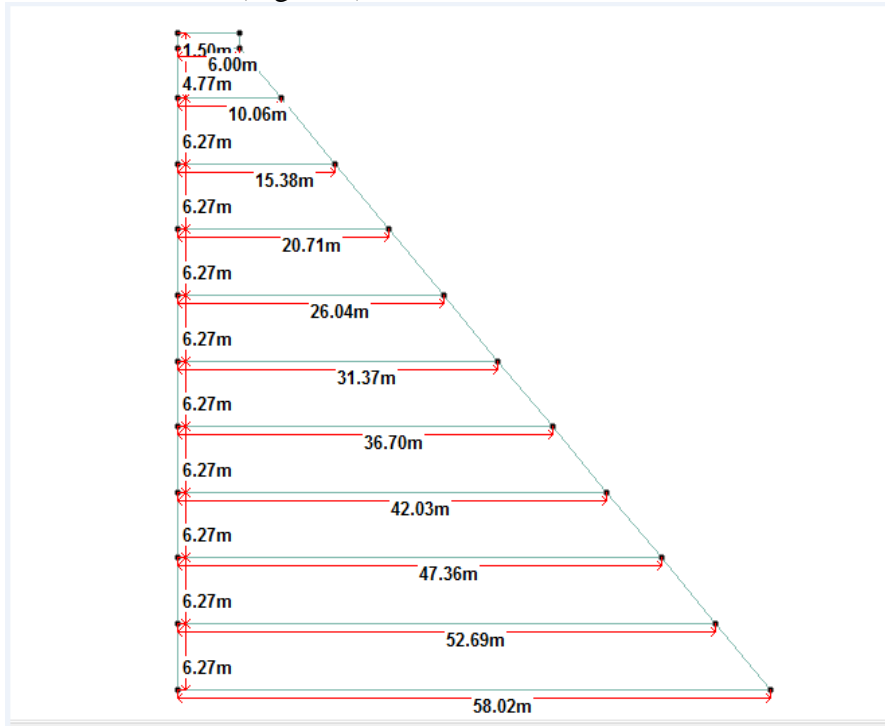


Figure (IV.4) : la section transversale du barrage Bouzina

❖ Les principaux paramètres du barrage et de la fondation :

- $E_f = E_s = 2.24 \text{ E}+4 \text{ MPa}$ (le module de Young du sol de fondation et le béton)
- $\eta_f = 0.10$ (l'amortissement hystérétique).
- $\xi_1 = 5\%$ (l'amortissement du béton).
- $H_s = 62.7 \text{ m}$ (la hauteur du barrage).

II.1 Le calcul des forces et des contraintes sismiques dues au mode fondamental de vibration

II.1.1 Les propriétés vibratoires du barrage :

En utilisant l'équation(III.17c) pour calculer la période propre du barrage :

- $T_1 = 0.38 \frac{H_s}{\sqrt{E_s}} = 0.38 \frac{62.7}{\sqrt{2.24 \cdot 10^4}} = 0.16 \text{ s}$

- $\xi_1 = 5\%$

CHAPITRE IV : ANALYSE SIMPLIFIEE DE LA REPONSE EN MODE FONDAMENTAL DU BARRAGE BOUZINA

II.1.2 Calcul de la période et l'amortissement modifiés:

Nous utilisons les Eqs. (III.20) et (III.21) pour le calcul des caractéristiques équivalents ($\tilde{T}_f, \tilde{\xi}_f$) du barrage. Pour rappel, ces équations ont les expressions suivantes :

$$\tilde{T}_f = R_f T_1 \quad (\text{Cf.III.20})$$

$$\tilde{\xi}_f = \frac{1}{(R_f)^3} \xi_1 + \xi_f \quad (\text{Cf.III.21})$$

Où T_1 et ξ_1 sont respectivement la période de vibration fondamentale et le taux d'amortissement du barrage.

Les valeurs de l'amplitude associée au pseudo-spectre réglementaire (RPA) sont données dans le Tableau (IV.1) suivant :

Tableau (IV.1) : les propriétés de mode fondamental et leurs pseudo-accélérations associées.

Cas de la fondation du barrage	La période		Le pourcentage d'amortissement		Sa ($\tilde{T}_f, \tilde{\xi}_f$)
	R_f	\tilde{T}_f (s)	ξ_f (%)	$\tilde{\xi}_f$ (%)	
Cas d'une fondation rigide	1	$T_1=0.16$	0	5	0.313
cas d'une fondation flexible Ef/Es=1	1.187	0.19	6.8	9.8	0.240

Pour les valeurs $T_1=0.16$ s et $\xi_1=5\%$, le pseudo-spectre réglementaire donne la valeur $S_A(0.16,0.05) = 0.313g$ ce qui correspond au cas de la fondation rigide avec $R_f = 1$ et $\xi_f = 0$

Lorsque le rocher de fondation est flexible alors $R_f = 1.187 > 1$ et $\xi_f = 0.068(6.8\%)$ ce qui correspond à une valeur de la période $\tilde{T}_f = 0.19$ s et celle de l'amortissement $\tilde{\xi}_f = 0.098(9.8\%)$ cela nous conduit à une amplitude spectrale $S_a=0.24g$

On remarque que on obtient un allongement de 0.03s de la période qui passe de la valeur $T_1=0.16$ s à la valeur $\tilde{T}_f=0.19$ s alors que le taux d'amortissement augmente de $\xi_1 = 0.05(5\%)$ à $\tilde{\xi}_f = 0.098(9.8\%)$ ce qui correspond à une plus grand résistance au mouvement lorsqu'on prend la considération de flexibilité du barrage.

$$\text{Où } S_a(\tilde{T}_f, \tilde{\xi}_f) < S_a(T_1, \xi_1)$$

CHAPITRE IV : ANALYSE SIMPLIFIEE DE LA REPONSE EN MODE FONDAMENTAL DU BARRAGE BOUZINA

II.1.3 Calcul de la masse généralisée M_1 et coefficient de la force sismique généralisée L_1 :

Nous utilisons les Eqs (III.20) et (III.21) pour le calcul de la masse et de la charge effective généralisées. Pour rappel ces équations ont pour expression :

$$M_1 = \frac{1}{g} \int_0^H w_s (y) \phi^2 (y) dy = \frac{1}{g} \sum_{i=1}^n w_i \phi^2 (y_i)$$

$$\tilde{L}_1 = L_1 = \frac{1}{g} \int_0^H w_s (y) \phi (y) dy = \frac{1}{g} \sum_{i=1}^n w_i \phi (y_i)$$

On obtient le Tableau ci-dessous :

Tableau (IV.2) : les propriétés de chaque bloc en mode fondamental.

