

M0032/95A
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT DE GENIE-CIVIL
LABORATOIRE INTERACTION SOLS-STRUCTURES

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

THESE DE MAGISTER

Présentée par : Salah Eddine MOUSSAOUI
Ingenieur d'Etat diplômé de l'E.N.P.

INVESTIGATION DU COMPORTEMENT SISMIQUE DES SYSTEMES SOLS-BARRAGES PAR LA TECHNIQUE DES VECTEURS DE RITZ

Soutenue en Juin 1995 devant le Jury composé de :

M.M. M. K. BERRAH	Maître de conférences	Président
B. TILIOUINE	Professeur	Co-Directeur de thèse
P.Y. BARD	Professeur	Co-Directeur de thèse
M. DEMIDEM	Chargé de Cours	Examineur
M. BOUGHOUFALLAH	Chargé de Cours	Examineur
R. BOUTEMEUR	Chargé de Cours	Examineur
A. BOUTAGHOU	Directeur de projet (ouest)	Invité

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

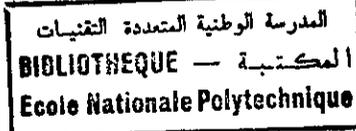
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR

ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT DE GENIE-CIVIL

LABORATOIRE INTERACTION SOLS-STRUCTURES



THESE DE MAGISTER

Présentée par : Salah Eddine MOUSSAOUI

Ingenieur d'Etat diplômé de l'E.N.P.

INVESTIGATION DU COMPORTEMENT SISMIQUE

DES SYSTEMES SOLS-BARRAGES

PAR LA TECHNIQUE DES VECTEURS DE RITZ

Soutenue en Juin 1995 devant le Jury composé de :

M.M. M. K. BERRAH	Maître de conférences	Président
B. TILIOUINE	Professeur	Co-Directeur de thèse
P.Y. BARD	Professeur	Co-Directeur de thèse
M. DEMIDEM	Chargé de Cours	Examineur
M. BOUGHOUFALLAH	Chargé de Cours	Examineur
R. BOUTEMEUR	Chargé de Cours	Examineur
A. BOUTAGHOU	Directeur de projet (ouest)	Invité

DEDICACES

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

A mes parents.

A ma femme.

A mes frères et soeurs.

A mes fils.

A tous mes amis.

En temoignage de mon affection.

REMERCIEMENTS

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Qu'il me soit permis d'adresser, tout d'abord, mes plus vifs remerciements à mon directeur de thèse, B. TILIOUINE, Professeur à l'E.N.P, pour avoir bien voulu m'introduire à un sujet d'actualité aussi intéressant et complexe que celui de l'analyse du comportement sismique des systèmes Sols-Barrages; tout comme il m'est particulièrement agréable de lui exprimer ma profonde reconnaissance pour son dévouement exemplaire, son soutien moral et ses précieux conseils sur les plans scientifique et technique.

Je voudrais exprimer également et tout particulièrement à mon Co-directeur de thèse, P.Y. BARD, Professeur à l'Université Joseph Fourier, toute ma gratitude pour l'accueil chaleureux qu'il m'a réservé, au sein du Laboratoire de Géophysique Interne et Tectonophysique de Grenoble, pour son dynamisme incomparable, ses compétences scientifiques et ses marques d'encouragement. Ses conseils m'ont été très bénéfiques.

Je tiens aussi à témoigner ma profonde reconnaissance à Monsieur M.K. BERRAH, Maître de conférences à l'E.N.P, pour avoir bien voulu examiner cette thèse et me faire l'honneur d'en présider le jury de soutenance.

Je suis tout particulièrement reconnaissant envers Messieurs M. DEMIDEM et M. BOUGHOUFFALLAH, Chargés de cours à l'E.N.P, pour l'aide précieuse et sincère qu'ils m'ont apportée, ainsi qu'envers Monsieur R. BOUTEMEUR, Chargé de cours à l'E.N.P, pour avoir bien voulu examiner cette étude et y apporter ses critiques constructives. Je les remercie vivement pour le temps qu'ils ont consacré à ce travail et pour leur participation au jury de thèse.

Enfin, je ne saurais terminer sans exprimer ma sincère gratitude à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à ma formation, ainsi qu'à l'ensemble des personnels du Centre de Calcul et de la Bibliothèque de l'E.N.P, pour leurs serviabilités exemplaires.

SOMMAIRE

المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

CHAPITRE I : INTRODUCTION	1
I-1 POSITION DU PROBLEME	1
I-2 OBJECTIFS VISES ET METHODOLOGIE	2
I-3 PRESENTATION DU CONTENU DE LA THESE	4
I-5 BREF HISTORIQUE SUR LES BARRAGES ET LEURS INCIDENTS	5
CHAPITRE II : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE	9
II-1 INTERACTION SOL-STRUCTURE	10
II-1-1 MODELE CLASSIQUE	10
II-1-2 MODELISATION PAR DES RESSORTS	11
II-1-3 FONCTION D'IMPEDANCE	13
II-1-4 MODELISATION PAR ELEMENTS FINIS	13
II-2 INTERACTION FLUIDE-STRUCTURE	15
II-3 FONCTIONS D'EXCITATIONS	16
II-3-1 SEISME NOMINAL (S.B.E)	17
II-3-2 SEISME MAJORE (S.M.D)	17
II-3-3 SEISME INDUIT PAR LA RETENUE (S.I.R)	17
II-4 METHODES D'ANALYSE DES STRUCTURES	19
II-4-1 METHODE DES DIFFERENCES FINIES	19
II-4-2 METHODE D'INTEGRATION AUX FRONTIERES	20
II-4-3 METHODE DES FONCTIONS D'INTERPOLATION	20
CHAPITRE III : MODELISATION ET CARACTERISTIQUES DYNAMIQUES DES BARRAGES PAR ELEMENTS FINIS	22
III-1 MODELISATION	22
III-1.1 MODELISATION DU COMPLEXE BARRAGE-FLUIDE-FONDATION ...	23
III-1.1.1 BARRAGE	23
III-1.1.2 FONDATION	23
III-1.1.3 FLUIDE	23



III-1.2 CHOIX DU TYPE D'ELEMENT	23
III-1.3 CONDITIONS AUX FRONTIERES	24
III-1.4 MODE D'APPLICATION DE L'EXCITATION SISMIQUE	25
III-2 ANALYSE DYNAMIQUE	27
III-2.1 COMPORTEMENT DES BARRAGES EN BETON	27
III-2.2 HYPOTHESES D'ANALYSE	29
III-2.3 FORMULATION GENERALE DES EQUATIONS DE MOUVEMENT PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS	29
III-2.4 CARACTERISTIQUES DYNAMIQUES DU SYSTEME	33
III-2.4.1 MATRICE DES RAIDEURS	33
III-2.4.2 MATRICE MASSE	35
III-2.4.3 MATRICE D'AMORTISSEMENT	36
CHAPITRE IV : PROBLEME AUX FREQUENCES ET AUX MODES DE VIBRATION	40
IV-1 RECHERCHE DES MODES DE VIBRATION	42
IV-2 TECHNIQUE DES VECTEURS DE RITZ	44
IV-3 ETUDE COMPARATIVE	47
IV-3.1 EXPLOITATION DES RESULTATS	50
IV-3.2 ESTIMATION APPROCHEE DE L'ERREUR	55
IV-4 ETUDE PARAMETRIQUE DE L'EFFET DE L'INTERACTION	62
IV-4.1 CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUES ET MECANIQUES DES SYSTEME BARRAGE-FONDATION CONSIDERES	62
IV-4-1.1 CARACTERISTIQUES DU BETON	62
IV-4-1.2 CARACTERISTIQUES DU SOL DE FONDATION	64
IV-4-1.3 RAPPORTS SOL/STRUCTURE ET NIVEAU DE REMPLISSAGE	64
IV-4.2 PRINCIPAUX RESULTATS OBTENUS	65
IV-4-2.1 SYSTEME BARRAGE-FONDATION	65
IV-4-2.2 SYSTEME BARRAGE-FLUIDE	73
IV-4-2.3 SYSTEME FLUIDE-BARRAGE-FONDATION	78
IV-5 MODELES DE REGRESSIONS	85
CHAPITRE V : METHODES DE CALCUL DE LA REPOSE DYNAMIQUE DES STRUCTURES	
V-1 ANALYSE DYNAMIQUE DANS LE DOMAINE FREQUENTIEL	97
V-2 METHODE D'ANALYSE SPECTRALE	98

V-3 ANALYSE DYNAMIQUE PAR SUPERPOSITION MODALE	102
V-3.1 TECHNIQUE DES VECTEURS DE RITZ	102
V-3.2 SOLUTION DU SYSTEME COMPLET	104
V-4 ANALYSE DYNAMIQUE PAR INTEGRATION DIRECTE	104
V-4.1 PRINCIPE DE RESOLUTION	105
V-4.2 METHODE EXPLICITES	105
V-4.3 METHODE IMPLICITE	106
CHAPITRE VI : ANALYSE DYNAMIQUE DES SYSTEMES FLUIDE-BARRAGES-FONDADATIONS	
VI-1 CONSIDERATIONS GENERALES	110
VI-1.1 PROBLEME D'INTERACTION SOL-STRUCTURE	111
VI-1.2 METHODE DE PRISE EN COMPTE DU PHENOMENE D'INTERACTION	111
VI-1.2.1 METHODE DES SOUS-STRUCTURES.....	112
VI-1.2.2 FORMULATION DYNAMIQUE DES MODELES D'INTERACTION	114
VI-1.2.2.1 MODELE MI : MODELE A FONDATION SANS MASSE	114
VI-1.2.2.2 MODELE MII : MODELE A FONDATION AVEC MASSE	115
VI-2 INTERACTION FLUIDE-STRUCTURE	123
CHAPITRE VII : ETUDE DE CAS : BARRAGE DE OUED FODDA	127
VII-1 BREF HISTORIQUE SUR LE BARRAGE DE L'OUED FODDA	128
VII-2 CONSIDERATIONS DU BARRAGE	131
VII-3 CARACTERISTIQUES DE VIBRATION LIBRE DU BARRAGE	132
VII-3.1 EFFET DE L'INTERACTION BARRAGE-FONDATION	132
VII-3.2 EFFET DE L'INTERACTION FLUIDE-FONDATION	134
VII-4 REPOSE DYNAMIQUE DU BARRAGE	135
VII-4.1 DEPLACEMENTS	138
VII-4.2 ACCELERATIONS.....	142
VII-4.2 CONTRAINTES.....	145
CHAPITRE VIII : CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS	147
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	
ANNEXE	

INTRODUCTION

I-1 POSITION DU PROBLEME :

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 Hseinfengkiang près du Canton, en Chine (1962), et le barrage de Koyna en Inde (1967), démontrent qu'une rupture peut être aisément initiée par un tremblement de terre.

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.

I-2 OBJECTIFS VISES ET METHODOLOGIE :

La présente étude a pour objet l'évaluation de la réponse sismique des barrages en béton sous l'effet des séismes, en développant une méthodologie d'approche basée sur des techniques modernes de calcul, permettant de prendre en considération les effets des interactions dynamiques Fluide-Sol-Structures directement dans le domaine temporel. L'importance de ces phénomènes d'interactions reconnue de manière établie par des travaux antérieurs, sera appréciée, ici, quantitativement par une étude approfondie de deux mécanismes d'application du chargement sismique des systèmes fluide-sols-barrages.

- Le modèle d'application de chargement sismique au niveau du lit rocheux du sol de fondation considéré sans masse (MI) ;
- Le modèle de l'accélérogramme enregistré en champ libre appliqué à l'interface du barrage-sol de fondation avec masse (MII).

La méthodologie se distinguera des investigations antérieures sur la réponse dynamique des barrages en béton, effectuées essentiellement dans le domaine des fréquences en ce qu'elle devra permettre avec une précision suffisante et un coût réduit, l'incontestable avantage de traiter les différentes interactions tout en prenant en considération les propriétés d'hétérogénéité des matériaux constitutifs, d'irrégularité géométrique et de conditions aux frontières ou de chargements quelconques.

A cet effet, trois volets de recherche seront traités :

● Le premier volet concernera la mise en évidence analytique des effets de l'interaction Fluide-Sol-Structure sur les modes propres de vibrations des barrages. Une étude paramétrique sera effectuée sur un modèle bi-dimensionnel d'éléments finis à partir d'une simulation numérique appliquée sur une vingtaine de barrages-poids existants de par le monde. L'effet des caractéristiques géométriques de ces barrages notamment l'effet de fruit,

les propriétés du sol sous-jacent et la présence du fluide pour différents cas de remplissage sur les caractéristiques dynamiques, seront examinés. Des modèles de régression linéaire devront être également proposés pour la détermination des périodes propres de vibration des barrages en béton dans une perspective de faciliter grandement les études d'avant projet de telles structures.

● Le deuxième volet présentera une analyse dynamique temporelle du comportement sismique du système barrage-fluide-fondation, en proposant un modèle d'éléments finis simplifié pour la représentation de ce système. Les équations du mouvement correspondantes, seront développées pour les deux méthodes différentes d'application du chargements sismique décrites ci-dessus.

Une étude de cas sera présentée aux fins d'illustrer à partir des résultats obtenus, la performance de chacun des deux modèles d'interaction dynamiques MI et MII. Les analyses seront effectuées séparément sur un barrage du Nord Ouest Algérien, le barrage de "Oued-Fodda" en introduisant successivement comme chargements d'excitation, deux enregistrements accélérométriques d'intensités différentes :

- La réplique d'El Asnam, enregistrée le 29 Novembre 1980 et dont l'accélération maximale est de 0.16 g.
- L'accélérogramme de Loma-Prieta (Californie), enregistrée le 17 Octobre 1989 et dont l'accélération maximale est de 0.6 g .

Pour chacune de ces deux excitations, l'investigation de la réponse dynamique du barrage de Oued-Fodda sera effectuée en envisageant diverses conditions de sites et différents niveaux de remplissage du réservoir.

● Le troisième volet constituera la transcription informatique du travail proposé et portera sur une investigation numérique de la réponse dynamique du système fluide-barrage-fondation.

Une approche de type sous-structures, intégrant divers techniques performante d'analyse dynamique, notamment la technique de transformation des vecteurs de Ritz, basée sur un algorithme de minimisation d'erreur et permettant la réduction systématique des équations d'équilibre dynamique, sera employée à cet effet.

I-3 PRESENTATION DU CONTENU DE LA THESE :

Le contenu de la thèse est organisé en huit chapitres présentés comme suit :

Une brève introduction situe le problème abordé et définissant les objectifs de la recherche, ainsi qu'un historique succinct sur les barrages-poids et un recensement des incidents survenus (Chapitre 1).

Une synthèse bibliographique est présentée, permettant un recensement des principales recherches antérieures, et un rappel de définitions de certaines notions de base utilisées pour la conception et l'évaluation de la sécurité des barrages (Chapitre 2).

Le troisième chapitre présente le modèle d'éléments finis obtenu par discrétisation du système, barrage-sol de fondation, ainsi que les mécanismes d'application du chargement sismiques étudiés.

Une étude paramétrique constituant l'objet du quatrième chapitre, met en évidence les paramètres les plus prépondérants sur les périodes propres de vibration des systèmes barrages-fluide-fondations. Les résultats basés sur des relations empiriques de calcul des périodes propres proposés par divers chercheurs sont confrontés à ceux obtenus par le modèle éléments finis.

Le chapitre cinq présente un aperçu des méthodes d'analyse dynamique utilisées notamment la technique des vecteurs de Ritz dans le calcul de la réponse dynamique des barrages dans le domaine temporel.

Le sixième chapitre développe les équations de mouvement compatibles avec deux modèles d'application du chargement sismique:

- Le modèle MI fondé sur l'accélérogramme enregistré en champ libre appliqué à la base de la fondation (considérée sans masse);
- Le modèle MII basé sur l'accélérogramme enregistré en champ libre appliqué à l'interface du système barrage-fondation.

Le chapitre 7 présente une étude de cas aux fins d'illustrer les résultats numériques de l'analyse dynamique du barrage de Oued-Fodda en considérant les deux modèles d'interaction dynamique précédents, soumis aux chargements sismiques suivants :

- La réplique d'El Asnam, dont l'accélération maximale est de 0.16 g, enregistrée le 29 Novembre 1980;
- l'accélérogramme de Loma-Prieta (Californie), dont l'accélération maximale est de 0.6 g, enregistrée le 17 Octobre 1989.

Pour chacune de ces deux excitations, l'investigation de la réponse dynamique du barrage de Oued-Fodda est effectuée en envisageant diverses conditions de sites et différents niveaux de remplissage du réservoir.

Le chapitre 8 résume les conclusions significatives, susceptibles d'être tirées de cette investigation, quant aux techniques de calcul ou d'analyse des systèmes sols-barrages sous actions sismiques d'une part, et à l'importance des effets des interactions fluide-barrage-fondation sur les caractéristiques dynamiques et les réponses des barrages en béton d'autre part.

I-5 BREF HISTORIQUE SUR LES BARRAGES ET LEURS INCIDENTS :

Les barrages ont été construits depuis l'antiquité. Pour certains d'entre eux, on connaît même l'époque de leur rupture, comme c'est le cas pour le barrage de SADD-EL-KAFARA en EGYPTE. Depuis, la conception et la construction des barrages sont passés par différentes étapes, depuis un art jusqu'à une science de l'ingénieur. Plusieurs procédés rationnels ont été développés,

mais l'expérience et le jugement continuent d'être indispensables. Une partie de cette expérience provient de l'analyse des incidents.

Les pays possédant des barrages importants sont regroupés par la "Commission Internationale des Grands Barrages" qui a rassemblé dans un "Registre Mondial" la quasi intégralité des grands barrages existants dans le monde, à l'exception de ceux situés en Chine, qui n'a adhéré à cette commission qu'en 1974. Au début du siècle, la moitié des barrages mondiaux était située au Japon où le plus ancien ouvrage a près d'un millénaire d'âge. La Grande Bretagne pour sa part, en abritait près du quart.

A la fin de l'année 1982, le registre mondial des grands barrages mentionnait, 16200 ouvrages. On peut dire grossièrement que pendant ces dernières années l'accroissement des grands barrages est de 600/an, alors que le nombre de ruptures n'est que de 1.5/an.

Le nombre de ruptures cumulées comparé au nombre total de grands barrages montre que le taux de ruptures est passé de 3.5 au début de siècle à 1% actuellement [1]. Cette décroissance traduit le progrès des techniques de conception et de construction des barrages.

Un autre résultat intéressant est que le taux de rupture a commencé à diminuer remarquablement à partir de 1920, ce qui traduit les progrès des connaissances réalisés dans les sciences de l'ingénieur, et de l'intérêt accordé à des ouvrages d'une telle importance.

Globalement, les barrages en remblai semblent avoir subi plus d'incidents que les barrages en maçonnerie et en béton.

Généralement les différentes causes de ruptures des barrages en béton ou en maçonnerie sont survenues lors de crues (submersion et érosion par l'aval), par rupture de la structure (renversement et rupture d'un contrefort) ou par une rupture de fondation; peu de ces barrages, se sont rompus pendant un séisme [Tableau 1-1].

La fréquence de rupture pour les grands barrages en remblai après

construction est environ de 3 à 4 fois plus élevée que celles des barrages en béton ou en maçonnerie [2].

S'il ne faut certes pas en déduire que ces derniers types d'ouvrages sont indestructibles, et que l'entretien ou la surveillance sont superflus, on peut néanmoins en conclure qu'ils sont plus solides voire plus résistants que les ouvrages en enrochement et surtout en terre [Tableau 1-2].

Tableau 1-1 : Quelques barrages en béton endommagés par des séismes

Nom du barrage et sa localisation	Hauteur (m)	Type du barrage	Evenement sismique	Magnitude	Distance à l'épicentre	Evaluation des dommages					
						Mineurs	Modérés	Majeurs	Ruine	Fissures	Dep. de la crête
Honenik (Japon)	30.00	Voûte	21/12/1946	7.2	50.	*				*	
Pacoima (Ca. U.S.A)	113.00	Voûte	09/02/1971	6.6	*	*				*	
Ponteba (Algérie)	18.00	Poids	09/09/1954	6.75	3.5			*		*	*
Blackbrook (G.B)	30.50	Poids	11/02/1957	5.6	6.4		*				
Hsingfengkiong (Chine)	105.00	Béton	19/03/1962	6.1	1.1			*		*	
Koyna (Inde)	103.00	Poids	11/12/1967	6.4	3.0			*		*	
Oued fouda (Algérie)	101.00	Béton	09/09/1954	6.75	30.	*					
			10/10/1980	7.2		*				*	

Les ruptures des barrages, dont les fondations sont en terre, sont aussi importantes que ceux dont les fondations sont en roche. Il faudra noter aussi que le nombre de ruptures décroît avec la hauteur des barrages, ceci probablement en raison des moyens d'investigation plus développés, et de contrôles plus poussés associés à des moyens financiers plus importants.

Tableau 1-2 : Pourcentage d'incidents par type de grands barrages(C.I.G.B 1977)

TYPE DE BARRAGE	POURCENTAGE D'INCIDENTS
VOUTE	5.6
CONTREFORTS	7.0
POIDS	2.1
REMBLAIS	6.6

HISTORIQUE DES BARRAGES POIDS :

Les premiers barrages-poids en maçonnerie sont des barrages d'origine romaine et arabe. Aux XVI^e et XVII^e siècles, les Espagnols ont construit des barrages en maçonnerie de hauteur importante par rapport aux ouvrages existants - avec une hauteur d'une vingtaine de mètres -. Ces barrages présentaient un profil, de parement amont vertical, se rapprochant en général du rectangle, avec parfois un parement aval en gradins. Ils s'écartaient donc beaucoup du profil triangulaire, plus rationnel et plus économique. Parmi ces barrages, on peut citer les barrages d'Alicante (1500), Puentes (1790), Nijar (1850).

Sur 500 barrages répertoriés depuis 1830, 16 seulement étaient en maçonnerie; 20 ans plus tard , on n'en comptait encore que 22 sur 579. Ces barrages avaient de profils divers qui ont donné lieu à des incidents variés. Depuis, des recherches ont été effectuées dans ce sens, et c'est vers la deuxième moitié du XIX^e siècle que la théorie statique des barrages-poids basée sur l'équilibre du profil au renversement autour de l'arête aval, et sur l'équilibre au glissement de la base ou d'une assise quelconque, a été introduite dans les recherches de Sazilly (1853), Delocre (1865) et Rankine (1872-1873). Ces dernières ont ainsi conduit à l'établissement d'un profil plus rationnel ou profil d'égale résistance défini de manière qu'en aucun point les maçonneries et le sol n'aient à supporter de pressions trop fortes, et que le mur ne puisse glisser sur sa base.

CHAPITRE II

RECHERCHES BIBLIOGRAPHIQUES

Au cours du XX^e siècle de nombreux tremblements de terre dévastateurs ont ruiné des régions entières, détruisant des bâtiments, des ouvrages d'arts et autres structures. Les dégâts d'origine sismique subis par les barrages vont des petites fissures, jusqu'à la rupture totale de l'ouvrage en passant par la perte de la capacité de stockage du réservoir. Jusqu'à présent, très peu de barrages en béton n'ont subi une rupture catastrophique résultant d'un séisme. Toutefois, sur les grands barrages, des dommages importants ont pu être observés, sans pour autant qu'il y ait une rupture ou une onde de crue catastrophique à l'aval, résultant d'un concours de circonstances fortuites.

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.

Un nombre considérable de publications, de conférences ou de colloques internationaux, ont traité des problèmes de la conception parasismique des barrages, de leur fondation et du

réservoir retenu. Mais, il est sûr que c'est de l'observation du comportement réel d'un certain nombre de barrages qui ont été soumis à des tremblements de terre importants que l'on a pu identifier les risques associés aux séismes, dont beaucoup d'ailleurs échappent encore aux calculs et requièrent de la part du projeteur de barrages une grande expérience, beaucoup de jugement et le recours indispensable aux différents spécialistes (géologues, sismologues, géophysiciens, géotechniciens et structuristes) travaillant en équipe pluridisciplinaire.

II-1 INTERACTION SOL-STRUCTURE :

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.

Les calculs d'interaction s'effectuent à partir de la modélisation du sol et de la structure. La modélisation du sol constitue un élément essentiel de ces calculs.

II-1-1 MODELE CLASSIQUE :

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 encastree à une base rigide

à laquelle on impose directement le mouvement qui sera identique à celui d'un champ libre. Cette méthode conduit aux calculs dynamiques simplifiés d'une part, et d'autre part entraîne des erreurs dans le calcul de la réponse qui peuvent être importantes dans le cas d'un sol très déformable parmi lesquelles on peut citer :

- la période du 1^{er} mode est sous estimée; il en résulte une erreur par excès ou par défaut sur la valeur de l'accélération selon la zone où l'on se situe sur le spectre de réponse,
- la valeur de l'amortissement est sous estimée puisqu'on ne fait pas intervenir l'amortissement du sol -toujours supérieur à celui des matériaux de la structure-, de sorte qu'il en résulte une surestimation de la réponse dynamique du système sol-barrage,
- la déformée modale est calculée de manière approchée, ce qui entraîne une erreur pour la répartition des accélérations en élévation.