Bloc	Wi(t/m)	Position Centre de gravité	$\phi(y_i)$	Wi* $\phi_1(y_i)$ (tonne)	Wi* $\phi_1^2(y_i)$ (tonne)
1	22.41	61.95	0.968	21.69	21.00
2	95.38	58.57	0.880	83.93	73.86
3	198.59	53.08	0.614	121.93	74.87
4	281.72	46.87	0.452	127.34	57.56
5	364.94	40.64	0.332	121.16	40.22
6	448.15	34.39	0.238	106.66	25.39
7	531.37	28.13	0.193	102.55	19.79
8	614.58	21.87	0.108	66.37	7.17
9	697.79	15.61	0.065	45.36	2.95
10	781.05	9.35	0.034	26.55	0.90
11	864.227	3.09	0.100	86.42	8.64
Total	Ws=4900.15			L1=909.98	M1=332.35

A partir du Tableau(IV.2) on voit que: **L1/M1=2.74**

les propriétés de chaque bloc constituant le subdivision de la coupe transversale du monolithe du barrage (Cf. Fig IV.4) sont représentées dans le Tableau (IV.2) ci-dessus. Il en découle que le poids totale $W_s=4900.15$ tonnes, la charge effective généralisée $L_1=910$ tonnes et la masse généralisée $M_1=332.35$ tonnes.

II.1.4 calcul de La distribution des forces latérales et les efforts internes (effort tranchant et le moment) :

En utilisant l'équation (III.25) :

CHAPITRE IV : ANALYSE SIMPLIFIEE DE LA REPONSE EN MODE FONDAMENTAL DU BARRAGE BOUZINA

$$f_1(y) = \frac{L_1}{M_1} \frac{S_a(\tilde{T}_1, \tilde{\xi}_1)}{g} \{w_s(y) \phi(y)\}$$

Les résultats obtenus sont consignés dans le Tableau en annexe (A.3) et sont illustré sur la **Fig.VI.5**.

On remarque que la flexibilité de fondation a un effet minérateur sur les valeurs des forces latérales. Cela est dû au fait que l'accélération équivalente obtenu par ces valeurs T_f et ξ_f sont supérieurs à celle du système à 1ddl caractérisé pour T_1 et ξ_1 (cas fondation rigide).

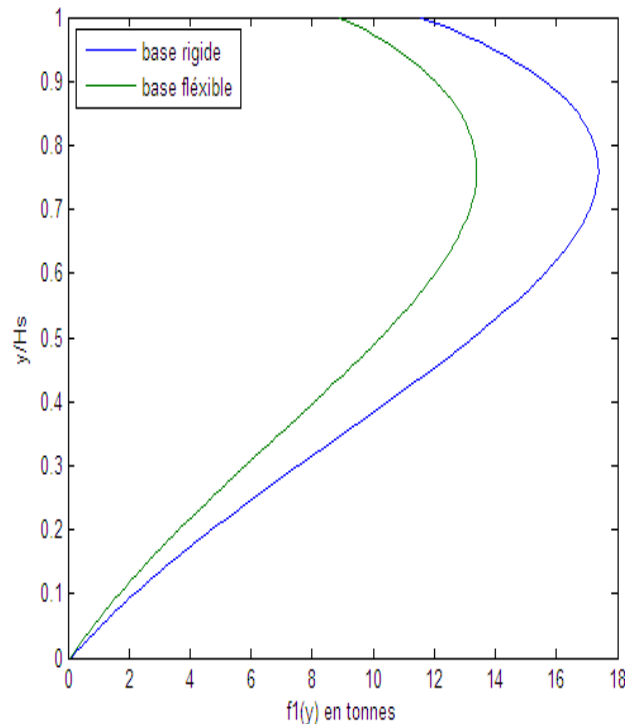


Figure (IV.5): la distribution des forces latérales

II.1.5 Distribution des efforts tranchants et des moments fléchissant :

En utilisant les méthodes de la RDM les résultats obtenus sont représentés dans le Tableau(A.4) et ils sont schématisés sur les figures ci-dessous :

CHAPITRE IV : ANALYSE SIMPLIFIEE DE LA REPONSE EN MODE FONDAMENTAL DU BARRAGE BOUZINA

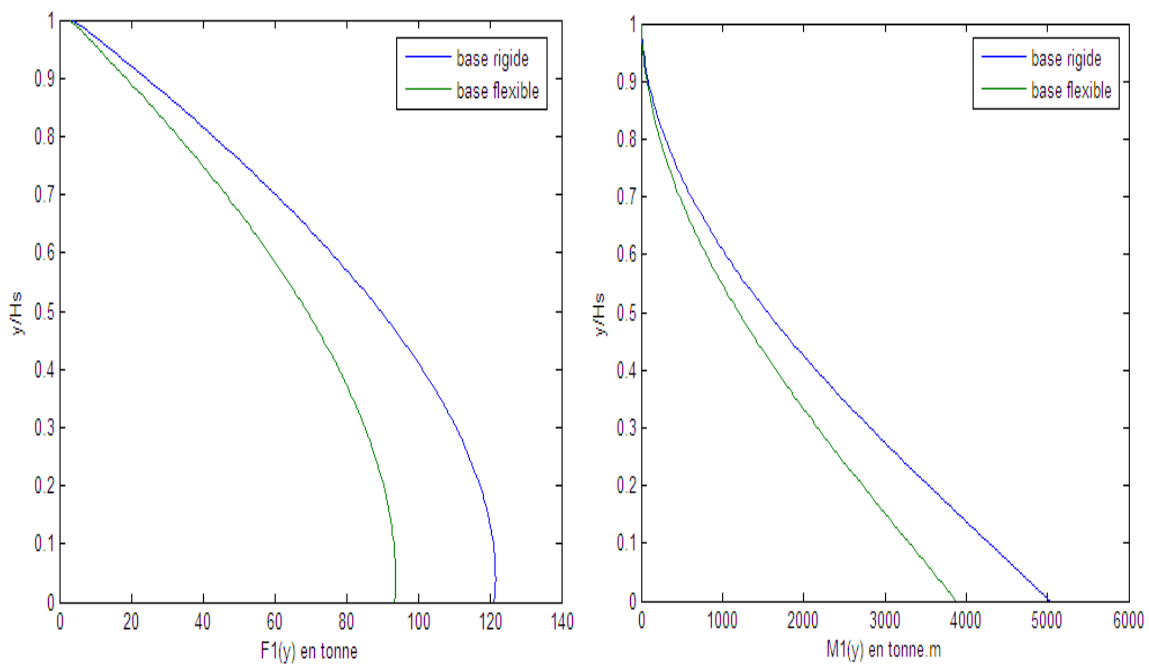


Figure (IV.6) : la distribution des efforts tranchants et des moments fléchissant.