En conséquence, il est clair qu'un modèle supposant un encastrement parfait à la base est à éviter, si de grandes déformations du terrain sont prévisibles. On est ainsi amené naturellement et compte tenu de l'état actuel des connaissances, à considérer des modèles dans lesquels le sol est représenté, soit par des ressorts, soit par des éléments finis. Des fonctions d'impédances peuvent être également employées si les hypothèses de calcul permettent l'analyse par une approche fréquentielle.

II-1-2 MODELISATION PAR DES RESSORTS :

Les premiers travaux ayant introduit les caractéristiques du sol dans le calcul des structures reviennent à "WINKLER" qui a modélisé le comportement du sol par "des ressorts" représentant les réactions élastiques du sol à l'égard des composantes des déplacements statiques de la fondation.

Ces ressorts de sol étaient déterminés pour des fondations rigides, selon l'hypothèse d'une réaction élastique du sol par unité de surface proportionnelle au déplacement du sol au point considéré, selon un "coefficient de Ballast" constant pour la composante de déplacement étudiée : coefficient de Ballast vertical ou horizontal.

La méthode de "WINKLER" était initialement une méthode de "ressorts répartis", mais elle permet également de représenter, par un ressort unique, la résultante des actions élastiques pour un mouvement donné. Les coefficients de WINKLER ne sont toutefois applicables, que dans un domaine très restreint de caractéristiques du sol et de la fondation.

Une évaluation plus précise des ressorts de sol a été faite en considérant le sol comme un demi espace élastique. Dans cette hypothèse des formules pratiques ont été obtenues, donnant l'expression de ces constantes de ressort qui en premier lieu, ont été déterminées pour des fondations circulaires, parmi lesquelles on peut citer les travaux de : BOROWICKA (1943), REISSNER & SAGOCI (1944), TIMOSHENKO & GOODIER (1951) [3], et BYCROFT (1956) [4].

La méthode de WINKLER a été ensuite étendue aux fondations rectangulaires, présenté par les travaux de, GORBUNOV & POSSADOV (1961) [5] et BARKAN (1962) [6].

Les ressorts du sol, définis dans ces travaux n'ont été déterminés que pour des fondations superficielles à l'exception du ressort vertical dans le cas de la fondation circulaire KALDJIAN (1969).

La méthode des ressorts de sol est basée sur une réaction élastique et ne tient pas compte de la masse du sol participant au mouvement; toutefois, son utilisation à des fins de calculs dynamiques ne permet une approximation justifiée que dans un domaine limité (faibles valeurs de la pulsation dans le cas de sollicitations harmoniques).

II-1-3 FONCTIONS D'IMPEDANCE :

Récemment, pour une meilleure approximation de la réponse de la structure, en introduisant l'effet du sol sur cette dernière, des fonctions reliant les forces-déplacements à l'interface sol-structure ont été développées, en particulier pour les problèmes de fondations de machines; ces fonctions sont appelées fonction d'impédance de la fondation. Elles ont été déterminées pour des fondations superficielles circulaires, HSEIH (1962) [7], VELETSOS-WEI (1971) [8], LUCO-WESTMANN (1971) [9] et rectangulaire, LUCO-WONG (1975) [10], selon certaines hypothèses sur la distribution des contraintes ou la déformabilité de la fondation.

Les fonctions d'impédance sont définies généralement sous une forme complexe comportant une partie réelle caractérisant la rigidité et une partie imaginaire caractérisant l'amortissement du sol.

Les résultats obtenus montrent que l'amplitude et le déphasage de la réponse dépendent de la fréquence d'excitation. En principe ce genre de fonction d'impédance peut être utilisée dans une analyse dans le domaine fréquentiel. Cependant, l'analyse d'un système compliqué, nécessitant la mise en oeuvre d'un grand nombre de degrés de liberté, ne peut être simplifiée que si les fonctions d'impédance sont considérées indépendantes de la fréquence d'excitation. En outre, la résolution dans le domaine fréquentiel ne peut plus être envisagée si l'analyse est étendue au domaine non-linéaire. Par conséquent, il est intéressant de présenter ces fonctions par un comportement indépendant de la fréquence d'excitation.

II-1-4 MODELISATION PAR ELEMENTS FINIS :

Pendant les vingt dernières années, la méthode des éléments finis est devenue la procédure standard pour l'analyse des structures complexes.

Au début de son application, notamment dans le cas de l'étude du comportement sismique des structures représentées par des modèles bidimensionnels, cette méthode est devenue pratiquement la seule capable d'évaluer les contraintes dynamiques dans les barrages, et dans des structures spéciales de type complexe.

La représentation du sol par un modèle d'éléments finis permet de mieux prendre en compte les propriétés dynamiques du sol. Le maillage peut être choisi pour une représentation significative des caractéristiques variables du sol.

De nombreuses études ont été publiées sur l'application de cette méthode aux problèmes sols-structures, parmi lesquelles : Madjid (1982) [11], qui a employé une analyse tridimensionnelle du comportement d'un immeuble de 50 étages édifié sur de l'argile. Abo-El Magd et al (1984) [12], qui ont analysé les effets des déformations du sol de fondation sur les dommages subis par une villa en maçonnerie.

Zhao et al (1985) [13] ont analysé pour leur part les tassements d'immeuble construits à Shanghai où l'épaisseur des terrains sédimentaires (argiles molles et sables) atteint 300 mètres. Sommer et al (1985) [14] ont comparé expérimentalement les résultats de calculs bidimensionnels qu'ils ont effectués sur un bâtiment de 30 étages reposant par l'intermédiaire de pieux et d'un radier sur l'argile de Francfort.

Yao et Zhang (1986) [15], comparent différentes méthodes d'analyse sur le cas d'un bâtiment reposant sur un massif de sol (Modèle de Winkler, demi-espace élastique, multicouche, éléments finis).

J.P. Wolf a synthétisé et mis en oeuvre dans ses nombreuses publications (notamment ses deux livres publiés récemment [16],[17], devenus la référence classique dans ce domaine) l'état de l'art sur les approches et solutions relative à divers

problèmes d'interactions sols-structures. Les formulations utilisées sont basées sur les méthodes de ressort, des fonctions d'impédance, la méthode des éléments finis, la méthode des intégrales au frontières et parfois le couplage de ces deux dernières approches.

II-2 INTERACTION FLUIDE-STRUCTURE :

La première solution au problème des pressions hydrodynamiques sur les barrages ayant un parement amont vertical exposé à un mouvement horizontal et harmonique a été publiée pour la première fois par WESTERGAARD en 1933 [18]. Depuis, beaucoup de recherches sont apparues sur ce sujet dans lesquelles différents aspects du problème ont été pris en compte. Parmi ces aspects, on peut citer la déformabilité du barrage, la forme du parement amont (surface de contact entre le barrage et l'eau), la compressibilité de l'eau et la génération ou production de vagues de surface .

Des solutions exactes ont été obtenues à partir de diverses hypothèses considérant le barrage comme rigide, et fondé sur une assise également rigide, le liquide incompressible et l'absence de vagues de surface . Une approche différente, fondée sur l'analogie électrique fournit des solutions expérimentales intéressantes [19].

Les études théoriques sur les pressions hydrodynamiques sont basées sur des hypothèses pour décrire le mouvement du liquide qui se traduit par des vibrations au bord du réservoir. Le critère de validité de ces hypothèses, comme dans n'importe quel problème de mécanique quantique, est la conformité des résultats théoriques avec les résultats expérimentaux pour un nombre typique de cas.

Un bref aperçu sur les recherches concernant les vibrations des structures hydrauliques montre que différents auteurs démarrent à partir des différentes hypothèses, et c'est la raison pour laquelle les solutions obtenues concernent seulement des

problèmes particuliers d'hydrodynamique .

Dans la plupart des cas, on considère les hypothèses suivantes:

- Le liquide est considéré comme homogène, non visqueux et incompressible
- Le phénomène des ondes de surface est négligé .
- Le mouvement du liquide est considéré comme irrotationnel.
- Aucun changement n'intervient dans la configuration géométrique de la région occupée par le liquide durant les vibrations.
- Seules vibrations de petit ordre sont prises en considération.

En pratique beaucoup de problèmes ont été résolus à partir de ces hypothèses par T. KARMAN [20], C. ZENGAR [21], L.S.JACOBSEN [22], et d'autres. A première vue, cette approche paraît très simplifiée, cependant, il apparaît que le modèle d'un liquide idéal incompressible comme simple formulation théorique, décrit suffisamment la nature de l'action dynamique de l'eau sur les structures dans la plupart des cas intéressants. C'est aussi le cas de nombreuses applications de Génie-Civil où les travaux originaux de Housner [23], Chopra [24], Fenves [35], Haroun [36], et autres collaborateurs font figure de référence.

II-3 FONCTIONS D'EXCITATIONS :

Généralement, les charges sismiques sont définies en fonction du comportement prévu pour le barrage. Cette approche se justifie du fait que la conception parasismique des ouvrages est destinée non pas à rendre ces derniers insensibles aux séismes, mais plutôt à réduire les conséquences des tremblements de terre à un niveau acceptable à la société. Pour la conception des barrages, la Commission Internationale des Grands Barrages, a proposé trois type de charges sismiques [25], [26] sont :

* LE SEISME NOMINAL :(LE SEISME DE BASE D'EXPLOITATION / S.B.E)

Correspond au niveau maximum d'ondes vibratoires susceptibles de se produire à l'emplacement du barrage, pendant et après lequel le barrage (ouvrages d'évacuation, évacuateur de crue, centrale, machines,...) doit rester fonctionnel et les dégâts faciles à réparer.

* LE SEISME MAJORE :(LE SEISME MAXIMAL DE DIMENSIONNEMENT/S.M.D)

Correspond au niveau maximum d'ondes vibratoires susceptibles de se produire à l'emplacement du barrage, pendant et après lequel le barrage doit maintenir sa capacité de retenue. Dans le cas des barrages en béton, ce type de chargement sismique ne doit pas entraîner :

- le glissement du barrage sur sa fondation,
- l'ouverture de joints ou fissures telle qu'une perte d'eau incontrôlable se produise ou que le barrage puisse se rompre, notamment du fait du jeu d'une faille active,
- le déplacement par cisaillement ou basculement de plots ou de sections de la partie supérieure,
- l'endommagement grave de l'évacuateur de crue ou d'organes hydrauliques engendrant des conditions dangereuses.

* LE SEISME INDUIT PAR LA RETENUE (S.I.R) :

Correspond au niveau maximum d'ondes vibratoires susceptibles d'être générées sur le site du barrage par le remplissage, la vidange, ou la présence de la retenue.

Le Séisme Nominal représente une intensité des secousses qui, dépassée, résulte en de lourdes pertes matérielles, réparations sérieuses ou arrêt de production d'énergie.

Le degré de risque associé au Séisme Nominal doit rester plus ou moins constant d'un barrage à l'autre, puisque seuls des facteurs économiques sont en jeu.

Le Séisme Majoré représente un seuil qui, dépassé, peut résulter en de pertes de vies humaines. Le degré de risque associé au Séisme Majoré peut varier d'un barrage à l'autre.

Par exemple un barrage construit en amont d'une région à forte densité de population devra être conçu avec plus de conservatisme qu'un autre érigé dans une région non-développée.

Le Séisme Induit par la Retenue est généralement lié aux barrages de hauteur supérieure à 100 m ou aux retenues de grande capacité (par exemple, supérieur 500 hm³), et aussi aux nouveaux barrages de dimensions plus petites quand ceux-ci sont situés dans des zones tectoniques sensibles.

Les séismes Nominal, Majoré et Induit ne sont qu'un moyen commode de définir les fonctions d'excitation à l'emplacement du barrage. Ces fonctions peuvent ou non simuler les secousses provoquées par le séisme de magnitude maximum envisageable pour la région considérée.

Les charges sismiques de base pour l'étude de nouveaux barrages, ou pour l'évaluation de la sécurité des barrages existants, sont déduites du S.M.D et/ou du S.B.E .

Suivant certaines conditions, un barrage peut être calculé pour une seule ou pour les deux charges sismiques de base.

Les paramètres sismiques utilisés, pour l'évaluation de la sécurité du barrage représentent une ou plusieurs caractéristiques relatives au mouvement du sol, telles que : accélération, vitesse ou déplacement, spectre de réponse, ou évolutions de l'accélération et des fréquences dans le temps, qui caractériseront le S.M.D, le S.B.E et/ou le S.I.R , et servent souvent comme données d'entrée pour les calculs numériques des barrages. Les résultats de tels calculs numériques sont utilisés pour évaluer le comportement et la sécurité des barrages .

Le choix des fonctions d'excitation pour le calcul dynamique des barrages doit résulter d'une décision prise conjointement par le projeteur, le maître de l'ouvrage, les géologues, les sismologues et les organismes concernés, en tenant compte beaucoup de l'opinion publique.

II-4 METHODES D'ANALYSE DES STRUCTURES :

Les problèmes relatifs au calcul des milieux continus (notamment barrage avec sa fondation) sont en général définis par un système d'équations différentielles, ou par une formulation intégrale. Dans l'un et l'autre cas, aucune solution formelle n'est possible, de sorte qu'il faille alors recourir aux techniques numériques.

Il existe trois techniques générales et apparemment différentes pour une telle "discrétisation" :

- la méthode des différences finies,
- la méthode d'intégration aux frontières,
- la méthode des fonctions d'essais.

II-4-1 METHODE DES DIFFERENCES FINIES :

Elle apparaît comme la plus directe et la plus évidente. Dans ce cas, l'équation différentielle est représentée directement par une approximation portant sur les valeurs du terme inconnu en certains points choisis. C'est cette technique qui fut appliquée la première fois au calcul des barrages. Le premier exemple connu concerne le calcul du barrage d'Assouan par L. F. Richardson en 1908 [27]; plus tard, des techniques voisines furent utilisées par Zienkiewicz en 1945 [28] à l'aide des méthodes de relaxation de Southwell [29].

Depuis l'apparition des ordinateurs, on a utilisé un grand nombre de solutions par différences finies, leur généralisation présente des avantages [30],[31],[32]. Mais on constate deux difficultés :

- les équations différentielles d'espace régissent le problème, ce qui pose des difficultés pour introduire les conditions aux limites;
- Dans l'ensemble, le maillage doit être régulier.

II-4-2 METHODE D'INTEGRATION AUX FRONTIERES :

C'est une méthode satisfaisante sur le plan mathématique, dont le nombre d'applications dans le calcul des contraintes [33],[34] demeure plutôt limité. Là encore, les limitations imposées à la géométrie aux limites sont sévères. En outre, ces techniques ne s'appliquent qu'aux milieux homogènes ayant des caractéristiques linéaires. Elle consiste à se donner une solution satisfaisant l'équation principale à l'intérieur de l'ouvrage; les paramètres inconnus sont ensuite déterminés en les ajustant pour satisfaire, le mieux possible les conditions aux limites.

II-4-3 METHODE DES FONCTIONS D'INTERPOLATION :

La famille de méthodes dont l'emploi est la plus commode est celle de l'approximation par fonctions d'essais ou d'interpolation. On commence par une formulation intégrale globale du problème (sur la base de la théorie des travaux virtuels ou de l'énergie); on adopte l'hypothèse selon laquelle la distribution des fonctions inconnues dans le domaine concerné est donnée par :

$$u = \sum N_i a_i = N a$$

u : représente la (ou les) fonction(s) à déterminer;

N_i : une famille de fonction d'interpolation;

a_i : une famille de paramètres discrets.

Sous cette forme générale, la méthode est classique. Les variantes bien connues datent du début de ce siècle (technique de

Rayleigh-Ritz, Galerkin,..etc [35],[36]).

Depuis le milieu des années 1950, la méthode a subi un rajeunissement par l'introduction du concept des éléments finis. Ainsi, le milieu est divisé en sous-volume, appelés "éléments", les fonctions d'essais étant définies localement à l'intérieur de chaque élément, et a_i étant (généralement) lié à la valeur du terme inconnu à certains endroits précis, appelés "noeuds".

De cette façon on constate immédiatement deux avantages :

- 1) possibilité de normaliser le calcul des caractéristiques des éléments;
- 2) facilité de résolution du système d'équations algébriques permettant de trouver les paramètres a_i .

Les éléments finis de forme relativement normalisée pouvant reproduire convenablement toute forme quelconque, cette méthode présente un domaine d'application très large. De plus, il est alors possible de formuler la solution des deux autres méthodes citées ci-dessus (différences finies, intégration aux frontières) de la même façon. Ainsi, la méthode des éléments finis englobe l'ensemble de ces méthodes. Il n'existe plus que des variantes, qui se distinguent les unes des autres seulement par le choix des termes inconnus (par exemple, les déplacements, contraintes, etc.), ou par l'agrandissement des éléments de base. Par ailleurs, l'application de la méthode n'est pas limitée aux problèmes de calcul des structures. Il existe un large champ d'application aux différents domaines des sciences de l'ingénieur notamment aux percolations en milieu poreux, à la mécanique des fluides, [37],[38] etc...

toutefois, il convient de noter que dans l'état actuel de la technique, les calculs par éléments finis s'avèrent souvent très coûteux, autrement dit la précision souhaitée par l'application de cette méthode étant fonction du coût.

CHAPITRE III

MODELISATION ET CARACTERISTIQUES DYNAMIQUES DES BARRAGES PAR ELEMENTS FINIS

Les méthodes courantes de prévision du comportement dynamique des structures sous sollicitations sismiques, en tenant compte de l'interaction sol-structure, font appel, le plus souvent, à une représentation simplifiée de l'ouvrage, du sol de fondation, du fluide, et des sollicitations.

Ce chapitre, présente entre autres, le modèle bi-dimensionnel d'éléments finis du système complexe sol-barrage, la formulation des équations gouvernantes de mouvement du système sous l'effet des séismes pour deux modèles différents d'application du chargement sismique, ainsi que les matrices caractéristiques par sous-structures d'abord et de comportement global ensuite

III-1.1 MODELISATION DU SYSTEME BARRAGE-FLUIDE-FONDATION :

Le système à étudier est constitué par un barrage poids en béton, supporté par une surface horizontale d'un milieu élastique plan et délimité en amont par un réservoir d'eau (Fig-3.1).

Pour introduire l'effet de l'interaction sol-structure, un modèle bi-dimensionnel d'une fondation flexible a été considéré pour le calcul de ce système. La fondation est limitée en profondeur par la base rocheuse horizontale.

L'accélération en champ libre, supposée uniforme tout au long de la base du barrage, est enregistrée dans l'absence du corps de la

structure et de la retenue. Le barrage-poids peut être alors subdivisé en deux sous structures : le barrage et la fondation.

III-1.1.1 BARRAGE :

Le barrage est représenté par un maillage d'éléments finis isoparamétriques du type quadrilatère (Fig-3.2), ce qui a l'avantage de permettre la prise en considération d'une géométrie et de propriétés de matériaux quelconques. Le matériau constructif du barrage est considéré homogène , élastique et isotrope.

III-1.1.2 FONDATION :

La fondation est limitée par une surface horizontale rigide. En effet, dans le calcul bi-dimensionnel, il est acceptable d'inclure une portion limitée de la fondation dans la mesure où les déplacements sont supposés nuls à une certaine profondeur. L'approximation propre au calcul bi-dimensionnel, rend cette approche assez réaliste, évitant ainsi les problèmes qui seraient posés par déformations finies d'un demi espace. C'est pourquoi, cette sous structure (fondation) a été aussi modélisée en éléments finis de type quadrilatère (Fig-3.2).

III-1.1.3 FLUIDE :

L'action du fluide stocké lors d'un séisme est prise en compte par l'utilisation de la théorie de Westergaard, fondée sur l'hypothèse que le barrage est supposé rigide et le fluide incompressible, ce qui permet de considérer ce dernier par introduction dans l'analyse du modèle du concept des masses ajoutées. Ce point sera présenté en détail dans le chapitre VI, paragraphe VI-2.

II-1.2 CHOIX DU TYPE D'ELEMENT :

Des éléments finis quadratiques de type isoparamétriques (Fig-3.2) sont retenus pour la modélisation du système sol-barrage soit :

- élément finis à huit noeuds pour le barrage,
- élément finis à quatre noeuds pour la fondation.

Sachant que, pour un même nombre de degrés de liberté, les éléments à champ quadratique ont une précision meilleure que les éléments à champ linéaire, nous pouvons dire que le choix de cette modélisation offre le double avantage de déterminer la réponse dynamique du barrage, avec une très bonne précision d'une part, et de réduire considérablement le temps machine d'autre part.

En outre, le choix des éléments quadrilatères par rapport aux éléments triangulaires, présentent certains avantages, parmi lesquelles on peut citer [41] :

- les éléments quadrilatères donnent de meilleurs résultats que les éléments triangulaires;
- pour la même précision, l'utilisation des éléments triangulaires nécessite un maillage plus fins que les éléments quadrilatères.
- A l'opposé des éléments quadrilatères qui permettent la détermination des contraintes à leur périphérie, les éléments triangulaires ne permettent que la détermination des contraintes aux centres de masse.

III-1.3 CONDITIONS AUX FRONTIERES :

Généralement, les barrages-poids sont traités comme un système bi-dimensionnel dans lequel on considère un comportement planaire; le barrage et le sol de fondation sont considérés comme deux sous-structures du système combiné, représentés par un maillage d'éléments finis bi-dimensionnel. Chaque noeud libre de l'élément fini considéré, possède deux degrés de liberté, représentant le déplacement horizontal et le déplacement vertical successivement.

Pour le bloc de la fondation rocheuse, généralement, il n'y a pas de discontinuités physiques aux limites latérales (telles que AB

et CD (Fig-3.2)) et il faut prendre des hypothèses raisonnables sur le comportement au droit de ces limites. Par exemple, on peut placer la limite loin du barrage, en supposant que les effets d'interaction ne s'étendent pas jusqu'à ces limites. Dans ce cas on peut supposer :

- que les déplacements aux limites sont ceux du champ libre, c'est-à-dire qu'il n'y a pas de mouvement ajouté par suite de l'interaction,
- ou bien que les contraintes aux limites sont celles du champ libre, c'est-à-dire qu'il n'y a pas de contrainte ajoutée due à l'interaction.

On peut introduire ce type de conditions aux limites et les deux possibilités ci-dessus donnent une bonne approximation. Mais parfois, cette technique est fastidieuse et lourde, car elle réclame de définir de nombreuses données sismiques. Donc, pour simplifier le traitement des noeuds des extrémités latérales, certains auteurs proposent dans le cas d'un séisme de direction horizontale, que ces points peuvent être libres de se déplacer dans le sens horizontal, mais non dans le sens vertical; de même que pour un séisme vertical, les mouvements peuvent être libres dans le sens vertical, mais empêchés dans le sens horizontal. Donc, on peut conclure que les conditions aux frontières dans ce cas (Fig-3.2) seront :

- la nullité des déplacements verticaux aux extrémités latérales,
- la nullité des déplacements horizontaux et verticaux à la base de la fondation rocheuse .

III-1.4 MODES D'APPLICATION DE L'EXCITATION SISMIQUE :

Le tremblement de terre est défini comme étant la vibration du sol provoquée par une libération soudaine de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre et le manteau supérieur .