Les mêmes tendances que celles des forces latérales sont observées en ce qui concerne la variation des efforts tranchants et des moments fléchissant.

II.1.6 Distribution des contraintes :

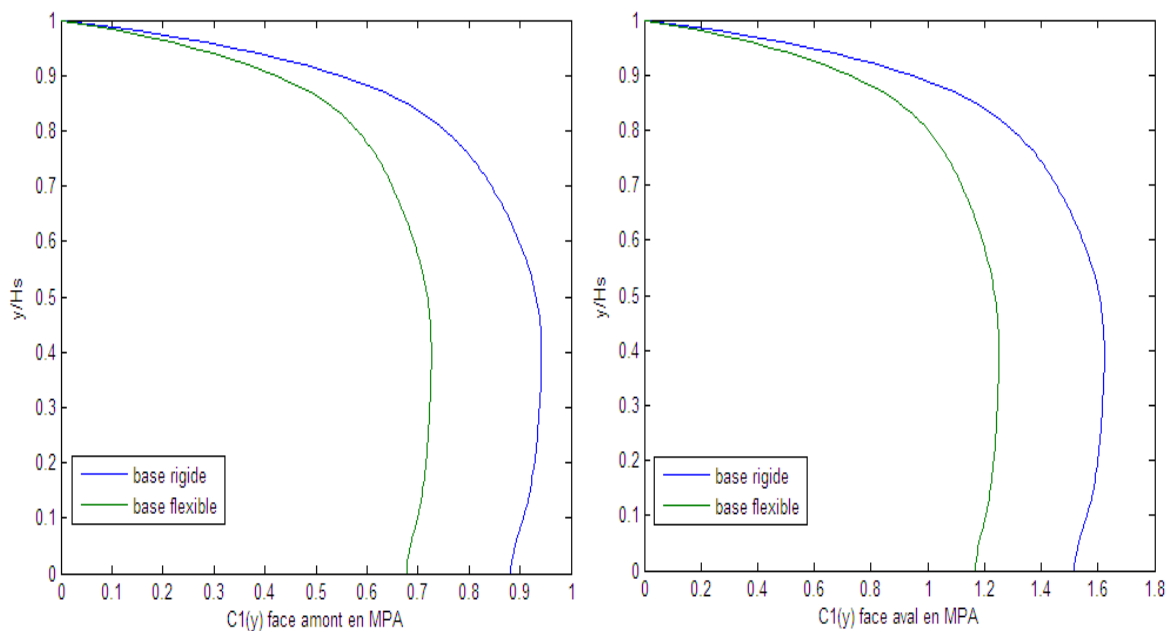


Figure (IV.7): la distribution des contraintes en face amont et aval du barrage.

En ce qui concerne les contraintes, on remarque que les amplitudes des contraintes en face aval du barrage sont plus grandes (de l'ordre de 1.6mpa pour le cas rigide et 1.3mpa dans le cas flexible) que celle de la face amont (de l'ordre de 0.95mpa dans le cas rigide et 0.75mpa dans le cas flexible).d'autre part, les mêmes tendances que précédemment sont observées ($\sigma_{flex} < \sigma_{rigide}$) lorsqu'on compare les résultats obtenus pour le sol flexible à ceux du sol rigide.

CHAPITRE IV : ANALYSE SIMPLIFIEE DE LA REPONSE EN MODE FONDAMENTAL DU BARRAGE BOUZINA

III. CALCUL PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS (SAP2000)

III.1 la distribution des contraintes par la méthode des éléments finis

Nous utilisons maintenant l'approche en éléments finis(MEF) pour le calcul à l'aide du logiciel SAP2000 la distribution des contraintes au sein du monolithe de barrage.

La convergence des calculs a été obtenue pour un nombre de nœuds $N=134985$ en utilisant un élément quadratique à 8 nœuds.

La Figure IV.8 représente la distribution des contraintes, on voit que les niveaux de contrainte dans la face amont sont nettement plus importants que ceux de la face aval. La concentration maximale a lieu au niveau talon de la face amont du monolithe du barrage.

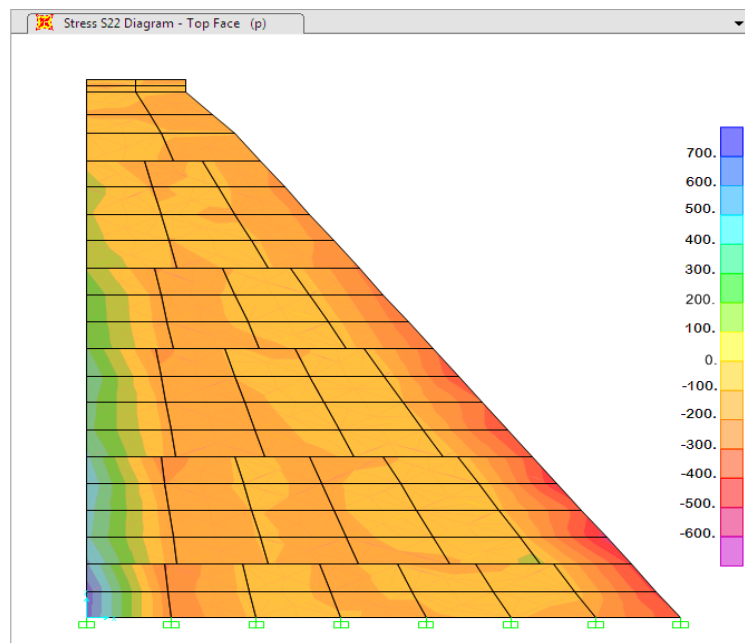


Figure (IV.8): La distribution des contraintes en face amont et aval du barrage :

➤ Face aval :