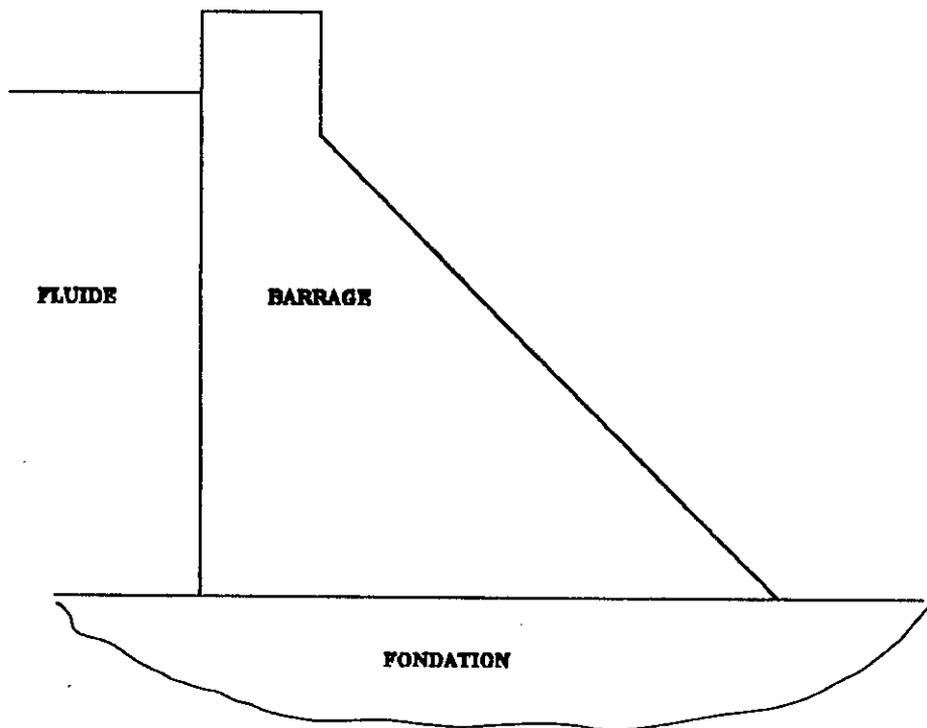


Fig-3.1 : Système Fluide-Barrage-Fodation

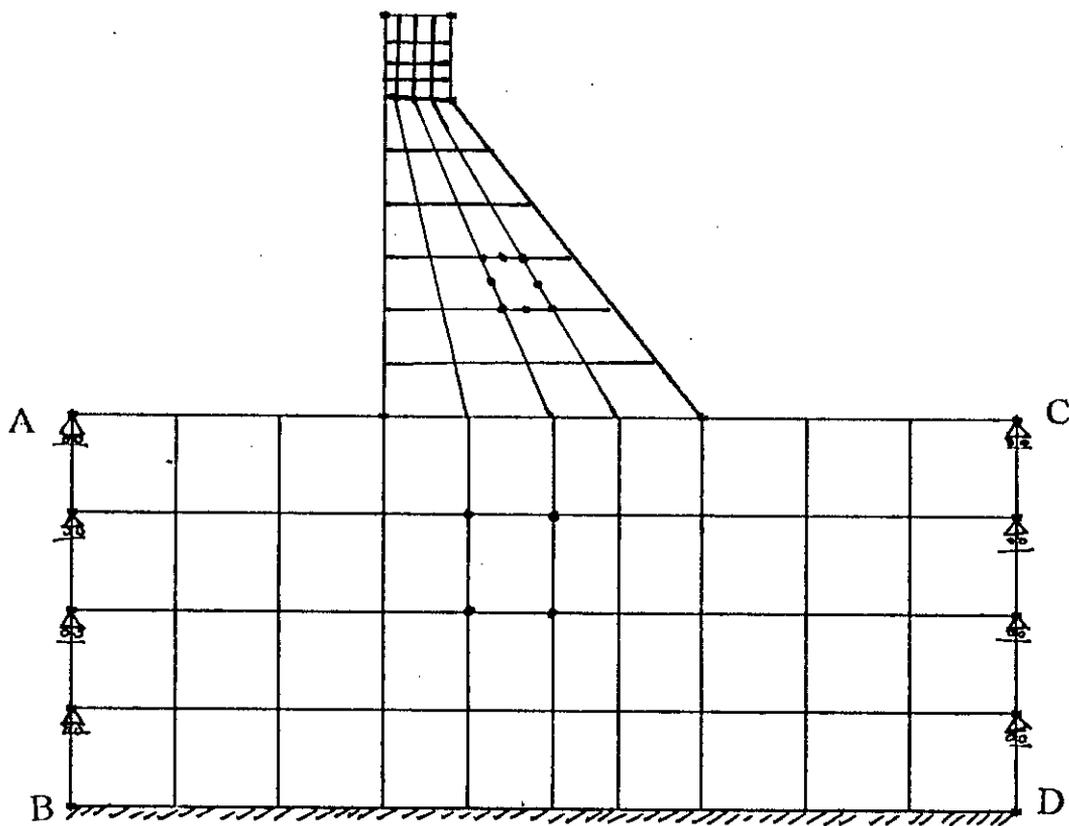


Fig-3.2 : Modélisation des Sous-structures Barrage-Fondation

Généralement, les mouvements sismiques sont tridimensionnels, mais, dans l'analyse il est courant de négliger le mouvement sismique vertical dans les structures de grande hauteur et d'examiner seulement une composante horizontale à la fois.

Dans notre cas de structure, le centre de masse coïncide avec le centre de rigidité, ce qui nous permet de dire que le mouvement suivant un axe principal horizontal est indépendant du mouvement suivant l'autre axe. Donc, on admet comme chargement sismique, un accélérogramme enregistré en champ libre dans le sens horizontal. Cette accélération est ensuite introduite dans le modèle choisi de deux manières différentes, en se basant sur certaines hypothèses simplificatrices, afin de calculer la réponse de la structure due à cette excitation, ce qui nous permet de distinguer dans cette étude deux modèles d'actions dynamique :

- Modèle I (M I) : modèle à fondation sans masse, l'accélérogramme d'un champ libre étant appliquée à la base rigide de la fondation rocheuse.
- Modèle II (M II) : modèle d'application de l'accélérogramme enregistré en champ libre à l'interface du système barrage-fondation.

Dans les deux cas, il convient toutefois de s'assurer que les vibrations produites par cette interaction avec le barrage ne sont pas réfléchies vers ce dernier par des conditions artificielles aux limites du bloc de fondation.

Dans notre cas d'espèce (Fig-3.2), la façon la plus simple d'éviter ces réflexions est de supposer que la masse de la tranche de rocher est nulle; ce qui nous permet de définir le premier modèle, dit, modèle sans masse, dans lequel la fondation est assimilable, pour le calcul des interactions, à un ensemble de ressorts; étant privée de masse, les mouvements sismiques

appliqués aux limites du rocher, sont transmis directement au barrage, sans être modifiés par un mécanisme de propagation dans la fondation.

Néanmoins, si l'on tient compte de la masse du bloc de fondation, il sera nécessaire de reformuler les équations du mouvement du système en appliquant l'accélération sismique enregistrée en champ libre, à l'interface barrage-fondation, ce qui conduit à la définition du deuxième modèle à étudier.

La formulation des équations du mouvement correspondant à chaque modèle sera détaillée dans le Chapitre VI.

III-2 ANALYSE DYNAMIQUE:

III-2.1 COMPORTEMENT DES BARRAGES EN BETON :

Le comportement du béton et du rocher est analogue, qualitativement, à celui des terres, mais dans les détails quantitatifs il existe des différences importantes :

Premièrement, les variations de la pression interstitielle dans le matériau saturé, consécutives aux variations des contraintes totales, sont relativement faibles. Pour cette raison, il est normal d'effectuer les calculs en contraintes totales.

Deuxièmement, si le comportement du matériau est non linéaire, sa résistance à la compression est relativement élevée par comparaison aux contraintes de service et, malgré les profils plus minces des barrages en béton, le béton est rarement sollicité à sa résistance maximale à la compression, même lors des séismes les plus sévères. C'est toujours la résistance à la traction qui fixe la limite du comportement du béton, qui est un comportement du type fragile, avec fissuration.

Pour ces raisons, le rôle du calcul linéaire est bien plus important ici que dans le cas des digues en terre (pour lesquelles les contraintes approchent la limite de la rupture,

même sous les charges statiques).

D'autre part, les mécanismes de rupture les plus évidents pour un barrage-poids ou voûte, concerne le renversement ou le glissement d'un bloc. La probabilité d'un renversement est très faible. En effet, pour un bloc rigide posé sur une base, il est concevable qu'un déplacement brusque de la base, de faible amplitude, puisse provoquer la rotation nécessaire. Mais compte tenu des mouvements normalement enregistrés pour un séisme, un calcul simple montre qu'en général le déplacement du centre de gravité de ce bloc est plus faible que celui de la base. Par suite de la faible amplitude de ce dernier (même après amplification au couronnement), le renversement est impossible dans un ouvrage massif de grandes dimensions sans écrasement important des arêtes. Les renversements observés pour des ouvrages minces (murs, cheminées,...) viennent du fait que l'amplitude du mouvement à la base est grande par rapport à la dimension transversale de l'ouvrage. Cette situation ne s'applique pas aux barrages massifs en béton .

Enfin, on peut conclure que le calcul linéaire est une étape préliminaire très importante dans l'étude du comportement des barrages en bétons. Mais, il est cependant également important d'introduire des caractéristiques non linéaires (surtout en ce qui concerne la limitation des tractions) et de tenir compte, dans le modèle , des ruptures éventuelles par écrasement ou par glissement.

Il ne faut pas oublier de signaler une autre différence de comportement entre les barrages en remblai et ceux en béton. En ce qui concerne les barrages en remblai, l'influence de l'interaction sol-structure peut être considérée en général insignifiante. Au contraire, pour les barrages en béton, cette interaction a toujours une influence considérable, et ce point sera examiné dans les chapitres suivants.

III-2.4 MATRICES DYNAMIQUES CARACTERISTIQUES DU SYSTEME :

III-2.4.1 MATRICE DES RAIDEURS :

Pour la formulation de la matrice des raideurs, il est nécessaire de connaître tout d'abord les caractéristiques géométriques et mécaniques dont elle dépend, notamment les propriétés mécaniques de la maçonnerie et du béton qui demeurent les deux principaux matériaux de construction pour un barrage poids. La densité d'un barrage en maçonnerie dépend de la densité des moellons utilisés, du mortier et du pourcentage de vide existant, tandis que pour un barrage en béton, sa densité dépend essentiellement du poids spécifique des agrégats .

Il convient de noter également, une insuffisance de données pour l'évaluation du module d'élasticité des barrages en maçonnerie, tandis que pour les barrages en béton, le module d'élasticité varie considérablement selon des valeurs variant de $1.4 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$ à $2.6 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$.

La matrice des raideurs est obtenue par une simple procédure d'assemblage des matrices élémentaires (équation [3.7]). Le système pouvant être représenté par deux sous-structures liées entre elles par des noeuds communs dits noeuds d'interfaces, on peut alors écrire les matrices de raideurs de chaque bloc barrage ou fondation séparément, puis procéder à l'assemblage des deux sous matrices obtenues, afin d'obtenir la matrice des raideurs du système global en utilisant pour cela la méthode des sous-structures.

Les matrices de raideurs pour les deux sous-structures, barrage et fondation (Fig-3.3), sont respectivement représentées comme suit :

$$[k_d] = \begin{bmatrix} k_{dd} & k_{dg} & 0 \\ k_{gd} & k_{gg} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad [k_f] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & k_{gg} & k_{ga} \\ 0 & k_{ga} & k_{aa} \end{bmatrix} \quad [3.10]$$

Après assemblage de ces deux sous matrices correspondant à chaque sous structure, et compte tenu des degrés de liberté d'interface, la matrice globale prend la configuration suivante :

$$[K] = \begin{bmatrix} \begin{bmatrix} k_{dd} & k_{dg} & 0 \\ k_{gd} & k_{gg} & 0 \\ 0 & 0 & k_{gg} \end{bmatrix} & \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ k_{ga} \end{bmatrix} \\ \begin{bmatrix} 0 \\ 0 & k_{ga} & k_{aa} \end{bmatrix} & \begin{bmatrix} k_{ga} \\ k_{aa} \end{bmatrix} \end{bmatrix}$$

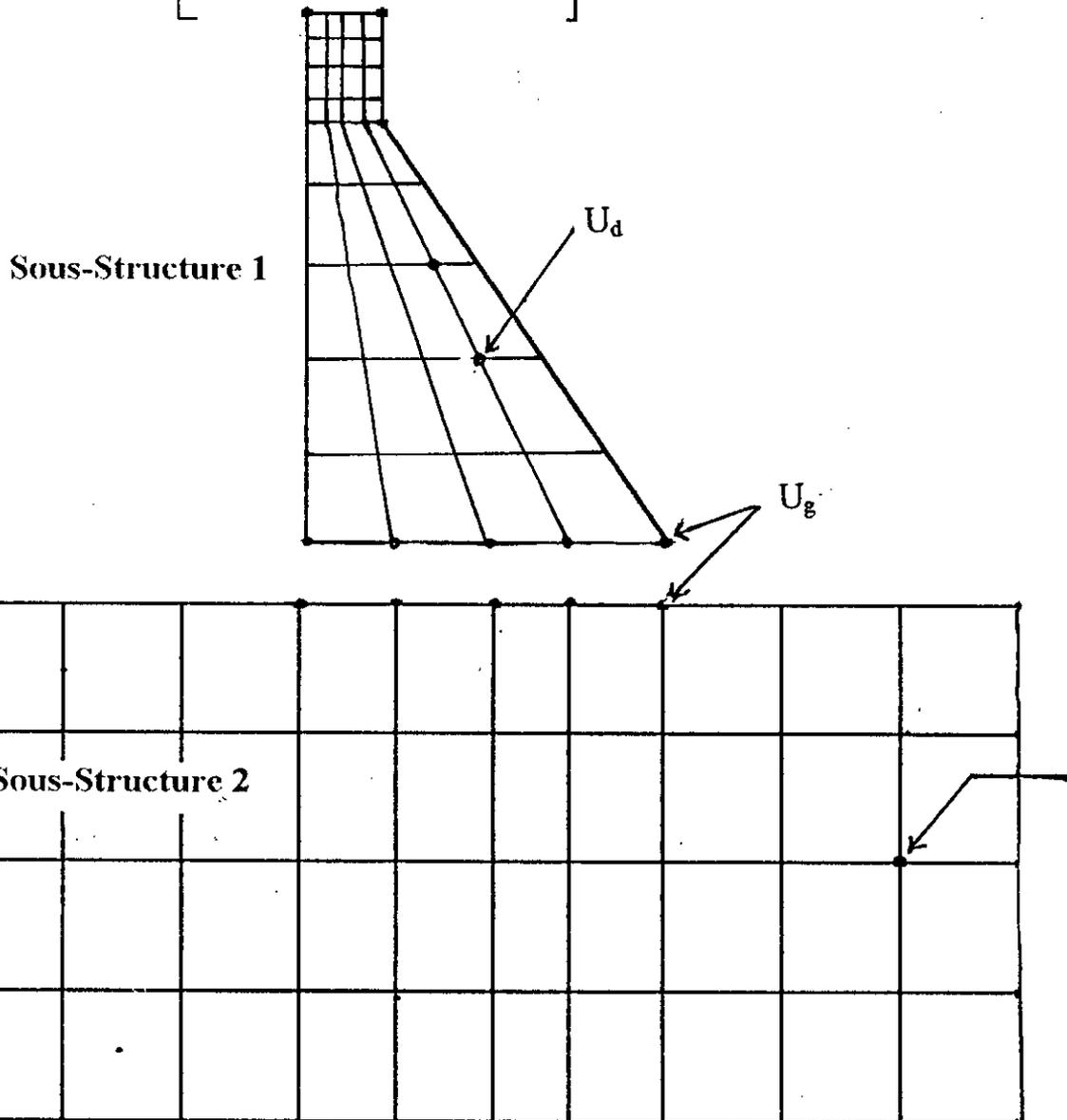


Fig-3.3 : Representation des Sous-structures

La taille de la matrice globale des raideurs du système sol-barrage peut être réduite par la technique classique de condensation statique appliquée aux noeuds esclaves des éléments du barrage.

III-2.4.2 MATRICE MASSE :

La matrice masse utilisée pour le calcul des barrages poids, présente la particularité suivante que, outre l'inertie du barrage, celle de l'eau stockée doit être prise en compte en raison des mouvements de l'eau qui baigne sa face amont .

Ce phénomène hydrodynamique est traité en supposant que les variations des pressions appliquées sur la face amont du barrage proviennent d'un volume d'eau fixé à cette face (technique dite de "masse ajoutée"). Cette technique fut conçue par Westergaard [18], qui a proposé de représenter le volume d'eau par un tronçon de parabole (Fig-3.4).

Les hypothèses sur lesquelles repose cette méthode :

- le barrage est rigide,
- la face amont est un plan vertical,
- le liquide est incompressible.
- le réservoir est étendu à l'infini dans la direction amont.

La surpression due à l'inertie de l'eau, peut être représentée par un diagramme parabolique (ou elliptique éventuellement), défini par l'expression :

$$P(Y = 0) = \frac{7}{8} \rho_v H \left(1 - \frac{Z}{H} \right)^{1/2} \ddot{U}_g \quad [3.11]$$

P : surpression sur la face amont (y=0),

ρ_v : masse volumique du fluide,

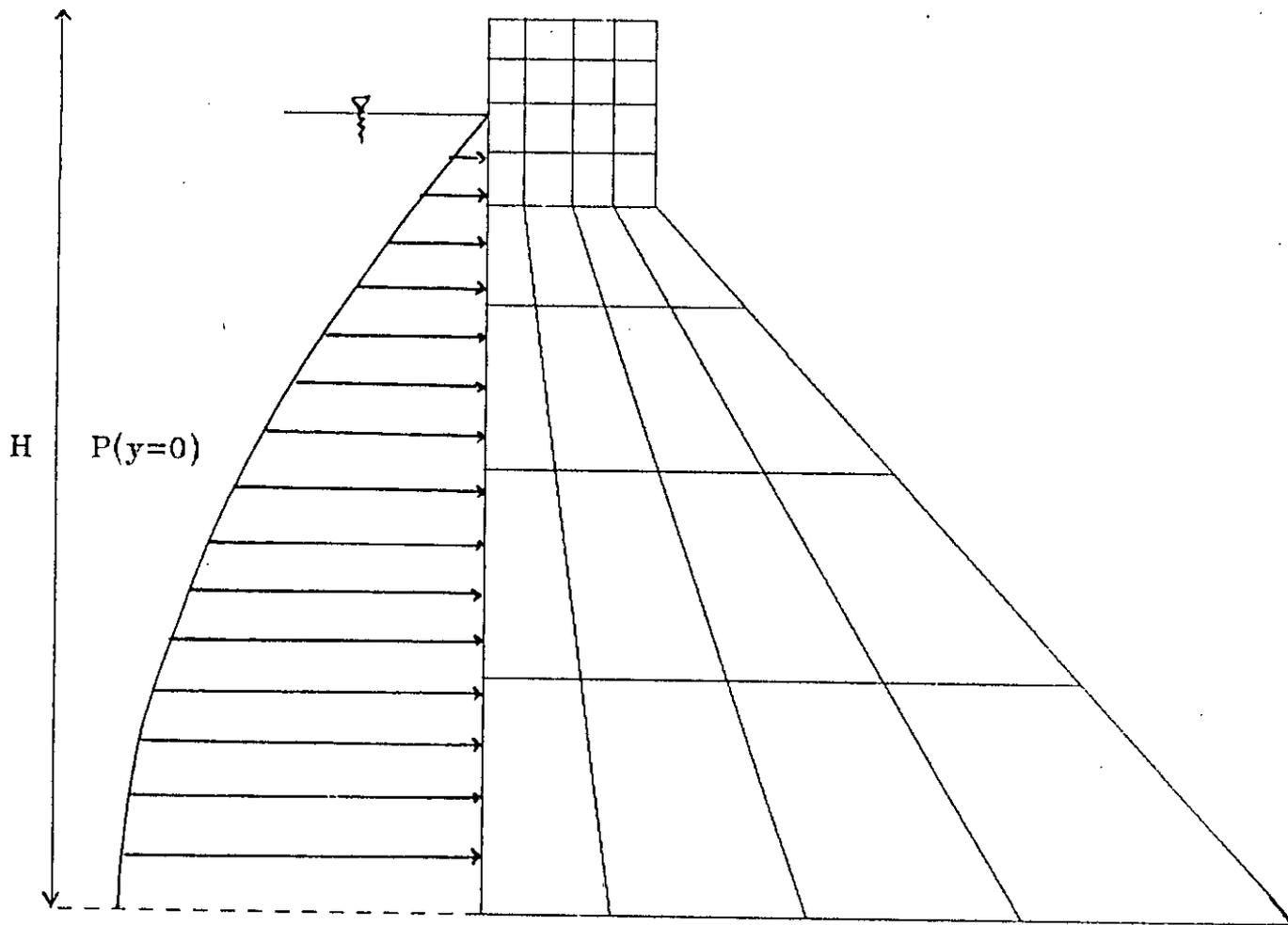


Fig-3.4 : Pression hydrodynamique sur la face amont du barrage

H : niveau d'eau du réservoir

Z : côte dans la partie immergée de la face amont.

Le même effet peut être obtenu par un bloc d'eau attaché à la face amont du barrage. Conformément à la théorie de Westergaard, ce bloc doit avoir une forme parabolique avec une épaisseur à la base égale à $7/8 H$ (Fig-3.5).

Les masses ajoutées (m_1, \dots, m_8) (Fig-3.6), aux éléments de la matrice masse du barrage, correspondant aux d.d.l de l'interface barrage-fluide, sont proportionnelles aux aires d'eau tributaires de chaque noeud de la face amont.

III-2.4.3 MATRICE D'AMORTISSEMENT :

L'amortissement dans une structure ou dans le sol est une réalité physique essentiellement liée à la plastification des matériaux. Sa prise en compte dans le calcul résulte d'une analogie entre le modèle mathématique et la réalité physique, basée sur l'équivalence de l'énergie dissipée.

Selon les phénomènes physiques mis en cause on distingue plusieurs types d'amortissements :

- l'amortissement visqueux pour lequel la force d'amortissement est proportionnelle à la vitesse,
- l'amortissement hystérétique pour lequel la force d'amortissement est proportionnelle au déplacement et de signe opposé à celui de la vitesse.
- l'amortissement de Coulomb, qui correspond à un amortissement de frottement où la force d'amortissement est proportionnelle à la force de réaction normale à la direction de déplacement et de signe opposé à celui de la vitesse.

Les deux premiers types d'amortissement sont les plus couramment rencontrés, notamment l'amortissement visqueux, qui est un paramètre avantageux pour la représentation de dissipation

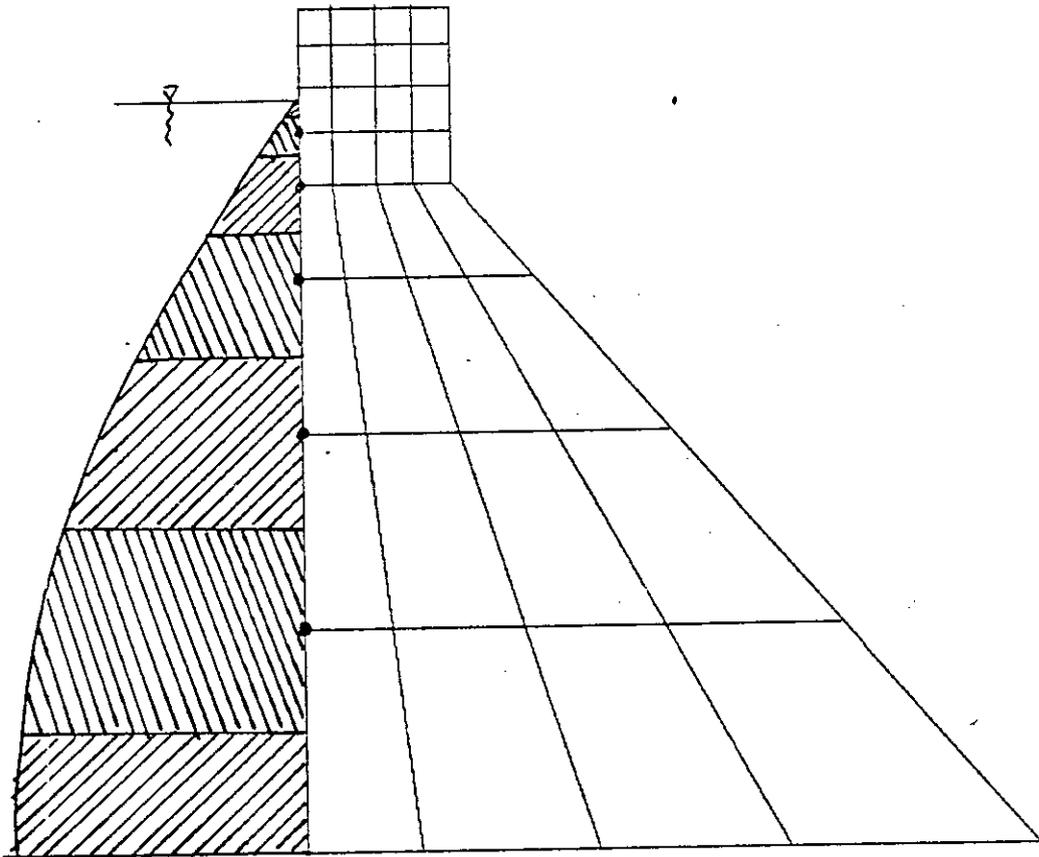


Fig-3.5 : Masse d'eau du reservoir ajoutee par Westergaard

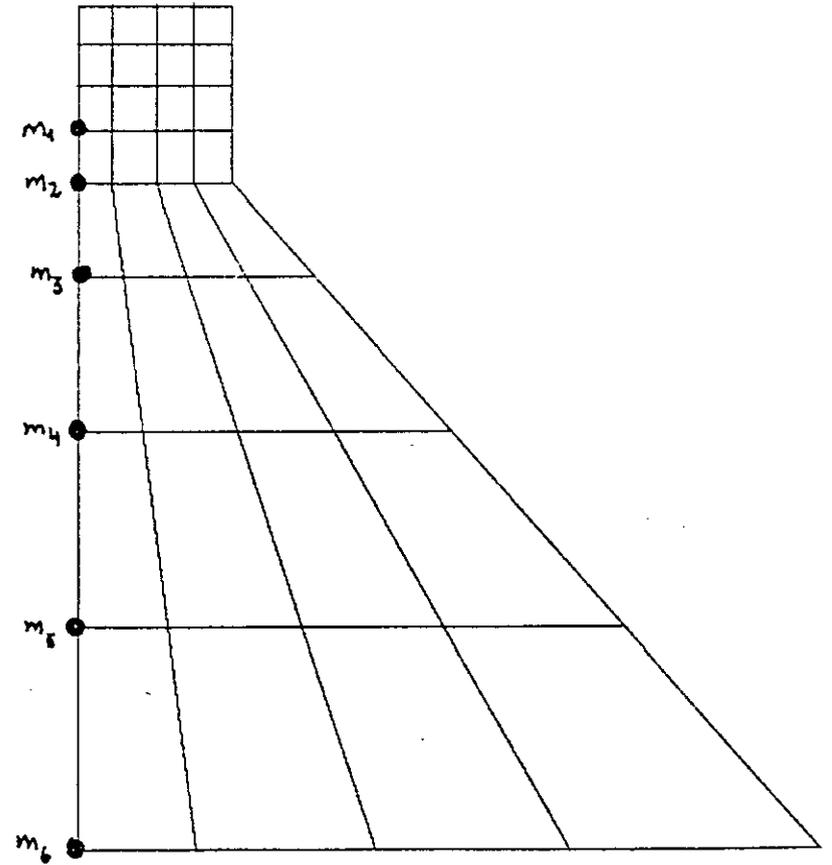


Fig-3.6 : Masses ajoutes equivalentes

d'énergie dans le cas d'analyse dynamique des structures dans le domaine temporel.