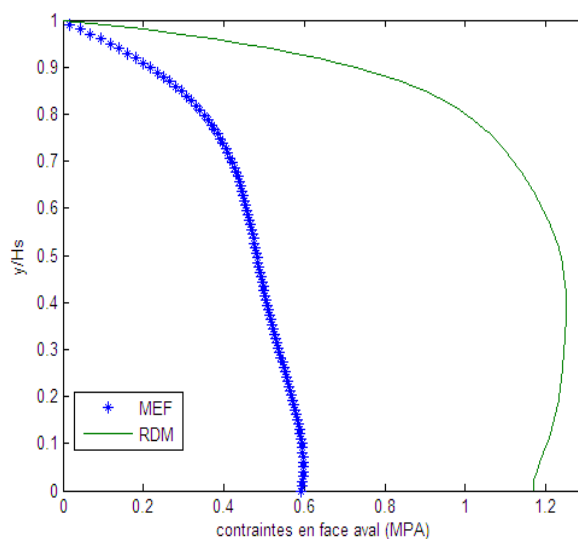


Figure (IV.9): la distribution des contraintes en face aval

➤ Face amont :

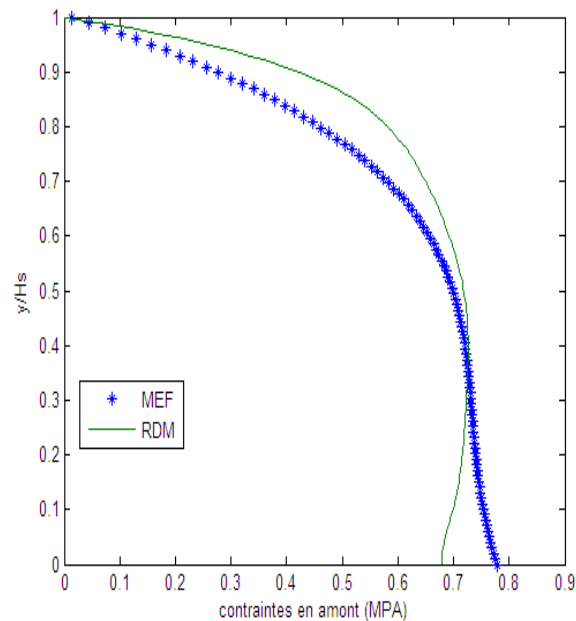


Figure (IV.10): la distribution des contraintes en face amont.

On remarque néanmoins que, les contraintes obtenues par la méthode simplifiée (MS) sont nettement supérieures à celles obtenues par la MEF au niveau de la face aval, alors que ces contraintes ont des valeurs comparables au niveau de la face amont.

Ces différences sont en grande partie attribuées au fait que l'approche simplifiée est une approche qui utilise la théorie des poutres (unidimensionnelle) alors que la méthode MEF c'est un problème tridimensionnel.

Il ya lieu donc d'introduire une correction des résultats de la méthode simplifiée car ceux-ci sont majorés.

III.2 La réponse en déplacement :

La Figure IV.11 représente les déplacements maximaux des nœuds obtenus par le barrage de Bouzina en utilisant l'approche numérique (MEF avec le SAP2000).

On remarque de fait de la rigidité du barrage, les déplacements des nœuds situés à un coté donnée sont identique.

CHAPITRE IV : ANALYSE SIMPLIFIEE DE LA REPONSE EN MODE FONDAMENTAL DU BARRAGE BOUZINA

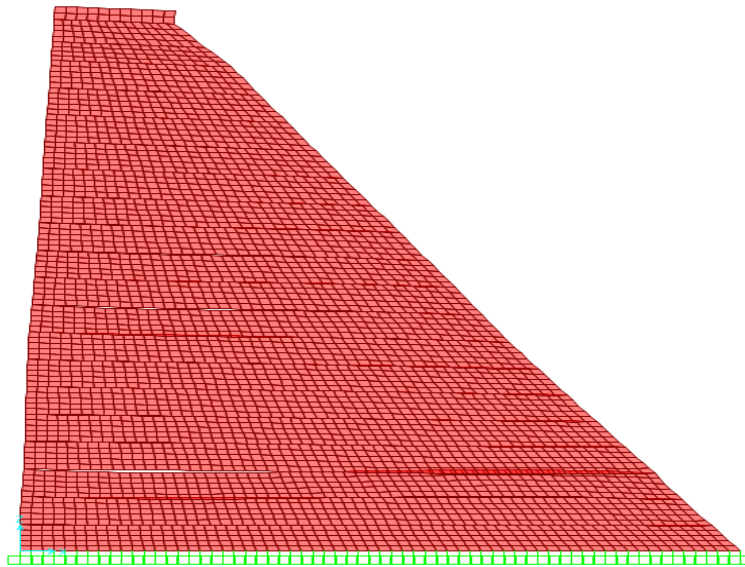


Figure (IV.11): la forme de la déformée obtenue à l'aide des déplacements maximaux.

Les déplacements calculés par la méthode des éléments finis et la méthode simplifiée du tableau (A.6) sont représentés sur la figure suivante :

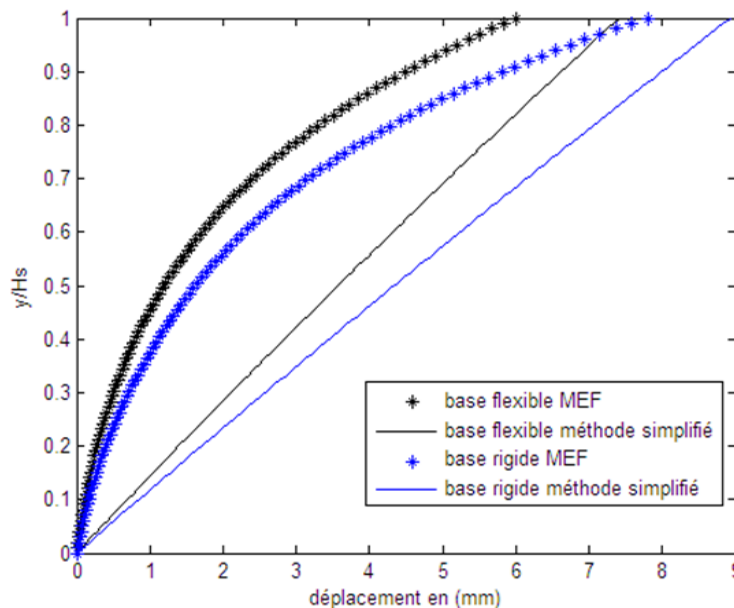


Figure (IV.12): la représentation des déplacements par la méthode MEF et la méthode simplifiée.