Donc, on peut dire que la matrice d'amortissement dans l'équation[3.6] traduit les forces qui s'opposent à la vitesse des noeuds . La détermination pratique de la matrice d'amortissement [C] demeure difficile, étant donné le manque de connaissances concernant la matrice de viscosité μ .

Généralement, les calculs linéaires des réponses sismiques d'un barrage sont effectués dans la base des modes propres de vibration, et sans couplage entre les modes de sorte qu'il n'est donc pas nécessaire de définir une matrice explicite d'amortissement interne. Il suffit de définir un amortissement modale ξ_n pour chaque mode considéré.

Si les déformations dépassent le domaine linéaire, cette technique de superposition modale n'est plus valable, on procède a un calcul pas à pas dans la base des coordonnées physiques. Dans ce cas, il faut exprimer les effets de l'amortissement par une matrice explicite d'amortissement, en supposant que cette dernière a pour expression, une combinaison linéaire des matrices de raideurs et de masse :

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K] \quad [3.12]$$

dans laquelle α et β sont des coefficients de proportionnalité, spécifiés pour chaque sous-structure, et peuvent être déterminés en prenant deux pulsations propres distinctes, par la relation :

$$\begin{pmatrix} \alpha \\ \beta \end{pmatrix} = \frac{2\xi}{\omega_1 + \omega_n} \begin{pmatrix} \omega_1 \cdot \omega_n \\ 1 \end{pmatrix} \quad [3.13]$$

où

ξ : amortissement modal, dans l'hypothèse que celui-ci est représentatif du mécanisme de perte d'énergie dans le domaine linéaire.

ω_1 : fréquence du premier mode.

ω_n : fréquence d'un mode supérieur.

Dans le cas du modèle à fondation sans masse (modèle M I), la matrice d'amortissement de la fondation est donnée par la relation :

$$[C_f] = \beta_f [K_f] \quad [3.14]$$

dans laquelle le coefficient de proportionnalité est exprimé par :

$$\beta_f = \frac{2\xi_f}{\omega_c} \quad [3.15]$$

où :

ω_c : correspond à la fréquence propre du système complet (avec fondation sans masse).

A l'aide de ces coefficients de proportionnalité (déterminés, par l'équation [3.15] pour le modèle M I , et [3.13] pour le modèle M II), de la matrice de raideur [K] et de masse [M], on obtient une matrice d'amortissement [Eq.3.12] représentative des pertes d'énergie par viscosité dans tous les domaines de réponse (linéaire ou non linéaire). Un tel type d'amortissement, est appelé " amortissement de Rayleigh"

Les matrices d'amortissement pour les deux sous structures, barrage-fondation, sont calculées par la relation [3.12] :

$$\text{barrage} : \left[\mathbf{C}_b \right] = \alpha_b \left[\mathbf{M}_b \right] + \beta_b \left[\mathbf{K}_b \right]$$

$$\text{fondation} : \left[\mathbf{C}_f \right] = \alpha_f \left[\mathbf{M}_f \right] + \beta_f \left[\mathbf{K}_f \right]$$

Alors la matrice d'amortissement globale est reproduite par un assemblage des matrices d'amortissement correspondant à chaque sous-structure, en tenant compte des degrés de liberté d'interface, conformément à la disposition globale de deux sous matrices positionnées comme suit :

$$\left[\mathbf{C} \right] = \left[\begin{array}{c} \left[\mathbf{C}_b \right] = \left[\alpha_b \left[\mathbf{M}_b \right] + \beta_b \left[\mathbf{K}_b \right] \right] \\ \left[\mathbf{C}_f \right] = \left[\alpha_f \left[\mathbf{M}_f \right] + \beta_f \left[\mathbf{K}_f \right] \right] \\ \text{ou} \\ \beta_f \left[\mathbf{K}_f \right] \end{array} \right] \quad [3.16]$$

L'avantage de cette méthode nous permet, d'une part d'introduire des coefficients d'amortissement différents pour chacune de ces sous-structures, et d'autre part, faire la sommation aux niveaux des éléments dont les degrés de liberté concernent l'interface barrage-fondation.

CHAPITRE IV

PROBLEME AUX FREQUENCES ET AUX MODES DE VIBRATION

La connaissance des fréquences et des modes propres de vibration constitue une phase de calcul délicate, et souvent la plus coûteuse du processus de l'analyse dynamique des structures. Lorsque une modélisation de type éléments finis d'un système constructif complexe, tel que les systèmes sol-barrage ou fluide-barrage ou encore fluide-sol-barrage, conduit à un nombre important de degrés de liberté, le recours à des procédures de réduction des coordonnées physiques, telle que la transformation des équations d'équilibre dynamiques en base modale des formes propres de vibration ou des vecteurs de Ritz, devient un passage obligé. Actuellement, la littérature spécialisée [43], [44], cite de nombreux algorithmes permettant de résoudre le problème mathématique fondamental aux valeurs et aux vecteurs propres, après transformation sous forme standard.

D'une façon générale, ces méthodes peuvent être subdivisées en quatre groupes majeurs [43] :

- Les méthodes d'itération vectorielle,
- Les méthodes de transformation,
- Les méthodes d'itération polynomiale,
- Les méthodes employant les propriétés des suites de STURM des polynômes caractéristiques.

En plus de ces méthodes, on peut citer celles utilisant une combinaison de ces techniques fondamentales conduisant à des méthodes de résolution plus efficaces et plus performantes. Il importe de remarquer que toutes les méthodes disponibles sont de nature itérative. Cela tient au fait que la résolution des problèmes aux valeurs propres et aux vecteurs propres, est équivalente au calcul des racines du polynôme caractéristique, dont l'ordre est égale à celui de $[M]$ et de $[K]$, respectivement matrices de masse et de raideur du système complexe étudié.

A défaut des formules explicites pour le calcul des racines d'un polynôme d'ordre supérieur à 4, il est fait appel à des méthodes itératives. Par ailleurs, il n'existe pas un algorithme unique pouvant être utilisé efficacement pour la résolution de tous les problèmes aux valeurs propres; un algorithme adéquat à la résolution d'un problème donné peut être totalement inadéquat à la résolution d'un autre.

La difficulté principale de résolution d'un problème aux valeurs propres réside dans son traitement si l'ordre de celui-ci est trop élevé. En effet, les modélisations par éléments finis entraînent couramment un nombre de degrés de liberté impressionnant de l'ordre de quelques milliers, voire quelque dizaines de milliers. Une résolution satisfaisante compatible avec l'impératif économique du coût du projet n'est possible qu'en utilisant des méthodes performantes, particulièrement adaptées à ce type de problème.

En effet, pour des raisons de coût de calcul de ce type de problème nécessitant une capacité de mémoire et un temps machine importants, on est souvent amené à envisager des procédures susceptibles de réduire la taille des matrices dynamiques associées.

IV-1 RECHERCHE DES MODES PROPRES DE VIBRATION :

Les oscillations libres non amorties d'un système physique à plusieurs degrés de liberté, constituent une base mathématique intéressante en vue de la détermination du mouvement réel du système lorsque celui-ci est soumis à un chargement extérieur variable dans le temps. Ces oscillations libres appelées également modes propres de vibration se déterminent à partir de l'équation du mouvement du système libre non amorti :

$$[M] \{ \ddot{U} \} + [K] \{ U \} = \{ 0 \} \quad [4.1]$$

Une solution particulière est donnée par l'expression :

$$\{ U \} = \{ \phi \} \text{Sin } \omega t \quad [4.2]$$

où

$\{ \phi \}$: représente la déformée modale de la structure

ω : la fréquence propre de vibration .

Le vecteur des accélérations $\{ U \}$ a pour valeur :

$$\{ \ddot{U} \} = - \omega^2 \{ U \} \quad [4.3]$$

La relation [4.3] devant être vérifiée quelle que soit la valeur du temps t ; on en déduit le problème général "bien connu" aux valeurs propres :

$$\left([K] - \omega^2 [M] \right) \{ \phi \} = \{ 0 \} \quad [4.4]$$

Cette expression admet toujours la solution triviale :

$$\{ \phi \} = \{ 0 \}$$

qui ne présente aucun intérêt. Pour qu'elle admette d'autres solutions non nulles, il est nécessaire que le déterminant de la matrice $\left([K] - \omega^2 [M] \right)$ soit nul, soit :

$$\left\| [K] - \omega^2 [M] \right\| = 0 \quad [4.5]$$

Le développement de ce déterminant conduit à un polynôme de degré N en ω^2 pour un système à N degrés de liberté, à partir duquel on détermine une matrice colonne des valeurs propres :

$$\langle \Omega \rangle = \langle \omega_1^2, \dots, \omega_N^2 \rangle \quad [4.6]$$

La substitution des N solutions $\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_N^2$ permet d'obtenir, à une constante près, les N modes de vibration $(\{ \phi_i \}, i=1, \dots, N)$.

Dans ce qui suit, le concept des vecteurs de Ritz sera brièvement présenté et leur performance démontrée sur la base d'une étude comparative avec les modes propres de vibration des systèmes sols-barrage en vue de l'analyse de leurs réponses dynamiques instantanées compte tenu des interaction fluide-sol-barrage.

IV-2 TECHNIQUE DES VECTEURS DE RITZ :

Comme souligné précédemment la solution des problèmes aux valeurs propres des structures complexes constitue la phase la plus laborieuse et la plus coûteuse de l'analyse de la réponse dynamique.

Dans ce paragraphe, un algorithme extrêmement performant, permettant la réduction de la taille du système d'équations différentielles à résoudre, sera présenté, en vue de la génération systématique de vecteurs orthogonaux, prenant en considération la spécificité du chargement et appelés vecteurs de RITZ; le nombre de ces derniers étant basé sur une minimisation de l'erreur commise dans la représentation du chargement.

Cette approche inclut automatiquement l'avantage des techniques numériques prouvées de réduction des matrices dynamiques telles que la condensation statique, la réduction de Guyan et la correction statique des modes supérieurs [45].

IV-2.1 EVALUATION DES VECTEURS DE RITZ :

Il est évident que le choix des vecteurs de RITZ est une phase extrêmement critique si on veut les utilisés directement dans une analyse dynamique de superposition modale.

Le premier vecteur de RITZ est obtenu en résolvant l'équation :

$$[K] \{X_1^*\} = \{f\} \quad [4.7]$$

où $\{f\}$: est un vecteur de répartition spatiale, qui contient les termes massiques dans la direction du chargement.

Les vecteurs restants sont générés d'après la relation de récurrence suivante :

$$\left[K \right] \left\{ X_i^* \right\} = \left[M \right] \left\{ X_{i-1}^* \right\} \quad i=2, \dots, N \quad [4.8]$$

Ces vecteurs sont ensuite orthogonalisés et normalisés pour chaque pas, par l'utilisation de la procédure de Schmidt rappelée ci-après :

$$\left\{ X_i \right\} = \left\{ X_i^* \right\} - \sum_{j=1}^{i-1} C_j \left\{ X_j \right\} \quad [4.9]$$

où

$$C_j = \left\{ X_i \right\}^T \left[M \right] \left\{ X_j^* \right\}$$

Chaque vecteur trouvé doit être normalisé en vérifiant la relation :

$$\left\{ X_j \right\}^T \left[M \right] \left\{ X_i^* \right\} = 1$$

Cet enchaînement des étapes utilisées pour générer les vecteurs de RITZ a une interprétation physique très importante. Le premier vecteur de RITZ représente la réponse statique due à un vecteur de chargement $\left\{ f \right\}$.

Les forces dynamiques qui sont négligées dans cette analyse

statique ont la forme suivante : $\omega^2 \left[M \right] \left\{ X_1^* \right\}$

ω : représente la composante fréquentielle typique du chargement. Ce vecteur d'erreur est ensuite appliqué dans le pas suivant comme chargement dans le but de générer le vecteur de RITZ suivant. Cette solution statique néglige à son tour les termes dynamiques qui seront utilisés comme vecteurs chargement suivant pour générer le prochain vecteur, et ainsi de suite ...

Cet enchaînement des étapes doit être arrêté quand le vecteur de

RITZ généré sera orthogonal à tous les vecteurs déterminés précédemment.

Après la génération de L ($L < N$) vecteurs de RITZ par cette approche, on peut réduire le système propre de vibration pour obtenir un système d'équations de taille $L \times L$, toujours très réduit (pratiquement inférieur à 50) par rapport à la dimension des matrices du système initial qui peut être de l'ordre de plusieurs milliers.

Pour cette raison, il est recommandé de calculer et utiliser les valeurs et vecteurs propres exactes du système réduit, dans la solution, puisque l'effort numérique développé dans cette phase de l'analyse est insignifiant comparé à l'effort numérique développé dans l'évaluation des vecteurs de Ritz. Cette approche exige la solution du système :

$$\left[\left[K^* \right] - \omega_i^2 \left[M^* \right] \right] \{ z_i \} = \{ 0 \} \quad [4.10]$$

ω_i : représente les valeurs propres exactes du système réduit, et les pulsations approximatives du système complet.

$\left[K^* \right]$: Matrice de rigidité d'ordre $L \times L$ correspondant au système réduit.

$\left[M^* \right]$: Matrice de masse d'ordre $L \times L$ correspondant au système réduit.

Les vecteurs propres z_i sont normalisés pour satisfaire la condition d'orthogonalité suivante :

$$\left. \begin{aligned} \left\{ z_i \right\}^T \left[M \right] \left\{ z_j \right\} &= 0 \\ \left\{ z_i \right\}^T \left[K \right] \left\{ z_j \right\} &= 0 \end{aligned} \right\} (i \neq j) \quad \left. \begin{aligned} \left\{ z_i \right\}^T \left[M \right] \left\{ z_j \right\} &= 1 \\ \left\{ z_i \right\}^T \left[K \right] \left\{ z_j \right\} &= w^2 \end{aligned} \right\} (i=j)$$

Le système final des vecteurs de Ritz orthogonaux satisfait à la relation :

$$\left[X \right]^0 = \left[X \right] \left\{ Z \right\} \quad [4.11]$$

où, l'ensemble des vecteurs $\left[X \right]^0$ sont orthogonaux par rapport à $\left[M \right]$ et $\left[K \right]$ du système complet. A toutes fins utiles, la procédure complète de génération séquentielle des vecteurs de RITZ est présentée sous forme synoptique dans le tableau (4.1).

IV-3 ETUDE COMPARATIVE

Les modèles dynamiques possèdent, en général, un nombre de degrés de liberté tel que l'extraction de tous les modes de vibration ne peut être envisagée pour des raisons d'ordre économique.

On se contente alors de calculer les premiers modes de vibration dans un classement par période décroissante, en ne conservant par la suite que les modes qui donnent des efforts notables.

La sélection des vecteurs modaux ou vecteurs de Ritz s'effectue soit d'après la valeur maximale de l'énergie potentielle emmagasinée dans la structure lors du mouvement, soit par classement des modes prépondérant en fonction de leurs masses modales correspondantes.

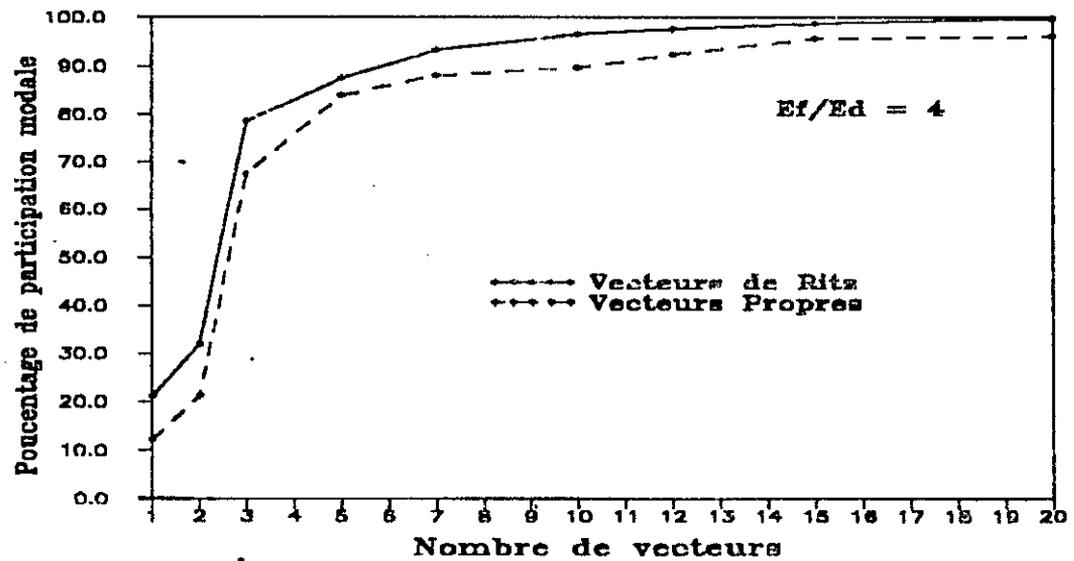
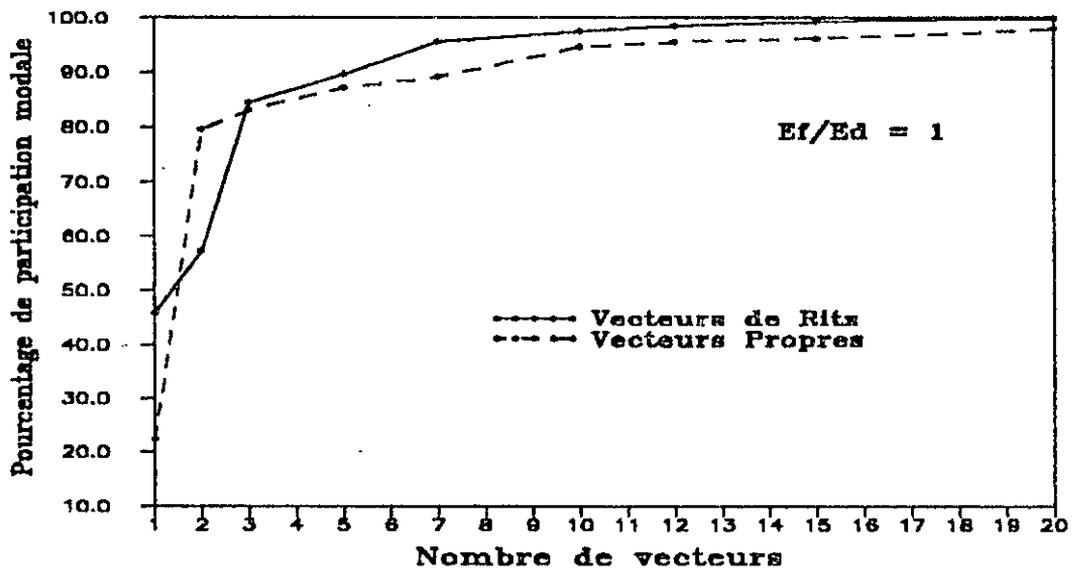
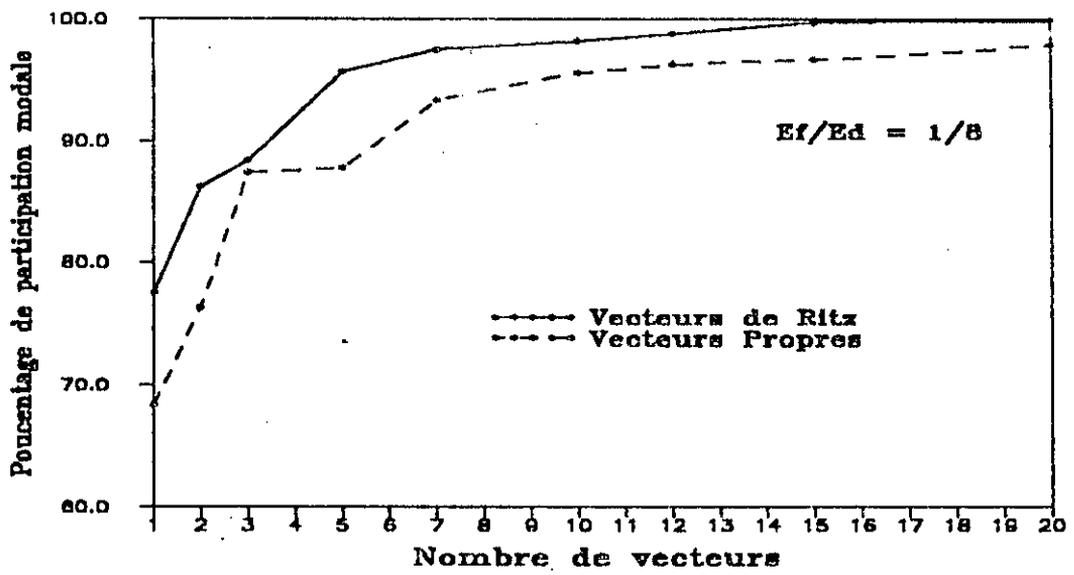


Fig-4.1 : Pourcentage de participation modale en fonction du nombre de vecteurs utilisés pour un modèle d'un barrage à fondation avec masse. (Barrage de Oued-Fodda)

Le concept de la masse modale effective, peut être utilisé comme une bonne indication de la contribution de chaque vecteur dans la réponse globale. A cet effet, on définit la masse modale pour le mode j , par l'expression :

$$M_j^* = \{x_j\}^T [M] \{\Delta\} \quad [4.12]$$

et le facteur de participation pour le mode j , par le rapport :

$$q_j = \frac{\{x_j\}^T [M] \{\Delta\}}{\{x_j\}^T [M] \{x\}} \quad [4.13]$$

La masse modale effective du mode j peut ainsi être définie par :

$$M_j = \frac{\left(\{x_j\}^T [M] \{\Delta\} \right)^2}{\{x_j\}^T [M] \{x\}} \quad [4.14]$$

où

Δ : vecteur de sélection de masses, ayant pour composante 0 ou 1.

La somme pour l'ensemble des modes, des masses modales effectives est égale à la masse totale de la structure (calculée en ne tenant compte que des masses qui correspondent à des degrés de liberté non bloqués dans la direction choisie pour le mouvement sismique), de sorte que l'omission d'un mode important peut être facilement détectée, du fait que la masse totale de la structure est connue à priori.

Le pourcentage de participation modale est défini comme étant une fraction de la masse totale participante dans la réponse, dans une base de vecteurs propres ou vecteurs de Ritz tronquée. Ce paramètre modal croît considérablement selon le nombre de vecteurs utiles dans la résolution du problème.

Il est d'usage de considérer que les vecteurs utiles sont ceux dont la somme des masses modales atteint 90 à 95% de la masse totale prise en compte dans la direction en question (direction translationnelle dans la présente étude).

Dans les sections suivantes, une étude comparative est effectuée en vue d'illustrer la précision et l'efficacité de l'utilisation des vecteurs de Ritz par rapport aux vecteurs propres, en vue d'une analyse dynamique de superposition modal. Le nombre de vecteurs ou de modes utiles à retenir pour l'analyse dynamique temporelle du système sol-barrage est fixée sur la base de la définition d'une norme d'erreur commise dans la représentation du chargement par un nombre fini de vecteurs de RITZ.

IV-3-1 EXPLOITATION DES RESULTATS :

Les deux modèles d'interaction sol-structure MI et MII définis dans (Chapitre III) soient:

- Modèle de barrage-sol de fondation sans masse (MI)
- Modèle de barrage-sol de fondation avec masse (MII)

sont examinés pour des rapports de rigidité typiques : $E_f/E_d = 1/8, 1, \text{ et } 4$. Les valeurs extrêmes $1/8$ et 4 de ce rapport sont représentatives de sols de fondation flexible et rigide respectivement.

Les figures (4.1) et (4.2) montrent le Pourcentage de Participation Modale en fonction du nombre de vecteurs propres ou de Ritz utilisé dans l'analyse dynamique par superposition modale.

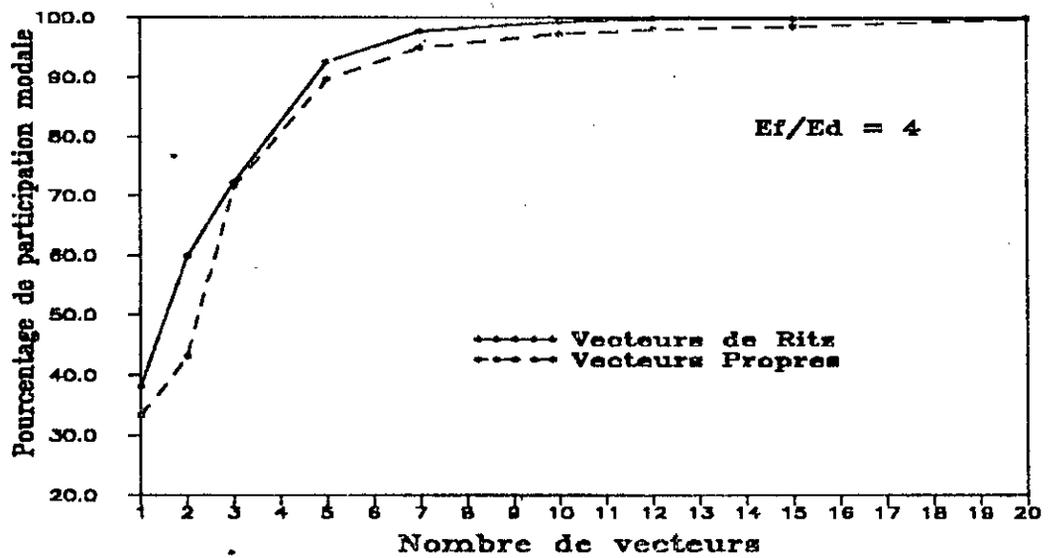
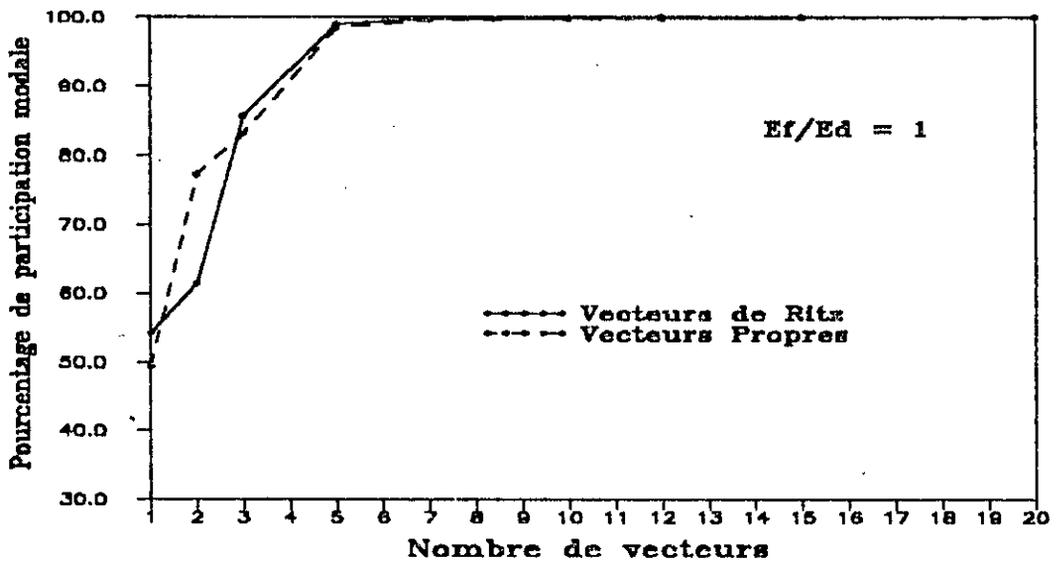
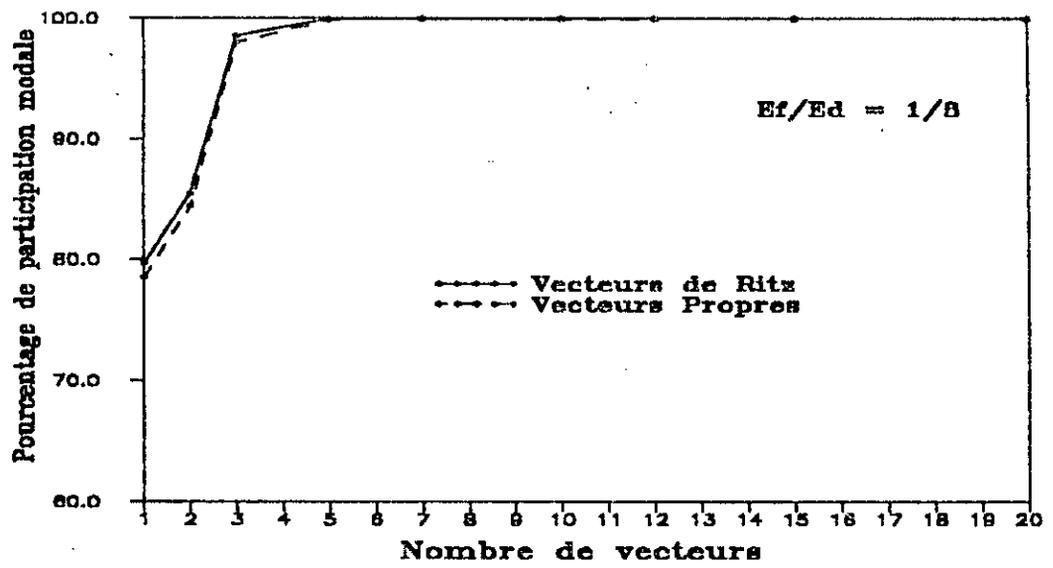


Fig-4.2 : Pourcentage de participation modale en fonction du nombre de vecteurs utilisés pour un modèle d'un barrage à fondation sans masse. (Barrage de Oued-Fodda)

IV-3.1.1 EFFET SUR LE MODE FONDAMENTAL DE VIBRATION :

On constate immédiatement que la contribution du mode fondamental de vibration à la réponse totale croît considérablement avec la flexibilité du sol de fondation, notamment lorsque l'effet inertiel du sol de fondation est négligé. Par ailleurs, on peut noter que dans le cas de :

1°/ Modèle de fondation avec masse MII (Fig-4.1) :

Le pourcentage de participation modale calcul en utilisant un seul vecteur de Ritz varie approximativement de 20% pour un barrage reposant sur une fondation rigide ($E_f/E_d = 4$) à près de 80% pour un barrage fondé sur un sol flexible ($E_f/E_d = 1/8$).

Des valeurs inférieures du pourcentage de participation modale, de l'ordre de 10% et 70% sont respectivement observées pour le mode fondamental de vibration (Fig-4.3a).

2°/ Modèle de fondation sans masse MI (Fig-4.2) :

On constate d'une part, une augmentation de la contribution du mode fondamental par rapport au modèle précédent, et d'autre part, les valeurs de pourcentage de participation modale, trouvées en utilisant des vecteurs de Ritz ou des vecteurs Propres, sont très proches. Le pourcentage de participation modale calculé en utilisant un seul vecteur, peut passer de 35% pour un rapport du sol rigide ($E_f/E_d = 4$) à 80% pour un rapport de sol flexible ($E_f/E_d = 1/8$) (Fig-4.3a).

IV-3.1.2 EFFET SUR LES MODES SUPERIEURS DE VIBRATION :

Le nombre de vecteurs utiles pour atteindre un taux de 95% de la masse totale dépend généralement de la flexibilité du sol, et diminue substantiellement pour des sols de fondation flexibles.

Par ailleurs, on peut noter que dans le cas de :

1°/ Modèle de fondation avec masse MII (Fig.4.1) :

Pour une fondation flexible ($E_f/E_d = 1/8$), le nombre de vecteurs propres utiles pour atteindre 95% de la masse totale est égal à 10 alors que 5 vecteurs de Ritz seulement suffisent pour atteindre le même pourcentage.

On peut aussi observer que :

- Le nombre de vecteurs croît avec l'augmentation de la rigidité de la fondation. A titre illustratif on voit que pour une fondation rigide ($E_f/E_d = 4$), 15 vecteurs propres contre 10 vecteurs de Ritz sont nécessaires pour atteindre le même pourcentage de participation (Fig-4.3b).

- vingt (20) vecteurs propres sont nécessaires pour mobiliser 97% de la masse totale, alors que 7 vecteurs de Ritz sont largement suffisants pour atteindre la même performance.

2°/ Modèle de fondation sans masse MI (Fig.4.2) :

Comme indiqué précédemment, on remarque dans ce cas que les courbes représentatives du pourcentage de participation modale, obtenues en utilisant la base des vecteurs de Ritz, et la base des vecteurs propres soit très voisines notamment pour la fondation flexible.

Par ailleurs on constate encore que dans le cas du modèle MI de fondation sans masse, le nombre de vecteurs propre ou vecteurs de Ritz utiles demeure réduit par rapport à celui du modèle MII de fondation avec masse. Ainsi, pour le cas de fondation flexible ($E_f/E_d = 1/8$), 3 vecteurs seulement suffisent pour dépasser un taux de 95% de la masse totale. Ce nombre de vecteurs croît avec l'augmentation de la rigidité de la fondation atteignant 5 vecteurs dans le cas d'un rapport de rigidité ($E_f/E_d = 1$) et passant à 7 vecteurs dans le cas d'un sol de fondation rigide ($E_f/E_d = 4$) (Fig-4.3b).

En résumé, on peut conclure que les courbes de pourcentage de participation modale en fonction du nombre de vecteurs de Ritz se situent généralement au dessus des courbes représentées en fonction du nombre de vecteurs propres. Cette conclusion demeure valide indépendamment des caractéristiques de raideur ou de flexibilité du sol d'une part, et des modèles d'application de chargement considérés d'autre part (exception faite du cas de modèle de fondation flexible sans masse pour lequel on observe des valeurs très proches des pourcentage de participation modale, et ceci quelque soit le nombre de vecteur considéré).

Dans le même ordre d'idées, on peut dire qu'il est possible de mobiliser la quasi totalité de la masse modale, avec un nombre de vecteurs de Ritz nettement plus réduit que celui des vecteurs propres de vibration quelque soit la flexibilité du sol et le modèle d'interaction dynamique sol-structure MI ou MII considérés. Donc, l'utilisation de ces vecteurs, comme base, dans l'analyse de superposition modale présente des résultats performante et un temps machine très réduit.

Ainsi, il apparaît clairement que la méthode des vecteurs de Ritz permet d'obtenir une convergence plus rapide des résultats et que la base des vecteurs propres de vibration n'est pas nécessairement la plus optimale en termes de coût et de précision.

IV-3.2 ESTIMATION APPROCHEE DE L'ERREUR :

Une norme d'erreur est également présentée dans ce chapitre, afin de déterminer le nombre de vecteurs de Ritz utiles en vue de l'analyse dynamique par superposition modale, permettant une estimation précise de l'effet de troncature des modes supérieurs de vibration des systèmes sols-barrages.

Le facteur de participation modale peut être défini autrement par la formule :

$$p_j = \left\{ X_j \right\}^T \left\{ f \right\} \quad [4.15]$$

où

$\left\{ X_j \right\}$: Vecteur Propre ou Vecteur de Ritz normalisé
 $\left\{ f \right\}$: Vecteur de répartition spatiale, qui contient les termes massiques dans la direction du chargement.

Un tel facteur permet directement d'indiquer l'ordre de participation du vecteur propre ou vecteur de Ritz à la solution dynamique, entre autre, on peut définir une norme indiquant la contribution de chaque vecteur dans la charge par :

$$h_j = \frac{\left\{ f \right\}^T p_j \left[M \right] \left\{ X_j \right\}}{\left\{ f \right\}^T \left\{ f \right\}} \quad [4.16]$$

Dans le cas d'un vecteur chargement spatial indépendant, le chargement peut être développé en série, de sorte que :

$$\left\{ f \right\} = \sum p_j \left[M \right] \left\{ X_j \right\} \quad [4.17]$$

Ce qui permet d'estimer l'erreur commise dans la représentation de chargement par un nombre fini de vecteurs selon l'expression :

$$\{e\} = \left\{ f \right\} - \sum p_j \left[M \right] \left\{ X_j \right\} \quad [4.18]$$

Pour faire la comparaison des deux approches une norme d'erreur peut être définie par le rapport :

$$\|e\| = \frac{\{f\}^T \{e\}}{\{f\}^T \{f\}} \quad [4.19]$$

Cette norme d'erreur varie de toute évidence de $\|e\| = 1$ (si aucun vecteur n'est utilisé) à $\|e\| = 0$ (si tous les vecteurs sont utilisés).

Les figures (4.4), (4.5), montrent les valeurs prises par la norme d'erreur appelée ci-après erreur tout simplement, commise dans la représentation modale du chargement est représentée comme fonction dépendante du nombre de vecteur propres ou de vecteurs de Ritz utilisés dans l'analyse dynamique par superposition modale.

On peut observer aisément que pour les cas de :

1°/ Modèle de fondation avec masse MII (Fig.4.4) :

Un nombre de vecteurs de Ritz de l'ordre de 12 à 14 vecteurs conduit à une erreur pratiquement nulle (i.e. quasi totalité de vecteurs utilisée), tandis que 20 vecteurs propres de vibration sont nécessaires pour réduire l'erreur à un niveau de 2%.

De plus, le nombre de vecteurs à utiliser, notamment le nombre de vecteurs propres, augmente considérablement avec la rigidité de la fondation (Fig-4.6).

2°/ Modèle de fondation sans masse MI (Fig.4.5) :

On peut remarquer que les variations de l'erreur en fonction du nombre de vecteurs propres sont en général, très proches de celles de l'erreur obtenue en utilisant des vecteurs de Ritz. Cette conclusion demeure valide indépendamment des caractéristiques de raideur ou de flexibilité du sol.

On peut constater de nouveau qu'un nombre très réduit de vecteurs de Ritz devrait permettre d'atteindre la solution dynamique exacte (erreur voisine de 0% équivalente à l'utilisation de la quasi totalité de vecteurs). Toutefois, on remarque encore que ce nombre de vecteurs croît sensiblement avec l'augmentation du rapport de rigidité E_f/E_d .

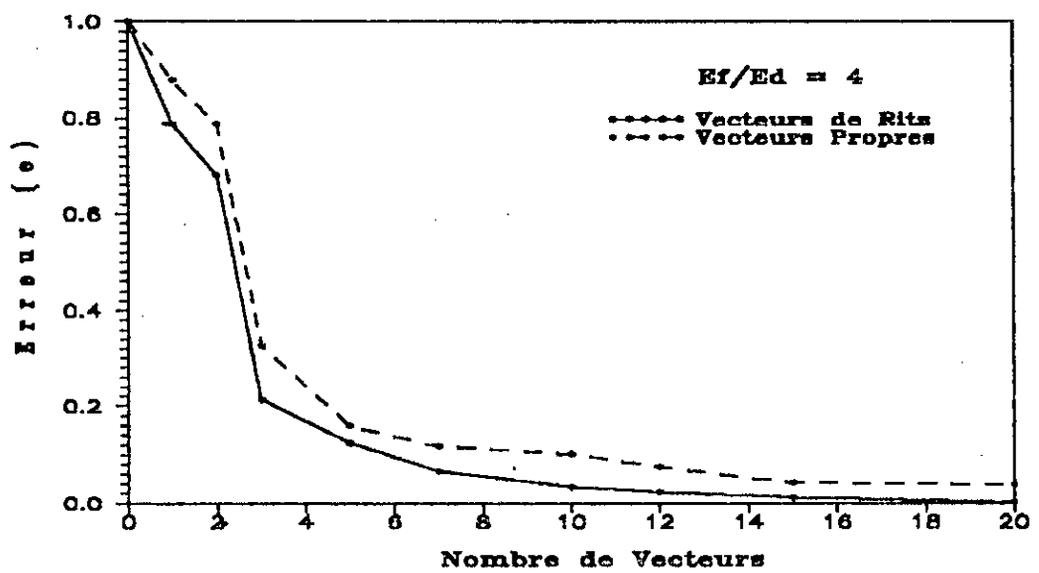
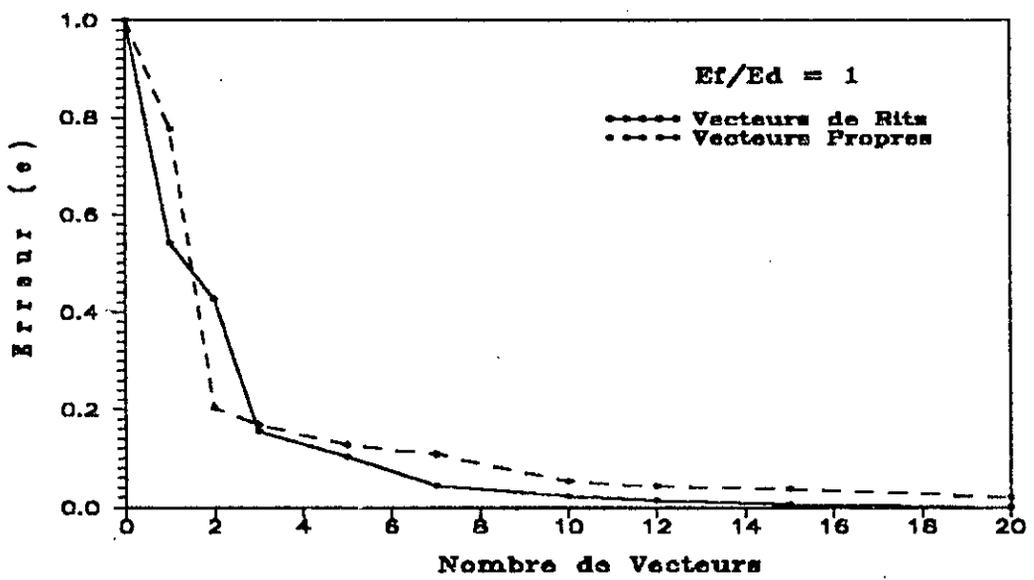
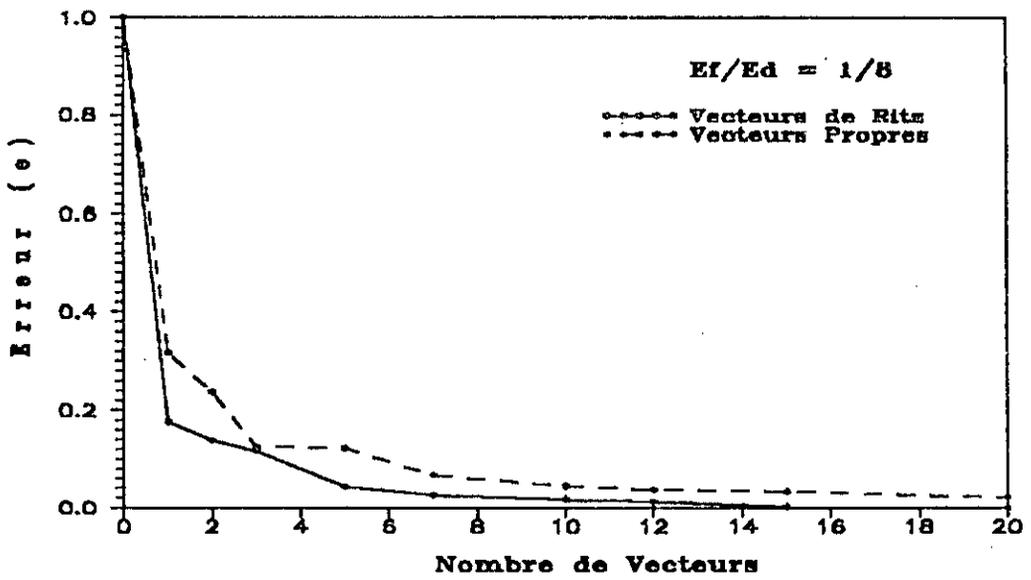


Fig-4.4 : Norme d'erreur $|e|$ en fonction du nombre de vecteurs utilisés pour un modèle d'un barrage à fondation avec masse. (Barrage de Oued-Fodda)

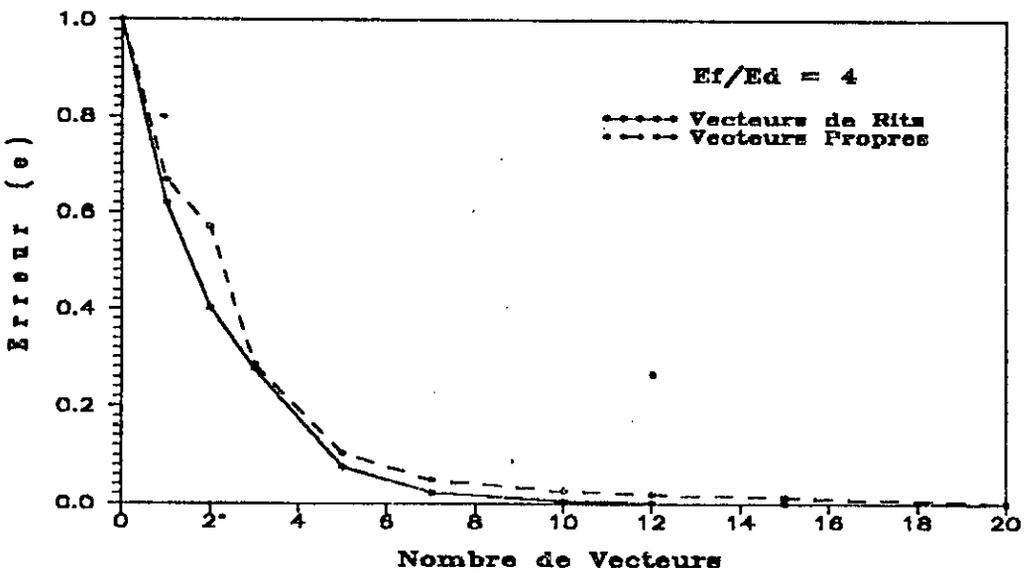
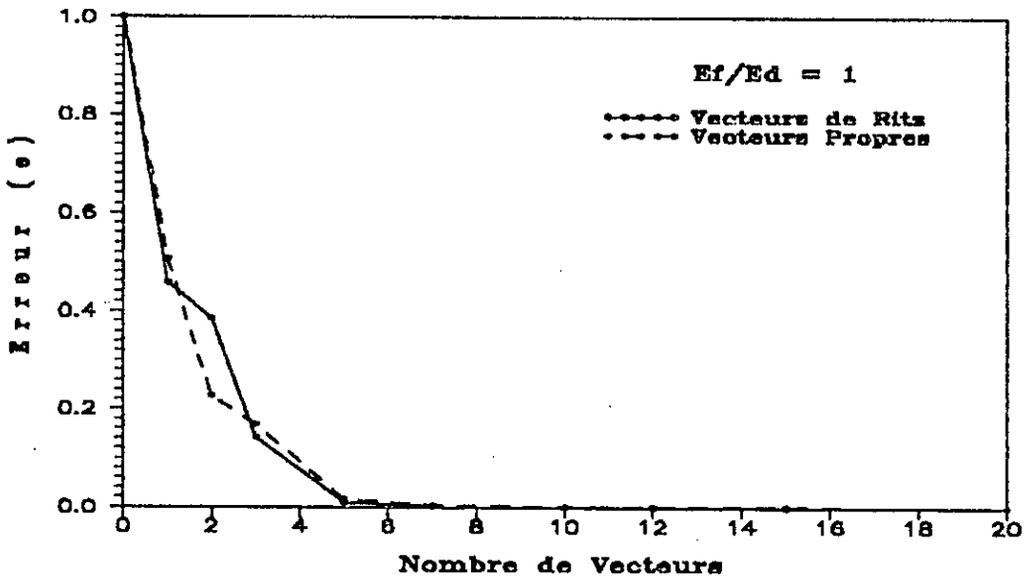
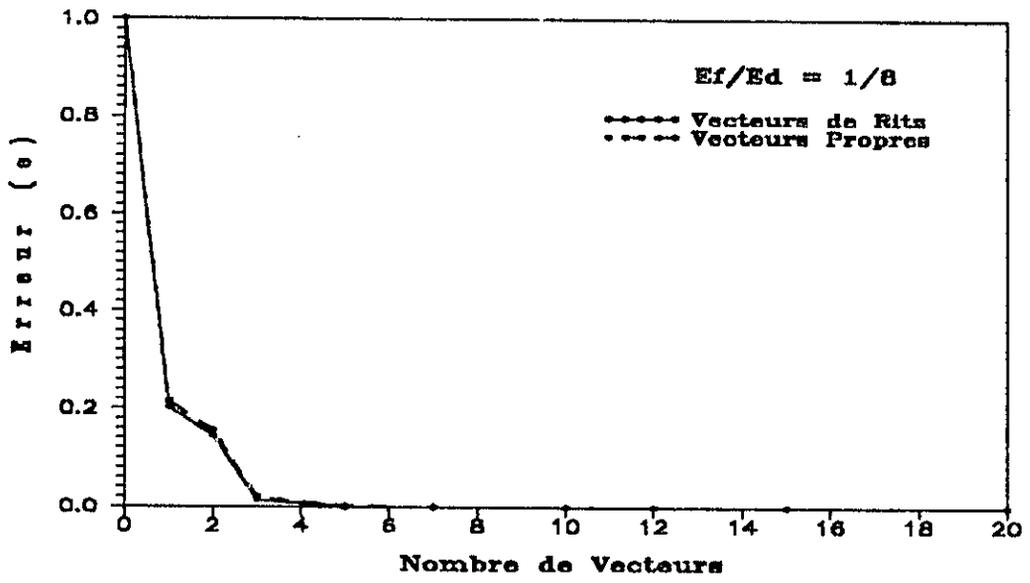