La Figure (IV.12) compare les déplacements maximaux obtenus par les 2 approches dans les cas rigide et flexible respectivement.

On remarque que quelque soit le type du rocher de fondation, la méthode simplifiée donne des résultats importants.

En se basant sur le déplacement maximum en crête du barrage, l'approche MS donne des résultats satisfaisants et comparables à ceux de l'approche MEF.

CHAPITRE IV : ANALYSE SIMPLIFIEE DE LA REPONSE EN MODE FONDAMENTAL DU BARRAGE BOUZINA

III.3 Le coefficient de participation de la masse :

Tableau (IV.3): le coefficient de participation de la masse dans chaque mode de vibration

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
OutputCase	StepType	StepNum	UX	UY	UZ
MODAL	Mode	1	0.54021	0	0.0826
MODAL	Mode	2	0.01471	0	0.6411
MODAL	Mode	3	0.00044	0	0.00791
MODAL	Mode	4	0.21871	0	0.0405
MODAL	Mode	5	0.00114	0	0.00737
MODAL	Mode	6	0.00203	0	0.04858
MODAL	Mode	7	0.00015	0	0.00002254
MODAL	Mode	8	0.00903	0	0.00553
MODAL	Mode	9	0.00014	0	0.00009987
MODAL	Mode	10	0.0006	0	0.00008819

La réponse calculée par méthode simplifiée en mode de vibration fondamental converge vers la réponse calculée par la méthode MEF en raison que le mode fondamental qui est dominant, et le tableau ci-dessus donne les dix premiers modes et les coefficients de participations de la masse associés.

D'après le tableau, on constate que 55% de la masse totale du barrage vibre selon le mode fondamental.

CONCLUSION

La procédure d'analyse simplifiée permet d'évaluer la réponse de contribution de mode fondamental de vibration d'un barrage modélisé par un système à un degré de liberté équivalent à partir d'un spectre de réponse lisse.

L'interaction barrage-sol de fondation modifie la période de vibration naturelle et le pourcentage d'amortissement additionnel du système à un degré de liberté équivalent représentant la réponse du mode de vibration fondamental du barrage. Pour une section standard, le pourcentage d'allongement de la période et l'amortissement additionnel à l'interaction sol-structure, dépendent de plusieurs paramètres dont les plus significatifs sont le rapport des modules d'élasticité E_f/E_s , où E_f et E_s sont le module d'élasticité du sol de fondation et le module d'élasticité de béton du barrage respectivement. Le pourcentage d'allongement de période R_f est cependant, insensible aux variations des valeurs du coefficient d'amortissement hystérétique η_f .

En ce qui concerne la dépendance de R_f et ξ_f en fonction de E_f/E_s et η_f et le mécanisme sous jacent d'interaction sol de fondation-barrage, il est utile de noter que le rapport d'allongement de période R_f est essentiellement indépendant de η_f , mais croît au fur et à mesure que le rapport E_f/E_s décroît, ce qui, pour une valeur fixée de E_s , implique un sol de fondation graduellement flexible.

Le rapport d'amortissement ξ_f croît avec la diminution du rapport E_f/E_s et l'augmentation du facteur d'amortissement hystéristique η_f .

Le sol de fondation peut être considéré comme rigide dans l'analyse simplifiée si $E_f/E_s > 4$ parce que les effets de l'interaction sol de fondation-barrage sont négligeable.

Finalement, ce travail a mis en œuvre une méthode relativement simple et très efficace pour les bureaux d'étude, son application est rapide, économique, et elle ne nécessite pas une connaissance approfondie par rapport aux méthodes dynamiques et numériques. En outre, elle n'exige pas de gros moyens ni de calcul ni des paramètres, tout en donnant des résultats comparables à ceux des autres méthodes numériques connues.

Tout travail humain et scientifique étant imparfait par essence et sujet à l'amélioration, nous estimons que nous avons essayé de notre mieux d'évaluer la réponse sismique en mode fondamental du barrage BOUZINA.

BIBLIOGRAPHIE

La liste des articles:

- -[5] d'après le centre de recherche en astronomie astrophysique et géophysique CRAAG
- -[7]Ministère de l'habitat document technique réglementaire DTR B C 2 48 « Règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003 », page:22.
- [8] Ministère de la culture « normalisation des infrastructures et équipements culturels », février 2008, page : 12
- [32,33,40,41,42] simplified earthquake analysis of concrete gravity dams: separate hydrodynamic and foundation interaction effects by gregory fenves,a. M. Asce and anil k. Chopra, m. Asce.
- -[37] Veletsos, A. S., "Dynamics of Structure-Foundation Systems," *Structural and Geotechnical Mechanics*, W. J. Hall, ed., Prentice-Hall, Clifton, N.J., 1977.

La liste des projets de fin d'étude:

- [10, 11, 12, 13] Mr. ANANE « analyse comparative des modèles numériques interactions fluide-structure », Projet de fin d'étude, école nationale polytechnique, promotion 2005/2006, page (5, 7, 8,10).
- [15, 16, 17,18]BENMALEK Sidahmed Islam « étude statique et dynamique de l'interaction sol-structure (cas d'un barrage en béton) », projet de fin d'études, école nationale polytechnique, promotion 2010, page (13, 15,17).
- [21, 22, 27, 28, 29, 30,38] Cherid née Touat Djamila « effets de l'interaction dynamique sol-structure sur la réponse sismique des barrages » ; thèse de magister, école nationale polytechnique, juin 1996.
- [39,43,44]Arnkjell Lokke « Earthquake Analysis of Concrete Gravity Dams », report June 2013, Norwegian University of Science and Technology Department of Structural Engineering.
- [45, 46,47]Salah eddine moussaoui « investigation du comportement sismique des systèmes sols-barrages par la technique des vecteurs de ritz »,école nationale polytechnique, juin 1995.