Fig-4.5 Norme d'erreur $|e|$ en fonction du nombre de vecteurs utilisés pour un modèle d'un barrage à fondation sans masse. (Barrage de Oued-Fodda)

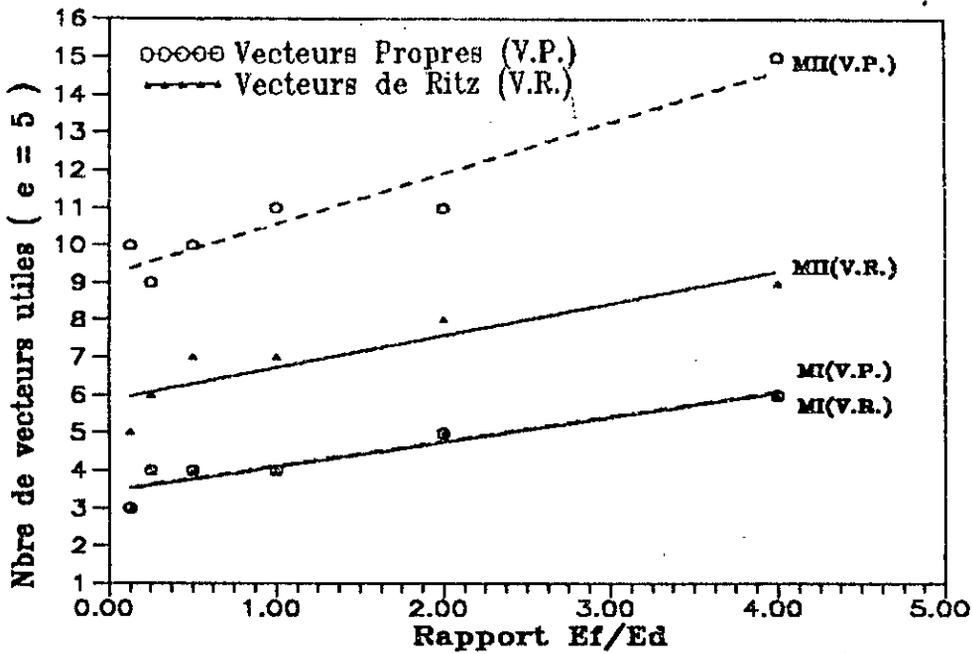


Fig-4. 6: Nombre de vecteurs (Propres ou de Ritz) utiles pour une norme d'erreur $|e| = 5\%$, pour différents rapports E_f/E_d .

Enfin, il est clair, que les deux méthodes convergent vers la solution exacte (obtenue par la totalité de vecteurs) si on utilise un nombre très proche de l'ordre de système, et en particulier, avec un nombre très réduit de vecteur de Ritz on atteint la totalité de la masse modale avec une erreur de 0%, comparé avec celle obtenue par les vecteurs propres, et ceci pour les deux modèles étudiés et quelque soit la flexibilité du sol.

En résumé, il est clair que l'utilisation de la base des vecteurs de Ritz et celle des vecteurs propres de vibration permettent une convergence des résultats vers la solution dynamique exacte si l'on utilise un nombre de vecteurs proche de l'ordre du système différentiel gouvernant le comportement du système sol-barrage. Toutefois, les résultats obtenus permettent de conclure sans ambiguïté que la base des vecteurs de Ritz est la plus performante indépendamment du modèle d'interaction sismique retenu, et plus particulièrement pour les comportements rigides des systèmes sols-barrages considérés.

IV-4 ETUDE PARAMETRIQUE DE L'EFFET DE L'INTERACTION

FLUIDE-BARRAGE-FONDATION

L'effet de l'interaction fluide-barrage-fondation est principalement affecté par un mécanisme d'échanges d'énergies entre le sol, le fluide et la structure. L'influence sur cette dernière porte en premier lieu sur une modification de ses caractéristiques dynamiques, notamment ses périodes propres de vibration, et en deuxième lieu sur sa réponse dynamique.

Pour quantifier ce phénomène d'interaction, une série de barrages mondiaux, de caractéristiques géométriques différentes ont été considérés, en vue de déterminer l'effet de l'interaction fluide-barrage-fondation sur les modes propres fondamentaux et modes supérieurs de vibration de ces structures. En outre, une étude paramétrique approfondie a été effectuée, pour montrer l'effet de certains paramètres, tels que : hauteur, fruit aval, rapport de rigidité sol-structure E_f/E_d , niveau de remplissage, ... sur les caractéristiques dynamiques des systèmes complexes étudiés.

IV-4.1 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES ET MECANQUES DES SYSTEMES BARRAGE-FONDATION CONSIDERES

IV-4.1.1 CARACTERISTIQUES DU BETON :

Les bétons constitutifs des barrages-poids examinés et dont les caractéristiques géométriques sont résumées dans le tableau (4.3), sont supposés homogènes, isotropes et linéairement élastique. Leurs modules d'élasticité varient considérablement avec celui du béton, oscillant généralement entre les valeurs observées $1.4 \cdot 10^4$ MPa et $2.6 \cdot 10^4$ MPa. Une valeur moyenne, $E_d = 2.2 \cdot 10^4$ MPa, sera retenue dans cette étude. Le coefficient de Poisson ν est pris égal à 0.2 et la masse volumique ρ est égale à 2640 Kg/m^3 .

IV-4.1.2 CARACTERISTIQUES DU SOL DE FONDATION :

Le module d'élasticité E_f du sol de fondation varie substantiellement selon la nature du sol considéré (Tableau-4.4). Le coefficient de Poisson est pris égal à 0.33 pour tous les types de sols considérés dans cette étude.

[Tableau-4.4] : Module d'élasticité de quelques matériaux constitutifs du sol de fondation

Type de sol	E_f (MPa)
Basalt	100000
Calcaire	20000
Argile dure	25 à 200
Argile consistante	10 à 50

IV-4.1.3 RAPPORTS SOL/STRUCTURE ET NIVEAUX DE REMPLISSAGE CONSIDERES

Le comportement en vibrations libres du système barrage-fondation-réservoir varie sensiblement avec le rapport des rigidités du système Sol/Structure (E_f/E_d) et du niveau de remplissage H_w .

Du fait de la variation des caractéristiques mécaniques des différents barrages, ainsi que de la variation du module d'élasticité du sol E_f (Tableau-4.4), les rapports E_f/E_d varient selon les valeurs principales suivantes : 1/400, 1/100, 1, 4.

Cependant pour des raisons d'ordre pratique, les rapports de rigidités suivants : $E_f/E_d = 1/8, 1/4, 1/2, 1, 2, 4$ sont retenus pour l'étude paramétrique.

Dans ce cadre et pour chacun des barrages cités dans le [Tableau-4.3], les périodes propres des cinq premiers modes de vibration sont calculées pour des systèmes fluide-sol-structures présentant des conditions de site et des niveaux de remplissage variables : Les cas suivants ayant été considérés dignes d'intérêt sur le plan pratique.

- fondation rigide, effet hydrodynamique exclus,
- fondation rigide, effet hydrodynamique inclus, pour différentes hauteurs d'eau [$H_v = H, 3H/4, H/2, H/4$],
- fondation flexible, effet hydrodynamique exclus,
- fondation flexible, effet hydrodynamique inclus pour différentes hauteurs d'eau [$H_v = H, 3H/4, H/2, H/4$].

IV-4.2 PRINCIPAUX RESULTATS OBTENUS ::

Les principaux résultats obtenus sont consignés dans les tableaux (4.5a) et (4.5b), établis pour l'ensemble des barrages considérés (Tableau-4.3). De plus, des courbes représentatives, présentant les variations des périodes propres des cinq premiers modes de vibration, en fonction des paramètres prépondérants tels que hauteur des barrages, fruit aval, rigidités relatives E_f/E_d , niveaux de remplissage, ...etc, ont été tracées en vue de faciliter l'interprétation des résultats.

IV-4.2.1 SYSTEME BARRAGE-FONDATION :

IV-4.2.1.1 VARIATIONS DES PERIODES EN FONCTION DE LA HAUTEUR DES BARRAGES, DU FRUIT AVAL ET DE LA FLEXIBILITE DE LA FONDATION

- La période propre du mode fondamentale de vibration du système barrage-fondation croît pratiquement de manière linéaire avec l'augmentation de la hauteur pour un fruit aval donné (Fig.4.8a et 4.8b). Les variations étant d'autant plus importantes que le sol de fondation est plus flexible (Fig-4.8c)
- Pour le rapport $E_f/E_d = 1/8$, les courbes (Fig-4.8b) correspondantes à des fruits avals différents (0.70, 0.80, 0.90), sont pratiquement confondues, ce qui nous permet de conclure que l'effet de pente ou du fruit aval n'a pratiquement aucun effet sur les périodes propres de vibration des barrages de même hauteur, fondés sur des sols flexibles.
- Pour le rapport $E_f/E_d = 4$ (Fig-4.8a), on observe toutefois une légère augmentation des périodes de vibration lorsque le fruit aval diminue.

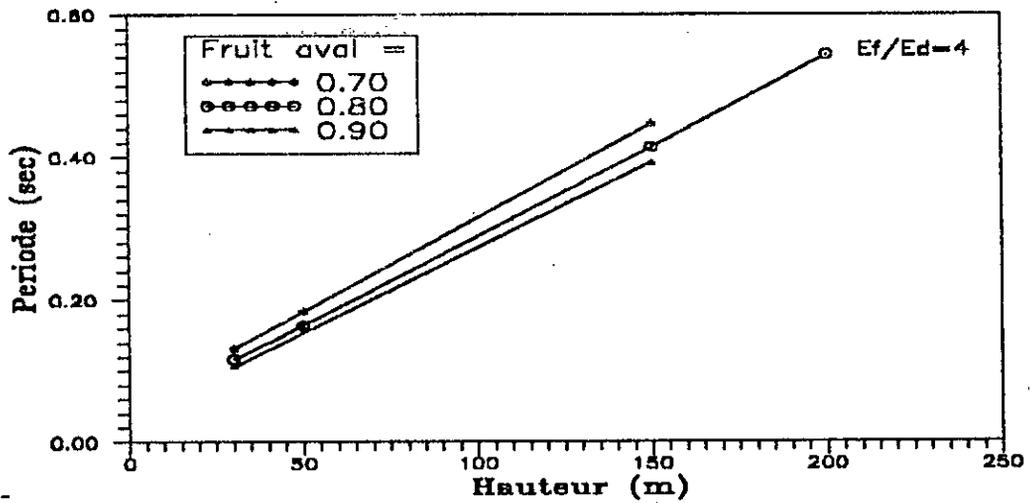


Fig-4.8a : Variation de la période fondamentale en fonction des différentes hauteurs des barrages ($E_f/E_d = 4$).

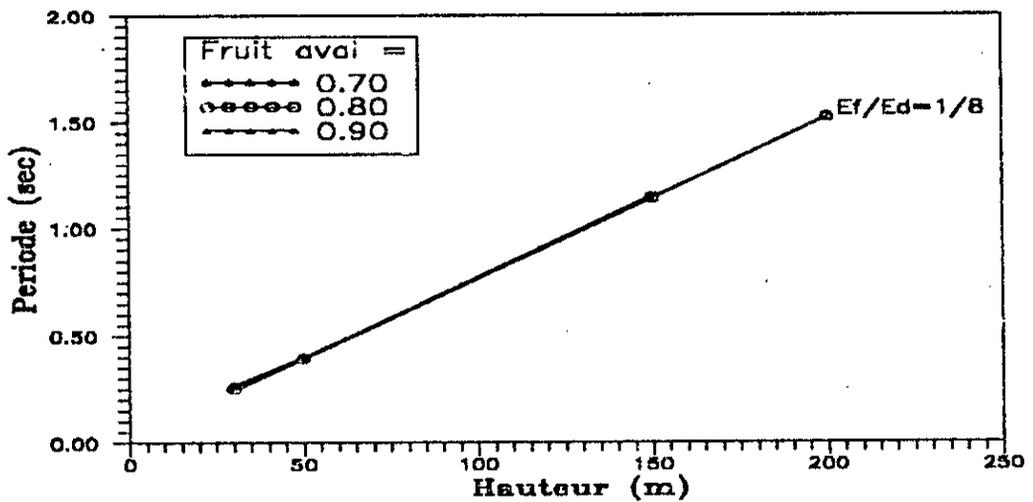


Fig-4.8b : Variation de la période fondamentale en fonction des différentes hauteurs des barrages ($E_f/E_d = 1/8$).

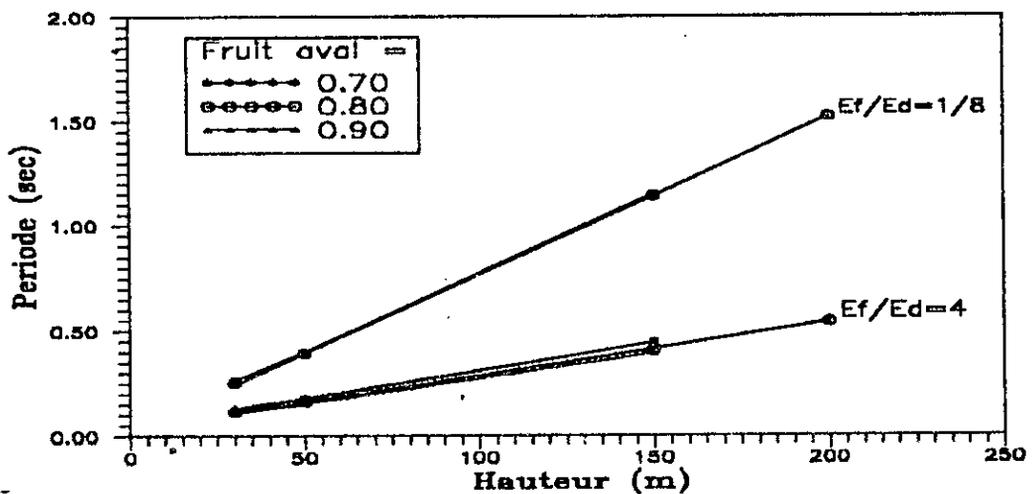


Fig-4.8c : Variation de la période fondamentale en fonction des différentes hauteurs des barrages.

IV-4.2.1.2 EFFET D'INTERACTION SOL-STRUCTURE SUR UNE SERIE DE BARRAGES MONDIAUX :

Les figures (4.9a) à (4.9d), montrent l'effet de l'interaction sol-structure sur les variations du rapport T_f/T_r (période du système sol-barrage sur période du barrage supposé encasté) pour dix barrages mondiaux classés par ordre croissant de leurs hauteurs.

● On peut constater clairement que lorsque la fondation rocheuse est très rigide ($E_f/E_d \geq 4$), la période du système complexe est identique à celle du barrage encasté (Interaction dynamique nulle) et indépendamment de ses dimensions.

● La situation est toutefois différente dans le cas de fondations flexibles notamment $E_f/E_d = 1/8$, cas pour lequel on observe des augmentations allant jusqu'à 300% pour les modes fondamentaux, et supérieures à 400% pour les modes supérieurs de vibration.

Aux fins d'apprécier de manière continue les effets d'interaction dynamique sur les variations des périodes de vibration, celles-ci sont représentées comme une fonction (logarithmique) du rapport des rigidités E_f/E_d pour les cinq premiers modes de chacun des dix barrages étudiés (Fig.4.10a à 4.10h).

● Il est de nouveau clair que, pour les rapports de rigidités $E_f/E_d \leq 4$, l'interaction influe d'une manière très significative sur les modes supérieurs de vibration. On peut ainsi remarquer que la période du 5^{ème} mode d'un système sol-barrage par exemple, peut atteindre six fois celle d'un même barrage supposé encasté à sa base. Par contre, la période du mode fondamental dans ce cas ne peut excéder trois fois la période du barrage encasté.

● Il est à noter également que certaines courbes de variations des périodes de vibration de modes supérieurs peuvent chevaucher les unes par rapport aux autres, exceptionnellement dans le cas de fondations rigides. Cette observation signifie tout simplement que

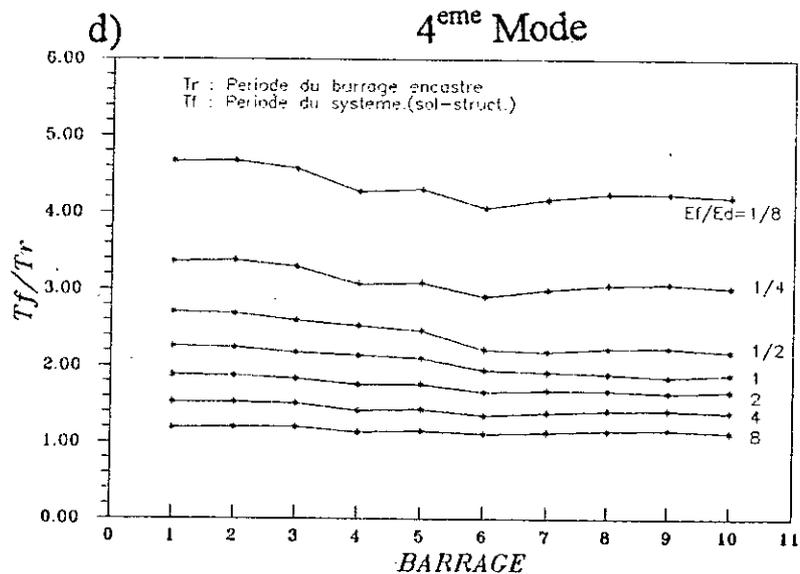
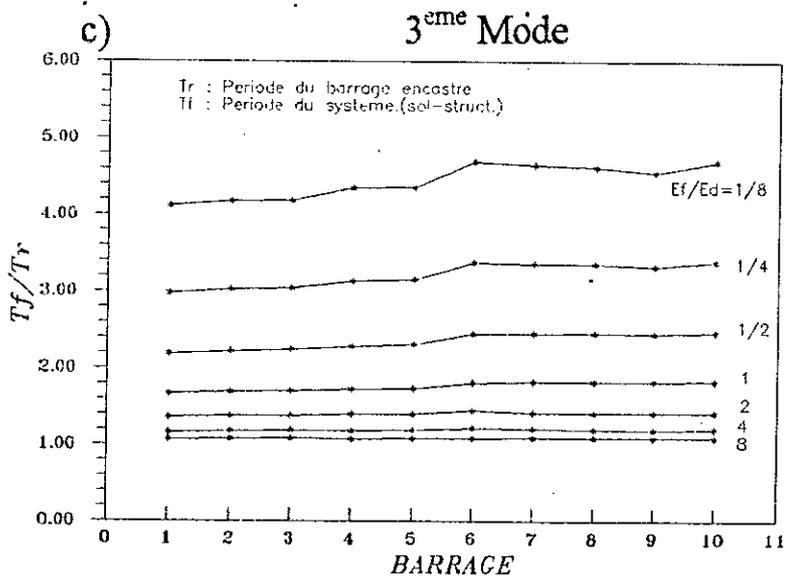
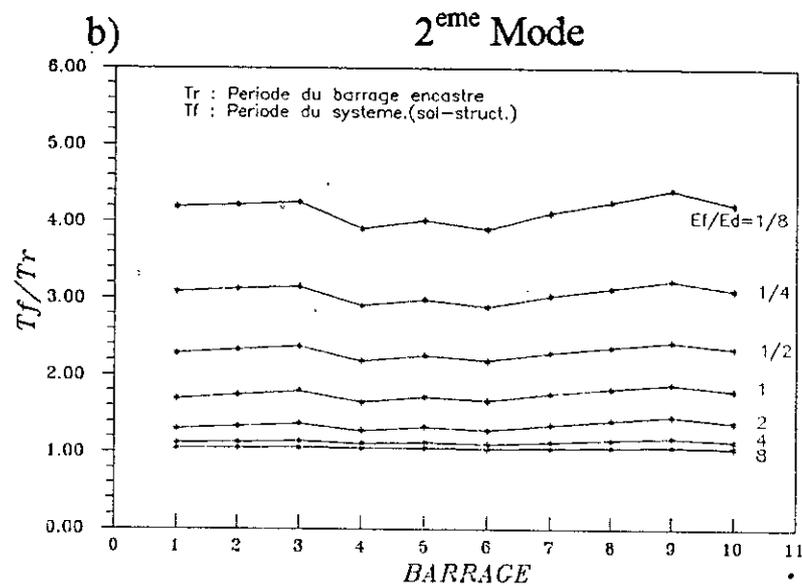
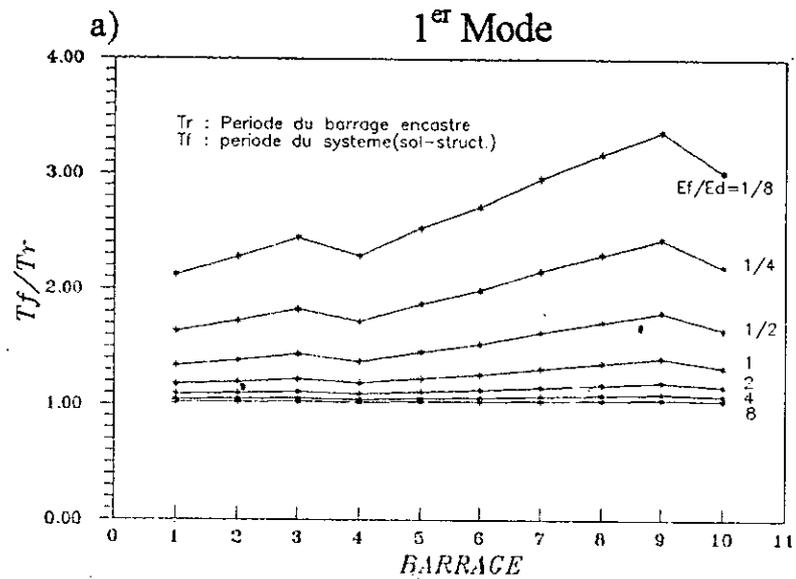


Fig-4.9 : Variation du rapport T_f/T_r des différents barrages pour les différents rapports de rigidités E_f/E_d .

l'effet d'interaction peut se traduire par une plus grande amplification des périodes pour les modes supérieurs les plus proches du mode fondamental.

IV-4.2.2 SYSTEME BARRAGE-FLUIDE :

Les périodes propres des cinq premiers modes de vibrations de chacun des 10 barrages considérés, ont été évaluées pour une hauteur de la retenue variable, égale aux valeurs suivantes :

$H/4$, $H/2$, $3H/4$, H (barrage plein).

L'effet hydrodynamique est introduit dans cette étude, à travers le concept de masse ajoutée en application de la théorie de Westergaard [18].

L'analyse des tableaux (4.6a) et (4.6b) aussi celle des courbes représentant les variations du rapport T_h/T_r des cinq premiers modes de vibration des 10 barrages (classés par ordre croissant de leurs hauteurs) en fonction de divers niveaux de remplissage (Fig 4.11a à 4.11e), permettent de conclure que :

● Pour les barrages caractérisés par un taux de remplissage inférieur ou égale à 0.25 de leurs hauteurs pleins, les périodes des systèmes fluide-barrages sont identiques à celles des barrages vides correspondants, supposés encastrés. En d'autres termes, l'interaction dynamique fluide-barrage dans ce cas n'a pratiquement aucun effet sur le comportement des barrages, quelque soient leurs dimensions.