La liste des ouvrages:

- [23, 24, 25,26] Henri VARLET « Barrages – Réservoirs ; Tome II : Barrages – poids et barrages-voûtes », Editions Eyrolles, 1966, Paris, page (160,163,166,168).
- [31] Chakrabarti, P., and Chopra, A. K., "Hydrodynamic Effects in Earthquake Response of Gravity Dams," *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 100, No. ST6, June, 1974, pp. 1211-1224.
- [34] Fenves, G., and Chopra, A. K., "Earthquake Analysis of Concrete Gravity Dams Including Reservoir Bottom Absorption and Dam-Water-Foundation Rock Interaction," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 12, No.5, Sept.-Oct., 1984, pp. 663-680.
- [35] Fenves, G., and Chopra, A. K., "Earthquake Analysis and Response of Concrete Gravity Dams," *Report No. UCB/EERC-84/10*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Calif., Aug., 1984.
- [36] Dasgupta, G., and Chopra, A. K., "Dynamic Stiffness Matrices for Viscoelastic Half Planes," *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, Vol. 105, No. EM5, Oct., 1979, pp. 729-745.

Les sites internet:

- -[1,9]<http://www.bie.fr/> le : 25/02/2015.
- -[2]Source : <http://www2.ggl.ulaval.ca/personnel/bourque/s1/1.17.gif>
- -[3,4] <http://www2.ggl.ulaval.ca/personnel/bourque/s1/seismes.html>
- -[6]<http://www.algeriepyrenees.com/article-10235210.html>
- -[14,19,20]http://www.icold-cigb.org/FR/Registre_des_barrages/general_synthesis.asp

Annexe A

Tableau A.1 : le mode fondamental standard $\phi_1(y)$ des barrages poids en béton

y/H_s	$\phi_1(y)$
1.00	1.000
0.95	0.866
0.90	0.735
0.85	0.619
0.80	0.530
0.75	0.455
0.70	0.389
0.65	0.334
0.60	0.284
0.55	0.240
0.50	0.200
0.45	0.165
0.40	0.135
0.35	0.108
0.30	0.084
0.25	0.065
0.20	0.047
0.15	0.034
0.10	0.021
0.05	0.010
0.00	0.000

Tableau A.2 : les valeurs standard s de R_f et ξ_f , le rapport d'allongement de la période et le pourcentage d'amortissement additionnel due a l'interaction rocher de fondation-barrage.

Ef/Es	R _f	Pourcentage d'amortissement additionnel ξ_f			
		$\eta_f = 0.01$	$\eta_f = 0.10$	$\eta_f = 0.25$	$\eta_f = 0.50$
5.0	1.043	0.015	0.014	0.019	0.024
4.5	1.048	0.015	0.016	0.021	0.026
4.0	1.054	0.015	0.018	0.023	0.030
3.5	1.062	0.015	0.020	0.027	0.034
3.0	1.071	0.016	0.024	0.031	0.039
2.5	1.083	0.020	0.028	0.037	0.046
2.0	1.099	0.028	0.035	0.046	0.057
1.5	1.129	0.039	0.047	0.060	0.073
1.4	1.139	0.042	0.050	0.063	0.078
1.3	1.150	0.044	0.053	0.068	0.084
1.2	1.162	0.047	0.058	0.073	0.090
1.1	1.174	0.050	0.062	0.079	0.096
1.0	1.187	0.054	0.068	0.086	0.105
0.9	1.204	0.060	0.075	0.094	0.115
0.8	1.223	0.068	0.083	0.104	0.127
0.7	1.248	0.077	0.093	0.116	0.142
0.6	1.286	0.088	0.105	0.131	0.161
0.5	1.335	0.103	0.121	0.151	0.186
0.4	1.400	0.117	0.143	0.178	0.221
0.3	1.496	0.145	0.173	0.217	0.273
0.2	1.678	0.186	0.220	0.279	0.362

Tableau A.3 : les valeurs des forces latérales et les efforts dans les cas d'un barrage sur une base rigide et flexible.

H(m)	f1(y)		F1(y)		M1(y)	
	Base flexible	Base rigide	Base flexible	Base rigide	Base flexible	Base rigide
62.7	9.873	12.813	0.000	0.000	0.000	0.000
61.2	8.550	11.096	9.211	11.954	6.909	8.966
56.43	12.084	15.682	19.528	25.344	72.925	94.641
50.16	13.413	17.407	32.277	41.888	232.594	301.856
43.89	13.290	17.248	45.629	59.216	474.759	616.133
37.62	11.998	15.570	58.273	75.625	799.035	1036.972
31.35	10.324	13.398	69.433	90.109	1198.333	1555.172
25.08	7.851	10.188	78.520	101.902	1661.395	2156.126
18.81	5.809	7.539	85.350	110.766	2174.645	2822.211
12.54	3.663	4.753	90.086	116.912	2724.313	3535.560
6.27	1.821	2.363	92.828	120.471	3297.597	4279.556
0	0.000	0.000	93.739	121.652	3882.438	5038.551

Tableau A.4 : la distribution des contraintes en amont et en aval par RDM

H(m)	Section 1/6*(b^2)	La distribution des contraintes C1(y)			
		Base rigide		Base flexible	
		AMONT (MPA)	AVAL (MPA)	AMONT(MPA)	AVAL (MPA)
62.7	6.00	0.000	0.000	0.000	0.000
61.2	6.00	0.147	0.252	0.113	0.194
56.43	16.87	0.550	0.948	0.424	0.730
50.16	39.42	0.751	1.293	0.579	0.996
43.89	71.48	0.845	1.456	0.651	1.122
37.62	113.01	0.900	1.550	0.693	1.194
31.35	164.01	0.930	1.601	0.717	1.234
25.08	224.48	0.942	1.622	0.726	1.250
18.81	294.42	0.940	1.619	0.724	1.248
12.54	373.83	0.927	1.597	0.715	1.231
6.27	462.71	0.907	1.562	0.699	1.204
0	561.07	0.881	1.517	0.679	1.169

Tableau A.5 : la distribution des contraintes en amont et en aval par MEF

H(m)	Amont (MPa)	Aval (MPa)
62.7	0.000	0.000
61.2	0.080	0.008
56.43	0.300	0.250
50.16	0.450	0.350
43.89	0.550	0.400
37.62	0.680	0.450
31.35	0.700	0.480
25.08	0.720	0.520
18.81	0.730	0.550
12.54	0.740	0.560
6.27	0.750	0.580
0	0.780	0.600

Tableau A.6 : la comparaison des déplacements entre la méthode RDM et MEF

H(m)	Déplacement (MEF)	Déplacement(RDM)
62.7	0.0074	0.0062
61.2	0.0072	0.0054
56.43	0.0066	0.0046
50.16	0.0059	0.0033
43.89	0.0051	0.0024
37.62	0.0045	0.0017
31.35	0.0035	0.0012
25.08	0.0026	0.0008
18.81	0.002	0.0005
12.54	0.0017	0.0003
6.27	0.0006	0.0001
0	0.0000	0.0000

Annexe B:

La fonction de réponse en fréquence du système SDF équivalent à la réponse de mode fondamental de barrage repose sur une base de rocher flexible avec un réservoir vide est développée dans la présente annexe. La fonction de réponse en fréquence, $Y_1(\omega)$, de la coordonnée modale fondamentale du système barrage-rocher de fondation peut être exprimée à partir de l'équation. 24 comme :

$$\left\{ -\omega^2 M_1 + i\omega 2\xi_1 M_1 \omega_1 + \omega_1^2 M_1 - \omega^2 M_1 \left(1 + \frac{i2\xi_1 \omega}{\omega_1} \right) F(\omega) \right\} \tilde{Y}_1(\omega) = -L_1 \quad (1)$$

La fonction de réponse en fréquence, $\bar{Y}_1(\omega)$, de système SDF équivalent peut être obtenu à partir de l'équation. 30 par évaluation du terme de la flexibilité base-rock dépendant de la fréquence, $F(\omega)$, à la fréquence de vibration naturelle, $\tilde{\omega}_f$, du système SDF équivalent, qui reste à déterminer. Séparer les termes réels et imaginaires dans l'équation. 30, donne :

$$\left\{ -\omega^2 M_1 \left(1 + Re[F] - 2\xi_1 \frac{\tilde{\omega}_f}{\omega_1} Im[F] \right) + i\omega M_1 \left(2\xi_1 \frac{\tilde{\omega}_f^2}{\omega_1} Re[F] \right) + \omega_1^2 M_1 \right\} \bar{Y}_1(\omega) = -L_1 \quad (2)$$

Avec

$F = F(\tilde{\omega}_f)$. Le terme réel $2\xi_1 \frac{\tilde{\omega}_f}{\omega_1} Im[F]$, est un produit de deux termes d'amortissement qui peuvent être négligés en raison de son petit effet sur la réponse du système SDF équivalent.

La fréquence de vibration naturelle $\tilde{\omega}_f$ du système SDOF, est approximativement donnée par la fréquence d'excitation qui annule la partie réelle de l'équation. 31:

$$-\tilde{\omega}_f^2 M_1 (1 + Re[F]) + \omega_1^2 M_1 = 0 \quad (3)$$

D'où

$$\frac{\tilde{\omega}_f}{\omega_1} = \frac{1}{\sqrt{1+Re[F]}} = \frac{1}{R_f} \Rightarrow T_f = R_f T_1 \quad (4)$$

On divisant eq 31 par $(1 + Re[F])$ on obtient :

$$\left\{ -\omega^2 M_1 + \frac{i\omega M_1}{1 + Re[F]} \left(2\xi_1 \omega_1 - \omega_f Im[F] - 2\xi_1 \frac{\omega_f^2}{\omega_1} Re[F] \right) + \frac{\omega_1^2 M_1}{1 + Re[F]} \right\} \bar{Y}_1(\omega) = \frac{-L_1}{1 + Re[F]} \quad (5)$$

D'après l'équation 26 $\rightarrow \left(\frac{\omega_f}{\omega_1}\right)^2 = \frac{1}{1+Re[F]}$ qui l'on substitue dans l'équation précédente. On obtient donc :

$$\left\{-\omega^2 M_1 + i\omega M_1 \frac{\omega_f^2}{\omega_1^2} \left(2\xi_1 \omega_1 - \omega_f Im[F] - 2\xi_1 \frac{\omega_f^2}{\omega_1} Re[F]\right) + \omega_f^2 M_1\right\} \bar{Y}_1(\omega) = -L_1 \frac{\omega_f^2}{\omega_1^2}$$

$$\left\{-\omega^2 M_1 + i\omega 2M_1 \omega_f \left(\xi_1 \left(\frac{\omega_f}{\omega_1}\right) - \frac{1}{2} \left(\frac{\omega_f}{\omega_1}\right)^2 Im[F] - \xi_1 \left(\frac{\omega_f}{\omega_1}\right)^3 Re[F]\right) + \omega_f^2 M_1\right\} \bar{Y}_1(\omega) = -L_1 \frac{\omega_f^2}{\omega_1^2}$$

Ce qui s'écrit :

$$\left\{-\omega^2 M_1 + i\omega 2M_1 \omega_f \tilde{\xi}_f + \omega_f^2 M_1\right\} \bar{Y}_1(\omega) = -L_1 \frac{\omega_f^2}{\omega_1^2}$$

Avec

$$\tilde{\xi}_f = \xi_1 \left(\frac{\omega_f}{\omega_1}\right) - \frac{1}{2} \left(\frac{\omega_f}{\omega_1}\right)^2 Im[F] - \xi_1 \left(\frac{\omega_f}{\omega_1}\right)^3 Re[F]$$

On a $\tilde{\xi}_f$, est le coefficient d'amortissement du système SDOF équivalent , la quantité $Re[F] = \left(\frac{\omega_f}{\omega_1}\right)^2 - 1$, qui introduite dans l'expression de $\tilde{\xi}_f$ donne :

$$\tilde{\xi}_f = \xi_1 \left(\frac{\omega_f}{\omega_1}\right) - \frac{1}{2} \left(\frac{\omega_f}{\omega_1}\right)^2 Im[F] - \xi_1 \left(\frac{\omega_f}{\omega_1}\right)^3 \left(\left(\frac{\omega_f}{\omega_1}\right)^2 - 1\right)$$

$$\tilde{\xi}_f = \left(\frac{\omega_f}{\omega_1}\right)^3 \xi_1 - \frac{1}{2} \left(\frac{\omega_f}{\omega_1}\right) Im[F] \quad \text{eq 28}$$

D'où

$$\tilde{\xi}_f = \left(\frac{\omega_f}{\omega_1}\right)^3 \xi_1 + \xi_f$$

Avec

$$\xi_f = -\frac{1}{2} \left(\frac{\omega_f}{\omega_1}\right) Im[F] \quad \text{eq 29}$$

Annexe C:

Donc le système maintenant possède 3 degrés de liberté :

- le déplacement horizontal Y_1 de la masse m ;
- le déplacement horizontal $u_0(t)$ de la fondation ;
- la rotation θ de la fondation autour d'un axe horizontal ;