● Pour les barrages caractérisés par un taux de remplissage égale à 0.5 (moitié pleins), les périodes de vibration des 3 premiers modes sont peu affectées, et l'ordre de variation demeurant inférieur à 5% (Fig-4.11a à 4.11c). Toutefois, une légère augmentation du rapport T_h/T_r n'excédant pas 20% est observée pour les 4^{ème} et 5^{ème} modes de vibration (Fig-4.11d à 4.11e).

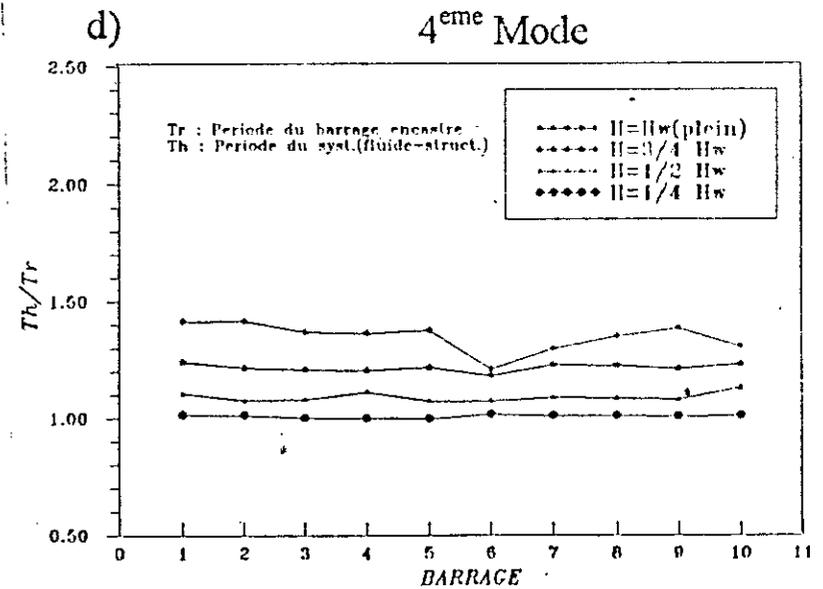
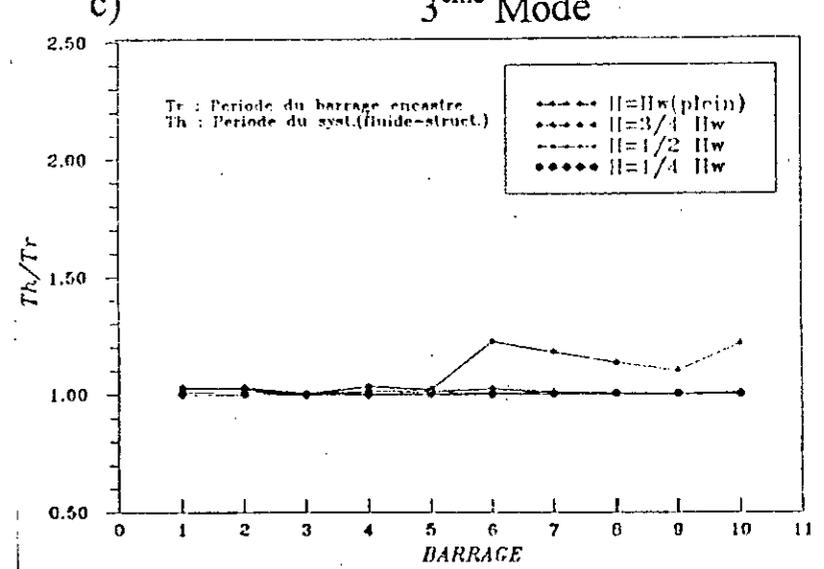
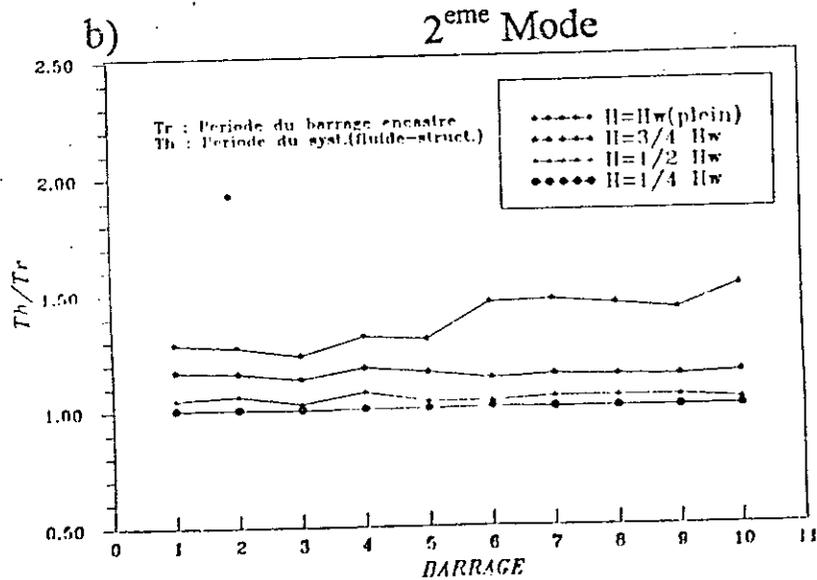
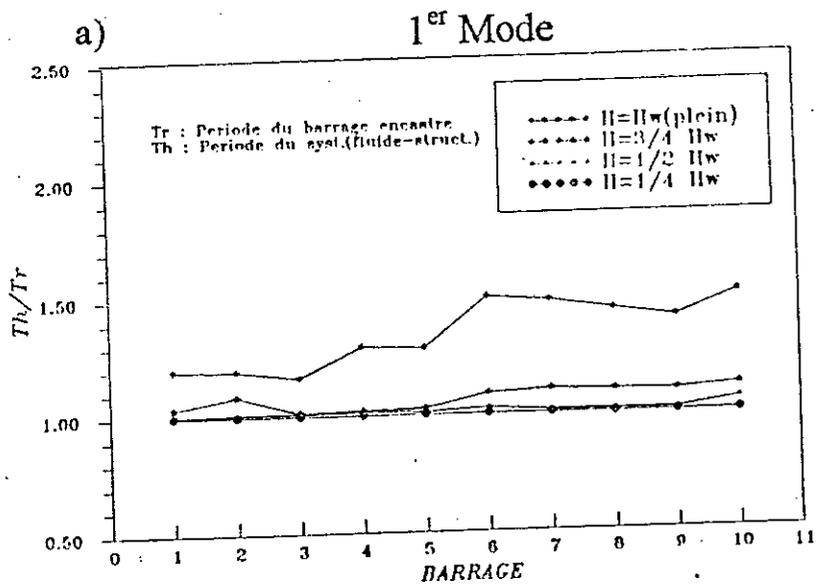


Fig-4.11 : Variation du rapport T_h/T_r des différents barrages en fonction de différents taux de remplissages

● Pour les barrages caractérisés par un taux de remplissage égal à 1 (donc pleins), on remarque un accroissement significatif du rapport T_h/T_r avoisinant parfois le seuil de 50% pour les 4 premiers modes de l'ensemble des barrages considérés. On peut également remarquer une amplification notable (variant entre 50% et 80%) des périodes propres associés au 5^{ème} mode de vibration.

En résumé, l'effet d'interaction fluide-structure se traduit par une variation plus au moins parabolique des périodes des systèmes fluide-barrages en fonction des niveaux de remplissage des barrages. Cet effet n'est réellement sensible que pour des niveaux de remplissage supérieurs ou égale à H/2. Les variations des périodes propres de vibration oscillent entre 50 et 80% pour les cinq premiers modes de l'ensemble des barrages mondiaux considérés.

IV-4.2.3 SYSTEME FLUIDE-SOL-BARRAGE :

Une méthodologie similaire, des paramètres et variables d'intérêt identiques à ceux considérés pour l'étude du système fluide-barrage sont utilisés conjointement avec deux rapports de rigidité sol-barrages extrêmes $E_f/E_d = 4$ et $E_f/E_d = 1/8$; ces deux dernières valeurs étant considérés comme représentatives de conditions de sol rocheux et meuble respectivement.

A partir des figures (4.12a à 4.12d), on peut brièvement noter que :

● L'effet de sol sur l'interaction dynamique fluide-structure se traduit par une nette augmentation des périodes propres de vibration de ces systèmes.

● Dans le cas d'une fondation rocheuse (rigide), et pour un taux de remplissage inférieur ou égale à 0.5 (barrage à moitié pleins) l'augmentation des périodes propres de vibration des 3 premiers modes des barrages vides encastrés demeure inférieure à 15% (40% pour les barrages pleins), mais devient significative de l'ordre de 60% (90% pour les barrages pleins) pour les 4^{ème} et 5^{ème} modes supérieurs de vibration.

● Dans le cas d'un barrage construit sur un sol de fondation lâche (cas peu probable en pratique), les périodes propres augmentent dans des proportions impressionnantes (Cf. figures 4.13a à 4.13e):

- entre 120% et 280% pour le mode fondamental,
- entre 300% et 530% pour les modes supérieurs.

● Ces facteurs multiplicateurs (1.2 à 5.3) doivent cependant, nous semble-t-il être pris avec précaution en ce sens que la validité du principe de superposition reste à prouver dans le cas de l'analyse dynamique des systèmes fluide-sol-barrage d'une part et qu'une modélisation du fluide par élément finis peut s'avérer nécessaire, d'autre part.

IV.5 MODELES DE REGRESSIONS

De nombreuses formules empiriques sont proposées dans la littérature spécialisée, pour l'évaluation des périodes propres d'un barrage poids en béton. Ces relations sont établies en considérant ces structures comme des consoles encastrées à la base [57], [58], [59]; quelques unes permettent même d'introduire l'effet de la retenue. Parmi ces relations, on a exposé dans cette étude trois formules :

1°/ Dans la référence [57], une relation empirique a été proposé, et qui permet de calculer la période du mode fondamentale en fonction de la vitesse de propagation d'onde longitudinale :

$$T (C_T) = C_T \frac{H^2}{V_L r_O} \quad [4.20]$$

où

T : période fondamentale de vibration;

C_T : coefficient adimensionnel du période;

H : hauteur du barrage;

V_L : vitesse de propagation d'onde longitudinale;

r_O : rayon de giration à la base du barrage.

La variation du coefficient C_T, en fonction des hauteurs et des fruits avals des barrages, est représentée par la figure (4.14).

Il est à noter, d'après cette dernière figure, que le coefficient C_T décroît avec l'augmentation de la hauteur, d'une part, et croît avec l'augmentation du fruit aval du barrage, d'autre part.

Pour les barrages de hauteur supérieur à 100m, ce coefficient est légèrement dépendant de la variation de la hauteur du barrage, tandis qu'il est indépendant de la pente du fruit aval pour des hauteurs inférieur à 50m.

Connaissant les caractéristiques géométriques de chaque barrage, dressés dans le tableau (4.3), le coefficient C_T peut être

déterminé directement sur la figure (4.14). Ceci permet de calculer la période fondamentale du barrage par la relation (4.20).

2°/ Par un calcul bidimensionnel, par éléments finis, en introduisant la vitesse de l'onde de cisaillement, pour une masse volumique du béton de $2,4 \text{ t/m}^3$ et un coefficient de Poisson de $0,25$, Chopra [58] a établi la relation suivante.

$$T = \frac{1}{0,207} \frac{H}{S} \quad [4.21]$$

S : vitesse de l'onde de cisaillement dans le béton.

Cette relation très simpliste, suppose, néanmoins, la connaissance de la vitesse de cisaillement S dont les valeurs sont:

- pour un barrage en remblai: $100 < S < 300 \text{ m/s}$
- pour un barrage en béton : $2000 < S < 3000 \text{ m/s}$.

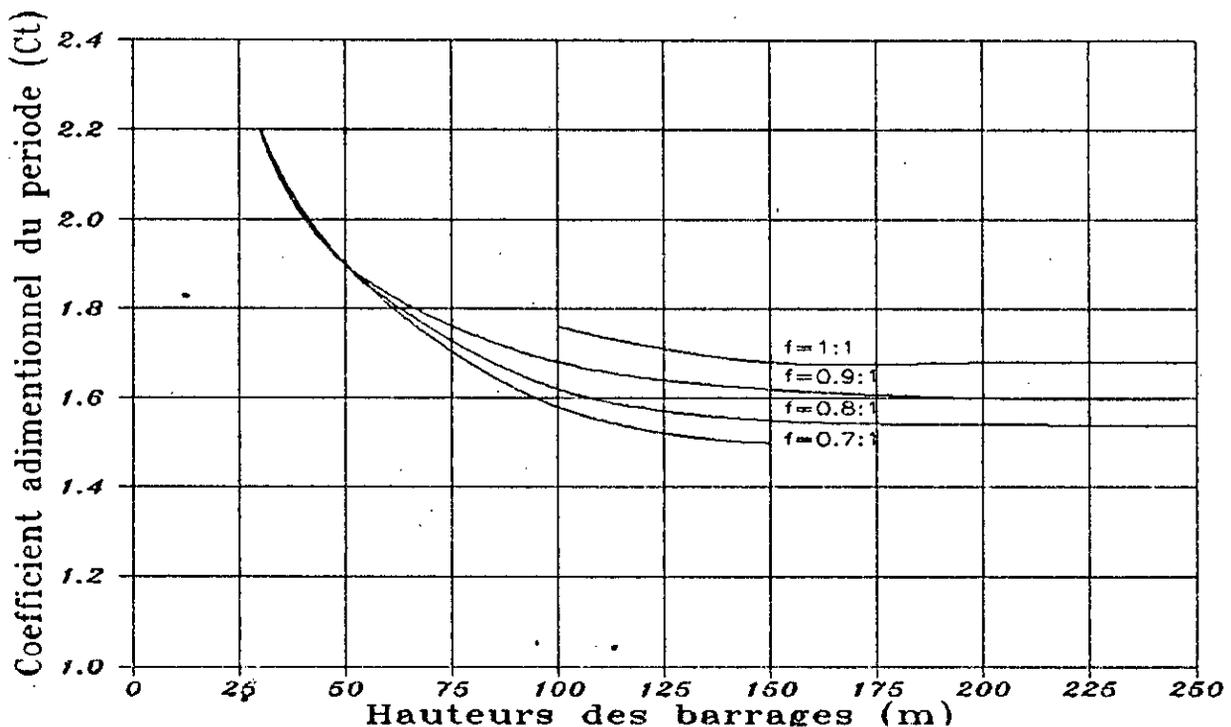


Fig-4.14 : Variation du coefficient addimensionnel de la période (Ct) en fonction du fruit aval et de la hauteur pour différents barrages.

3°/ D'autre part, Chopra remarque que le remplissage complet du barrage se traduit par une augmentation de 20% à 35% de la période fondamentale [58]. Si on prend en compte une augmentation de 30%, dans la relation (4.21) on obtient la relation suivante :

$$T = \frac{1}{0,143} \frac{H}{S} \quad [4.22]$$

Une étude statistique des périodes calculées selon le modèle basé sur une discrétisation du barrage par la méthode des éléments finis, a permis l'ajustement de ces formules pour établir le meilleur modèle de régression qui servira à une meilleure estimation des périodes de vibration d'un barrage poids en béton.

Une série de barrage poids en béton, dont les caractéristiques géométriques sont tirés de la référence [57], et présentées dans le tableau (4.3), ont été discrétisés par éléments finis.

Les périodes fondamentales des vingt barrages obtenus pour un modèle en élément fini -pris comme modèle de référence-, sont tirées du tableau (4.5), en vue d'une comparaison avec les valeurs obtenus par les relations cité auparavant.

	<u>Relation initiale</u>	<u>Relation ajustée</u>
1/	$T (C_T) = C_T \frac{H^2}{V_L r_o}$	$T = \frac{1}{0,168} \frac{H^2}{V_L B} + 0.03$
2/	$T = \frac{1}{0,207} \frac{H}{S}$	$T = \frac{1}{0,208} \frac{H}{S} + 0.044$
3/	$T = \frac{1}{0,143} \frac{H}{S}$	$T = \frac{1}{0,126} \frac{H}{S}$

Le dépouillement des erreurs relatives obtenues pour les différentes formules a permis de signaler les constatations suivantes :

IV.5.1 Relation 1 :

- Cette relation donne des résultats très concordante avec celle obtenu par une discrétisation en éléments finis (Fig-4.15), où l'erreur ne peut excéder 12% pour les barrages ayant un fruit aval égale à 0.8, et au maximum égale à 16% pour les autres barrages (de fruit aval différent) (Fig-4.16)

- l'ajustement des résultats obtenus par éléments finis par régression linéaire avec passage forcé par l'origine a donné une relation 1 ajustée très loin de la relation 1 proposée, ce qui nous a ramené à faire une régression linéaire sans passé par l'origine (Fig-4.15), cette relation ajustée avec un coefficient de corrélation de 0.939186, sur-estime les périodes fondamentales des différents barrages, avec une erreur relative qui ne dépasse pas 50% pour une hauteur inférieur à 50m, au delà de cette hauteur, l'erreur est limitée à 20% (Fig-4.16).

- On peut exprimer une autre relation ajustée, là où on considère en plus de la hauteur, la largeur de la base du barrage comme seconde variable principale, en définissant un rapport H^2/B (le carré de la hauteur sur la largeur de la base du barrage).

Cette relation ajustée pour les rapports H^2/B sans passer par l'origine a donné des résultats très précis et même meilleur que celles obtenu par la relation 1 et la relation ajustée pour la variable H^2 et avec un coefficient de corrélation égal à 0.985195 (Fig-4.17), l'erreur relative est limitée à 9% (Fig-4.18).

IV.5.2 Relation 2 :

- Cette relation proposée par Chopra, donne des résultats relativement précis pour l'estimation des périodes fondamentales des

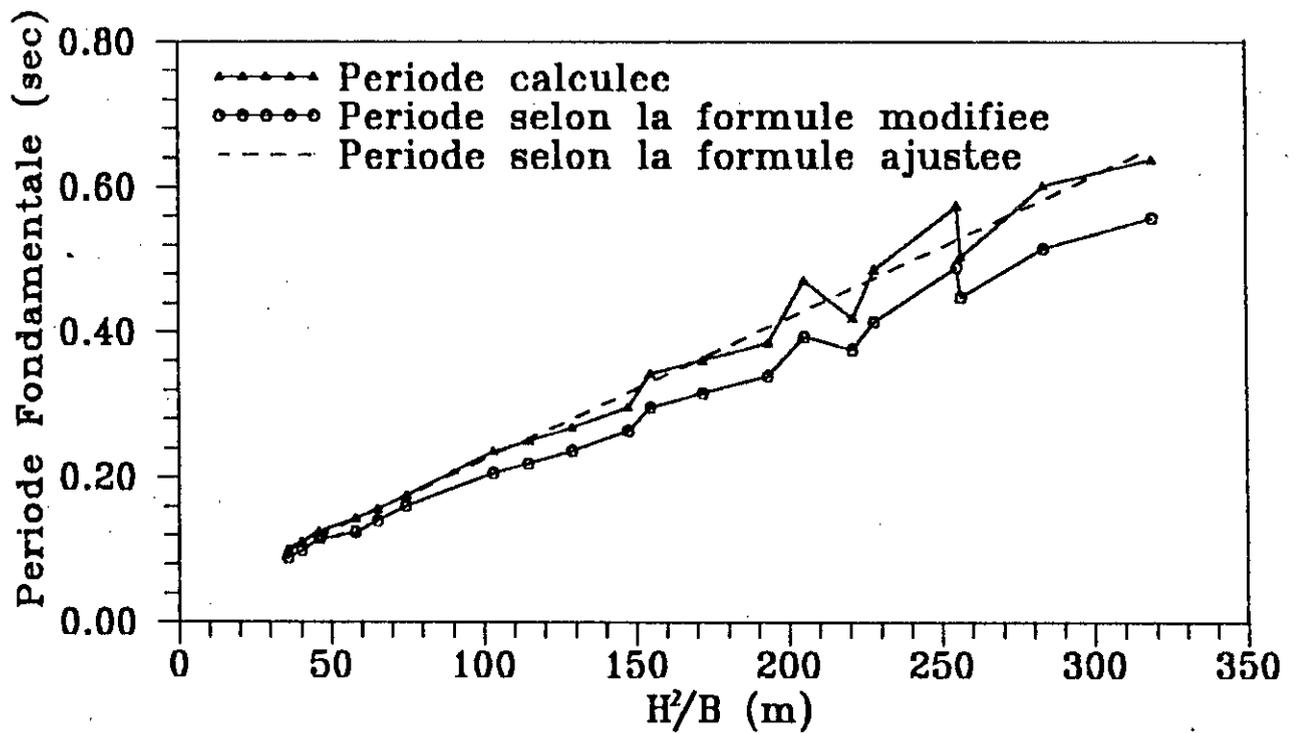


Fig-4.17 : Périodes Fondamentales des différents barrages vides en fonction de H^2/B .

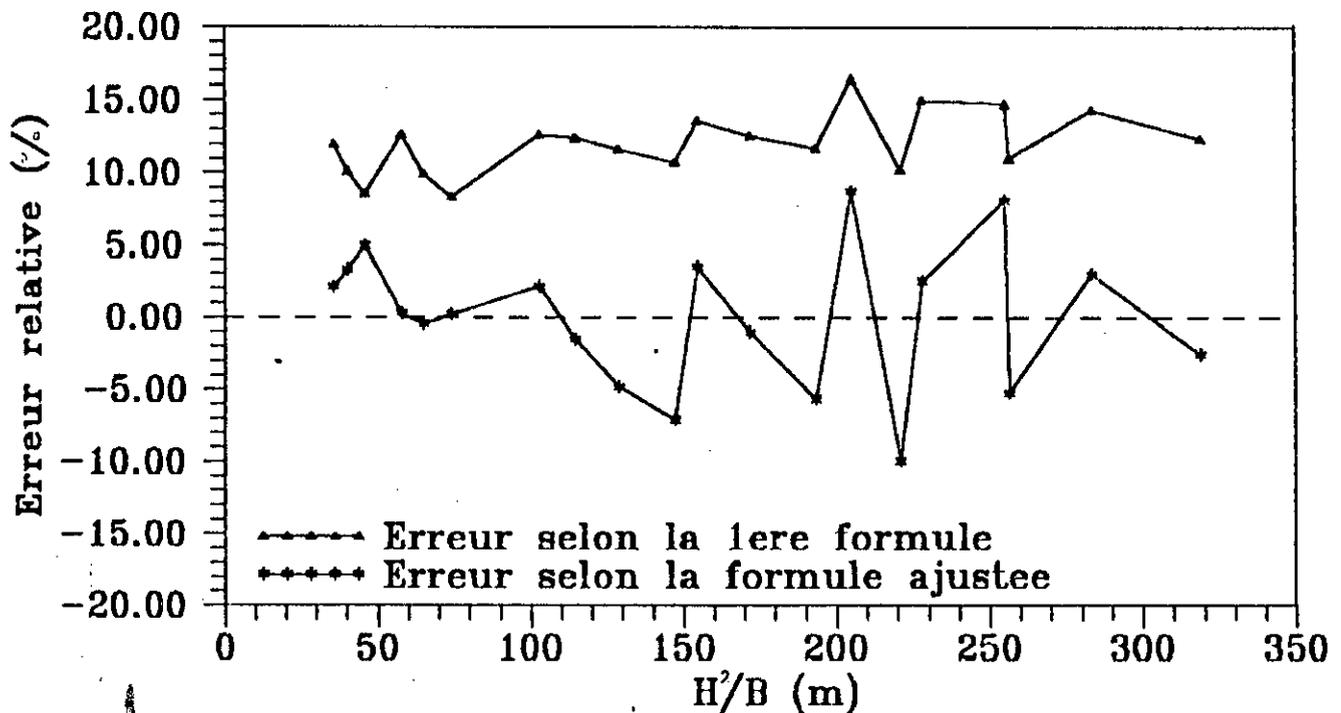


Fig-4.18 : Erreur relative de la relation 1 et de la relation ajustée (ne passant pas par l'origine), en fonction de H^2/B , pour des barrages vides.

grands barrages ($H \geq 100m$) (Fig-4.19), où l'erreur relative ne peut dépasser 20%, tandis qu'elle présente des résultats médiocres pour les petits barrages ($H \leq 50m$), où l'erreur relative peut atteindre 45% (Fig-4.20).

● L'ajustement des résultats obtenus par éléments finis par régression linéaire a donné deux relations ajustées :

- la première est obtenu avec un passage par l'origine, où le coefficient de corrélation égal à 0.967416,
- et la deuxième relation obtenu sans passé par l'origine, avec un coefficient de corrélation égal à 0.984629 supérieur à celui réalisé pour la relation ajustée précédente.

D'après le tableau (4.), on peut constater que :

● La première relation ajustée est loin des résultats obtenus par éléments finis (Fig-4.19), où l'erreur relative peut atteindre 40% pour les petits barrages, et ne peut dépasser 15% pour les barrages du hauteur supérieur à 100m (Fig-4.20).