Les équations d'équilibre dynamique du système s'obtiennent aisément à partir des équations de Lagrange en prenant comme variables généralisées q_i :

$$q_1 = Y_1$$

$$q_2 = u_0$$

$$q_3 = \theta$$

On a la relation évidente entre le déplacement absolu u de la masse m et les variables précédents:

$$u = u_g + u_0 + Y_1 + h\theta$$

Désignant par T l'énergie cinétique totale :

$$T = \frac{1}{2} m(\dot{u}_g + \dot{u}_0 + \dot{Y}_1 + h\dot{\theta})^2$$

Par V l'énergie potentielle :

$$V = \frac{1}{2} (Ku^2 + K_h u_0^2 + K_\theta \theta^2)$$

Et par le travail des forces non conservatrices (forces d'amortissement) :

$$\delta W = -(C\dot{Y}_1 \delta u + C_h \dot{u}_0 \delta u_0 + C_\theta \dot{\theta} \delta \theta)$$

Les équations de Lagrange s'écrivent :

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{\partial T}{\partial \dot{q}_i} \right) - \left(\frac{\partial T}{\partial q_i} \right) + \left(\frac{\partial V}{\partial q_i} \right) = \frac{\delta W}{\delta q_i}$$

Soit avec les notations précédentes en tenant compte des relations entre l'accélération, vitesse et déplacement

$$x = i \omega x, \quad \ddot{x} = -\omega^2 x$$

Et en introduisant les pourcentages d'amortissement critique :

$$\xi = \frac{\omega C}{2k}, \quad \xi_h = \frac{\omega C_h}{2k_h}, \quad \xi_\theta = \frac{\omega C_\theta}{2k_\theta}$$

$$\begin{cases} -m\omega^2(u_0 + Y + h\theta) + K(1 + 2i\xi)Y = m\omega^2 a_g \\ -m\omega^2(u_0 + Y + h\theta) + K_h(1 + 2i\xi_h)Y = m\omega^2 a_g \\ -mh\omega^2(u_0 + Y + h\theta) + K_\theta(1 + 2i\xi_\theta)Y = mh\omega^2 a_g \end{cases}$$

On introduisant les notations suivantes :

$$m\omega_s^2 = K, \quad m\omega_h^2 = K_h, \quad mh^2\omega_\theta^2 = K_\theta$$

D'où

$$M_1 \ddot{Y}_1(t) + C_1 \dot{Y}_1(t) + K_1 Y_1(t) + L_1 u_0(t) + L_1^\theta \theta(t) = -L_1 a_g(t) \quad (6a)$$

$$L_1 \ddot{Y}_1(t) + m_t u_0(t) + L_x^\theta \theta(t) + V(t) = -m_t a_g(t) \quad (6b)$$

$$L_1^\theta \ddot{Y}_1(t) + L_x^\theta u_0(t) + I_t \theta(t) + M(t) = -L_x^\theta a_g(t) \quad (6c)$$

Annexe D

Barrages avec réservoir vide :

Le maximum d'effets de tremblement de terre associés à la contribution de la n ème mode de vibration barrage à la réponse du barrage peut être représenté par des forces latérales équivalentes :

$$f_n(y) = m_s(y)\phi_n(y)\omega_n^2\bar{Y}_n \quad (\text{C.1})$$

Dans lequel \bar{Y}_n est la valeur maximale de $Y_n(t)$ qui est régie par la n-ième équation modale :

$$\ddot{Y}_n + 2\xi_n\omega_n\dot{Y}_n + \omega_n^2Y_n = -\frac{L_n}{M_n}a_g(t) \quad (\text{C.2})$$

Dans l'équation.11, la masse par unité de hauteur du barrage $m_s(y) = w_s(y)/g$, ω_n et $\phi_n(y)$ sont la fréquence propre et la composante horizontale de la forme de la n ème mode de vibration ; ξ_n est le coefficient d'amortissement de ce mode ; $a_g(t)$ est l'accélération du sol ; La masse généralisée M_n et le coefficient de force de tremblement de terre généralisé L_n sont :

$$M_n = \int_0^{H_s} m_s(y)\phi_n^2(y)dy \quad (\text{C.3})$$

$$L_n = \int_0^{H_s} m_s(y)\phi_n(y)dy \quad (\text{C.4})$$

Tout comme le cas des bâtiments à plusieurs étages, les effets d'interaction sol-structure peuvent être négligés dans la procédure simplifiée pour calculer les contributions des modes de vibration plus élevés dans la suite du séisme de barrages. Par conséquent, ces effets d'interaction n'ont pas été inclus dans l'équation (10) et (12).

Puisque les périodes des modes de vibration plus élevés des barrages-poids en béton sont très courts, une approximation de $Y_n(t)$ est donnée par une solution statique de l'équation.11, à savoir, en négligeant les termes inertielle et de l'amortissement :

$$\omega_n^2Y_n(t) = -\frac{L_n}{M_n}a_g(t), \quad n = 2,3,.. \quad (\text{C.4})$$

Ainsi, \bar{Y}_n c'est la valeur maximale de $Y_n(t)$, est donnée par

$$\omega_n^2\bar{Y}_n = -\frac{L_n}{M_n}\bar{a}_g \quad (\text{C.5})$$

Où \bar{a}_g est l'accélération maximale du sol. Substitution l'équation 5 en 1 donne :

$$f_n(y) = -\frac{L_n}{M_n} m_s(y) \phi_n(y) \bar{a}_g \quad (\text{C.6})$$

De la même manière que le déplacement démontré avant, nous pourrions commencer par l'expression des forces latérales équivalentes maximales de la réponse spectrale :

$$f_n(y) = -\frac{L_n}{M_n} m_s(y) \phi_n(y) S_a(T_n, \xi_n) \quad (\text{C.7})$$

D'où le mode fondamental est donnée par :

$$f_1(y) = -\frac{L_1}{M_1} m_s(y) \phi_1(y) S_a(\tilde{T}_1, \tilde{\xi}_1) \quad (\text{C.8})$$

$$\left\{ -\omega^2 M_1 (1 + Re[F]) + i\omega M_1 \left(2\xi_1 \frac{\tilde{\omega}_f^2}{\omega_1} Re[F] \right) + \omega_1^2 M_1 \right\} \bar{Y}_1(\omega) = -L_1$$