● La deuxième relation ajustée donne des résultats pratiquement confondus avec celle obtenus par le modèle en éléments finis (Fig-4.21), où l'erreur relative est limitée à 13%, et même correcte pour les barrages ayant un fruit aval égal à 8%, où l'erreur relative ne peut accéder 5% (Fig-4.22).

IV.5.3 Relation 3 :

● Cette relation est proposée par le même chercheur [58] pour un cas de barrage plein, elle donne des bonne résultats pour une estimation grossière de la période du mode fondamental, pour les barrages de hauteur supérieure à 100m (Fig-4.23), où l'erreur relative ne peut dépasser 25% et diminue avec l'accroissement des hauteurs, tandis qu'elle donne des résultats médiocre pour les barrages ayant une hauteur inférieur à 50m, où l'erreur peut atteindre 35% (Fig-4.24).

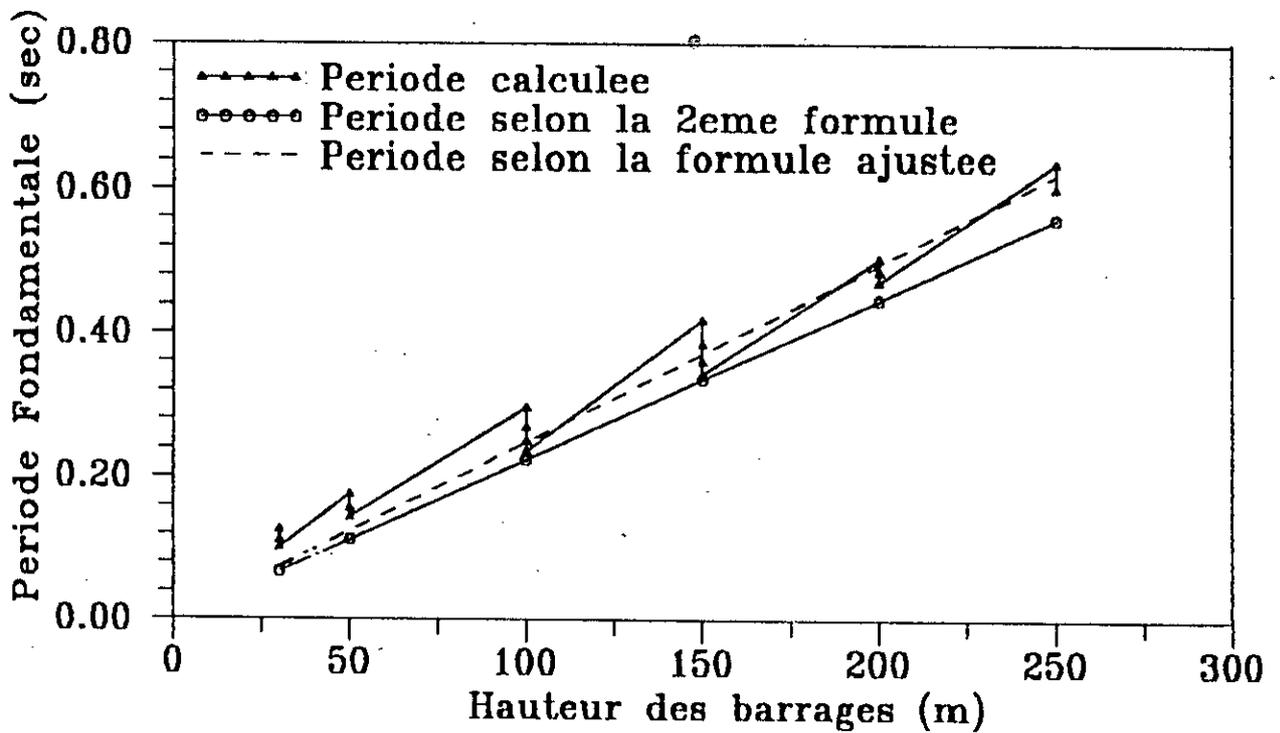


Fig-4.19 : Périodes Fondamentales des différents barrages vides en fonction de leurs hauteurs (H).

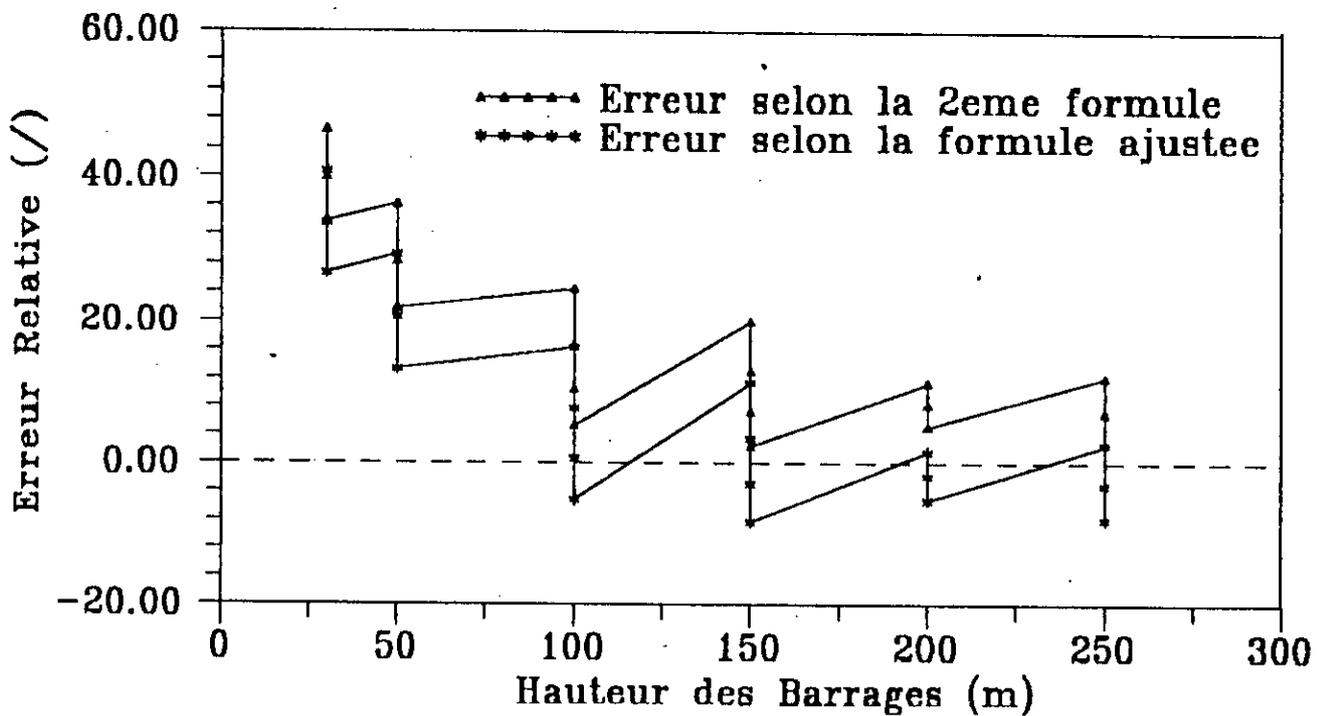


Fig-4.20 : Erreur relative de la relation 2 et de la relation ajustée (passant par l'origine), en fonction de la hauteur (H) des barrages vides.

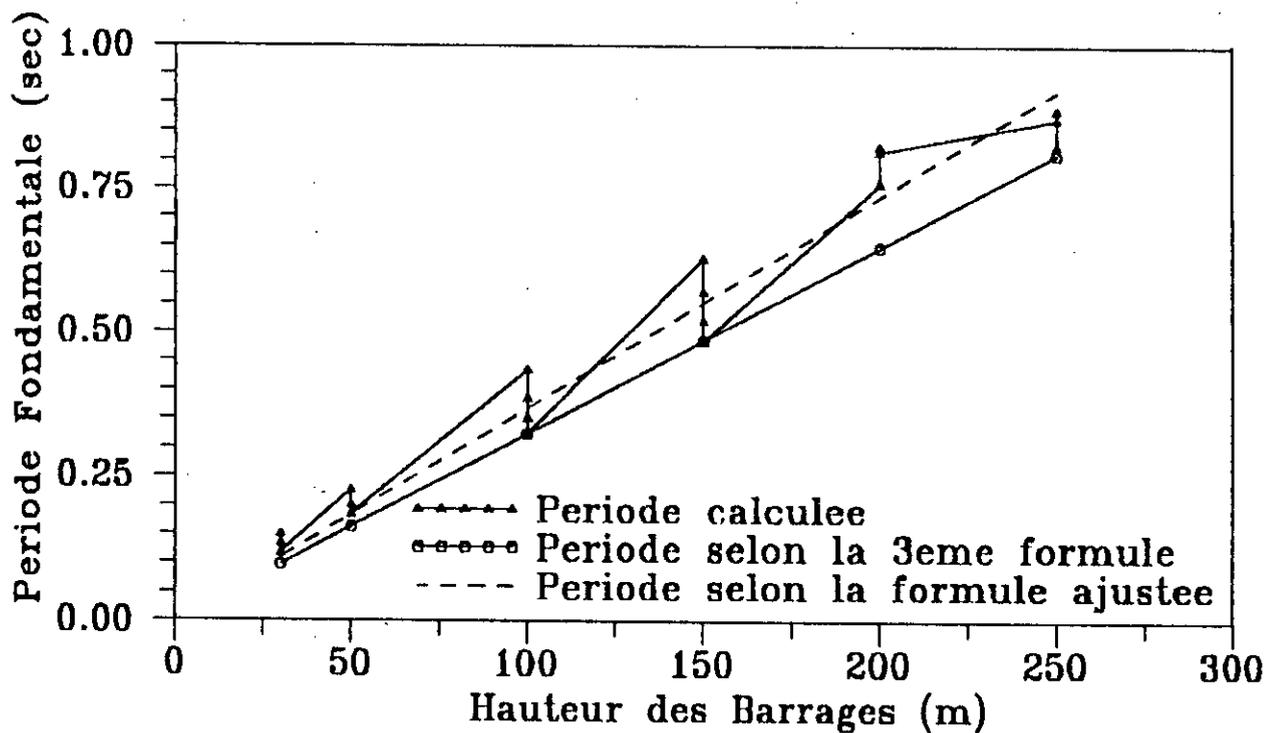


Fig-4.23 : Périodes Fondamentales des différents barrages pleins en fonction de leurs hauteurs (H).

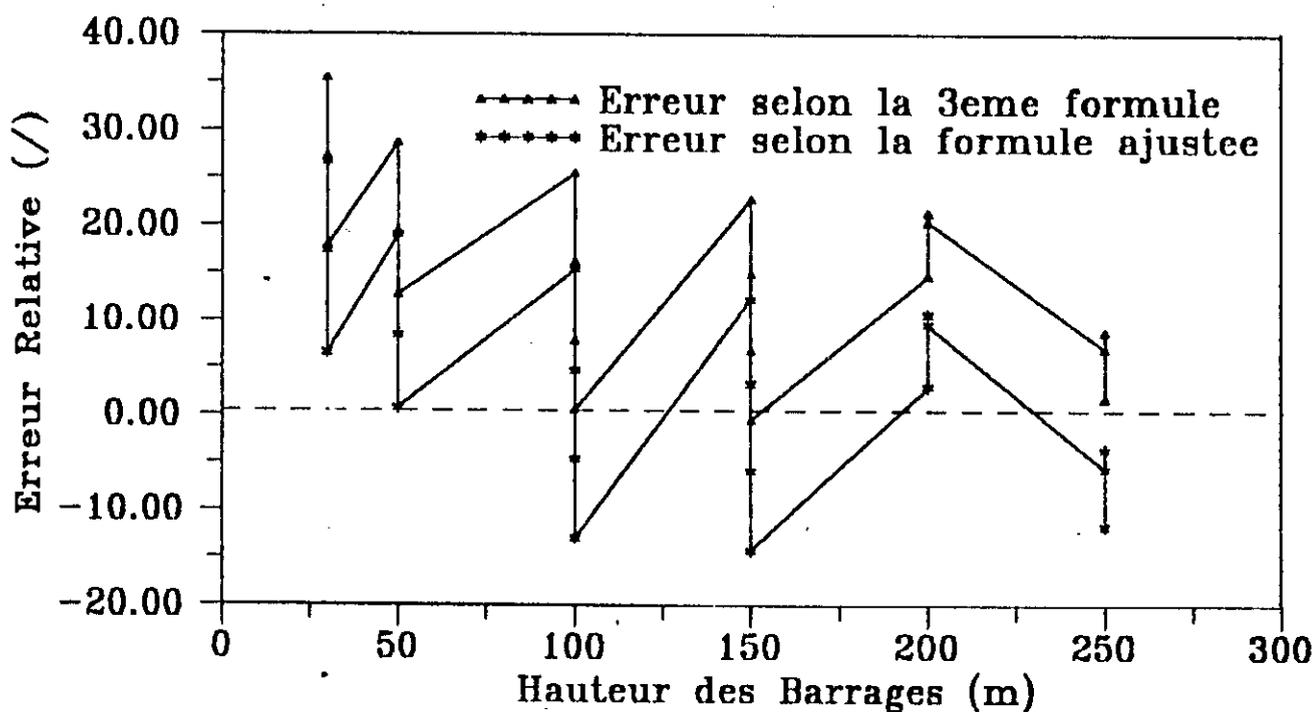


Fig-4.24 : Erreur relative de la relation 3 et de la relation ajustée (passant par l'origine), en fonction de la hauteur (H) des barrages pleins.

CHAPITRE V

METHODES DE CALCUL DE LA REPONSE DYNAMIQUE DES STRUCTURES

Il existe deux approches fondamentales, pour la détermination de la réponse d'une structure, en dynamique linéaire déterministe : une approche fréquentielle et une approche temporelle.

- La première approche, dite fréquentielle, est fondée sur une stratégie qui permet l'étude de la réponse dans le domaine des fréquences via une analyse de type Fourier ou encore de type modalo-spectrale.

- La deuxième approche, dite temporelle, utilise la méthode de superposition modale, basée sur une transformation des coordonnées physiques en coordonnées généralisées, ou la méthode d'intégration directe qui traite le problème dans ses coordonnées physiques spatio-temporelles via divers algorithmes de résolution, explicites ou implicites.

Par ailleurs, il convient de noter que les résultats obtenus dans l'analyse dynamique des systèmes fluide-sols-barrages dépendent également des modèles mathématiques établis pour simuler les comportements de la structure, de la fondation, du réservoir et des conditions de chargement dynamique.

Le présent chapitre a pour objet de rappeler brièvement les principes de base généraux de l'analyse dynamique des structures et permettre au lecteur d'en dégager la stratégie la mieux adaptée (donc la plus fiable et la plus performante), en vue de l'analyse dynamique des systèmes complexes fluide-sol-barrages de l'interaction sismique de leurs sous systèmes constitutifs.

EQUATION DU MOUVEMENT :

Le système d'équations d'équilibre dynamique d'une structure à N degrés de liberté, s'exprime pour une excitation à la base par :

$$\left[M \right] \left\{ \ddot{U} \right\} + \left[C \right] \left\{ \dot{U} \right\} + \left[K \right] \left\{ U \right\} = \left\{ F(s, t) \right\} = - \left[M \right] \left\{ r \right\} \ddot{U}_g(t) \quad [5.11]$$

où

- $\left[M \right]$: matrice masse.
- $\left[C \right]$: matrice d'amortissement.
- $\left[K \right]$: matrice de rigidité.
- $\left\{ F(s, t) \right\}$: chargement dynamique extérieur.
- $\ddot{U}_g(t)$: accélération du sol.

$\left\{ r \right\}$: vecteur caractérisant la direction suivant laquelle s'exerce cette accélération (vecteur des coefficients d'influence).

s, t : paramètres représentant les dépendances spatiales et temporelles respectivement du chargement dynamique extérieur.

avec :

$$r_i = \begin{cases} 1 & \text{si } i \text{ correspond à la direction du déplacement du sol} \\ 0 & \text{dans le cas contraire} \end{cases}$$

Les vecteurs dépendant du temps $\left\{ U \right\}$, $\left\{ \dot{U} \right\}$ et $\left\{ \ddot{U} \right\}$ représentent respectivement les déplacements, vitesses et accélérations.

Pour la résolution de l'équation linéaire d'équilibre dynamique, il existe plusieurs stratégies [43],[44], [48], parmi

lesquelles on peut citer :

- Analyse dynamique dans le domaine fréquentiel de type Fourier.
- La Méthode d'analyse spectrale.
- Analyse dynamique par superposition modale.
- Analyse dynamique par intégration directe (pas à pas).

V-1 ANALYSE DYNAMIQUE DANS LE DOMAINE FREQUENTIEL :

Cette méthode permet, par le biais d'une transformation mathématique de type FOURIER [48], de reporter sur les fréquences la résolution qui se fait dans le temps.

Ainsi, le vecteur des forces extérieures étant décomposé de la manière suivante :

$$\{F(t)\} = \int_{-\infty}^{+\infty} \{F(\omega)\} e^{i\omega t} d\omega \quad [5.2]$$

On est amené à chercher la solution de l'équation de mouvement par transformée inverse de Fourier sous la forme :

$$\{U(t)\} = \int_{-\infty}^{+\infty} \{U(\omega)\} e^{i\omega t} d\omega \quad [5.3]$$

où la transformée de Fourier $\{U(\omega)\}$ est donnée par :

$$\left(\left[K \right] + i\omega \left[C \right] - \omega^2 \left[M \right] \right) \{U(\omega)\} = \{F(\omega)\} \quad [5.4]$$

Ce système doit être résolu alors sur toute une gamme de valeurs de ω .

sur les efforts et il n'y a " aucune " possibilité de traiter les propriétés non-linéaires, si ce n'est de manière très approximative par l'utilisation de construction spectre non-linéaire.

V-3 ANALYSE DYNAMIQUE PAR SUPERPOSITION MODALE :

Grâce à sa simplicité, cette méthode a trouvé une application très étendue dans de nombreux domaines d'application; elle permet, par l'utilisation des modes propres de vibration ou une autre base de vecteurs (telle que celle des vecteurs de Ritz, comme nous le verrons dans ce qui suit), de transformer l'ensemble des équations de mouvement et des inconnues du problème initial discrétisé, en un autre ensemble équivalent plus facilement résolvable.

Dans la méthode de superposition modale traditionnelle, on utilise des coordonnées modales qui permettent en effet, le découplage sous certaines conditions, des équations de mouvement pour aboutir à un système d'équations que l'on peut résoudre indépendamment les unes des autres.

L'utilisation des vecteurs propres exacts dans l'analyse dynamique par superposition modale, présente un certain nombre de problèmes, souvent occultés par le concepteur :

- La solution du problème aux valeurs et vecteurs propres exacts est très couteuse pour les structures complexes.
- Le nombre de vecteurs propres retenus pour obtenir une solution dynamique précise n'est connu qu'après la résolution complète du problème des valeurs et vecteurs propres.
- Le système des vecteurs propres ne dépend pas directement des efforts et ne permet donc pas toujours d'éliminer les modes peu significatifs.
- Il n'a pas été prouvé, à ce jour, que le choix des vecteurs propres comme base de réduction des coordonnées généralisées,

dans l'analyse dynamique par superposition modale, soit indiscutablement meilleur que tout autre système de base orthogonale.

En pratique, la méthode de superposition modale est basée sur l'utilisation d'une base modale tronquée, ce qui conduit naturellement à des résultats approchés. L'inexactitude, due à l'effet de troncature, est à l'élimination des composantes du chargement orthogonales aux vecteurs inclus dans la solution.

V-3.1 TECHNIQUE DES VECTEURS DE RITZ :

Comme, il a été déjà signalé, la base des vecteurs de Ritz est utilisée pour transformer un problème de valeurs propres de grande taille en un problème de dimension plus réduite, permettant, entre autre, de réduire le coût en temps machine et en capacité de mémoire de manière significative.

La technique des vecteurs de RITZ permet ainsi de résoudre efficacement des problèmes en dynamique linéaire régis par des équations fondamentales de mouvement de la forme (5.1).

Dans la plupart des cas, et notamment en génie sismique le vecteur chargement $\{F(s,t)\}$ peut être décomposé en un produit :

- d'une fonction spatiale : $\{f(s)\}$
- et une fonction temporelle : $g(t)$

telles que :

$$\{F(s,t)\} = \{f(s)\} g(t) \quad [5.10]$$

Dans le cas d'un chargement sismique dans une direction donnée, un seul vecteur est nécessaire, puisque $\{f(s)\}$ est un vecteur qui contient les termes de masse dans la direction de chargement et $g(t)$ représente l'accélération sismique d'entrée .

Après la détermination de L vecteurs de Ritz (Cf. Chap.4), le système original d'équations d'ordre NxN (5.1), sera réduit à un système d'ordre LxL, en utilisant la transformation de déplacement dans la base des vecteurs de Ritz :

$$\{U(s, t)\} = [X(s)] \{z(t)\} \quad [5.11]$$

ou en simplifiant l'écriture par omission des paramètres s et t :

$$\{U\} = [X] \{z\} \quad [5.12]$$

où

$\{z\}$: vecteur des fonctions de temps (à déterminer) de dimension L.

$[X]$: matrice des fonctions de formes (vecteurs de Ritz) de dimension NxL.

Par simple dérivation, les vecteurs vitesse et accélération s'écriront :

$$\{\dot{U}\} = [X] \{\dot{z}\} \quad [5.13]$$

$$\{\ddot{U}\} = [X] \{\ddot{z}\} \quad [5.14]$$

En substituant les équations (5.11), (5.12) et (5.13) dans (5.1) et prémultipliant cette dernière par X^T , le système d'équations d'équilibre dynamique devient :

$$[M^*] \{\ddot{z}\} + [C^*] \{\dot{z}\} + [K^*] \{z\} = \{f^*(s)\} g(t) \quad [5.15]$$

où :

$$\begin{cases} [M^*] = \{X\}^T [M] \{X\} \\ [K^*] = \{X\}^T [K] \{X\} \\ [C^*] = \{X\}^T [C] \{X\} \\ \{f^*\} = \{X\}^T \{f\} \end{cases} \quad [5.16]$$

Dans la base des vecteurs propres, les matrices $[M^*]$ et $[K^*]$ sont diagonales et si l'amortissement est supposé de type modal, la matrice $[C^*]$ sera aussi diagonale. L'équation (5.1) sera en conséquence réduite à un système découplé, d'équations différentielles linéaires de second ordre, chaque équation pouvant être résolue pour la fonction inconnue $z(t)$ en utilisant une des méthodes de résolution standard.

D'autre part, si $[X]$ est une matrice des vecteurs de Ritz, les matrices $[C^*]$ et $[K^*]$ d'ordre $L \times L$ ne seront pas diagonales et la solution de ce système d'équations couplées peut être obtenue par un minimum d'effort numérique, puisque L est toujours petit comparé à la taille du système complet d'ordre N .

V-3.2 SOLUTION DU SYSTEME COMPLET :

Après la génération des vecteurs de RITZ par cette approche, le système des équations couplées de l'ordre $N \times N$ sera réduit, pour obtenir un système d'équations (5.15), de l'ordre $L \times L$ ($L < N$).

Dans le cas d'un chargement sismique, le nombre de vecteurs de basses fréquences participant à la réponse est limité, de sorte que la taille de ce système d'équation sera toujours petite (inférieur à 50 en pratique), tandis que l'ordre du système original d'équations d'équilibre dynamique (5.1) peut être de plusieurs milliers.

Le système d'équations réduit (5.15) est résolu directement par une méthode d'intégration pas à pas, qui sera décrite dans ce qui suit :

V-4 ANALYSE DYNAMIQUE PAR INTEGRATION DIRECTE :

Cette méthode consiste à résoudre les équations du mouvement à divers instants par une procédé d'intégration directe, et traite le problème dans ses coordonnées spatio-temporelles réelles .

Autrement dit, connaissant les vecteurs des déplacements, vitesses

et accélérations à l'instant initial $t = 0$, on calcule successivement ces même vecteurs aux instants $\Delta t, 2\Delta t, \dots, t+\Delta t$..etc, Δt étant le pas d'intégration.

Plusieurs types d'algorithmes d'intégration pas à pas sont disponibles [43],[44]. On peut citer entre autres :

- Méthode de l'accélération linéaire
- Méthode α de HILBERT
- Méthode de HOUBOLT
- Méthode β de NEWMARK
- Méthode θ de WILSON

V-4-1 PRINCIPE DE RESOLUTION :

- La durée du mouvement est divisée en intervalles de temps Δt (généralement égaux)
- Les caractéristiques des matrices $[M]$, $[C]$ et $[K]$ sont constantes dans l'intervalle étudié, mais peuvent prendre d'autres valeurs dans l'intervalle suivant - ce qui permet le traitement des problèmes non linéaires -,
- jusqu'au temps (t) : $\{U(t-\Delta t)\}$ et $\{U(t)\}$ sont connus, l'équilibre des forces est assuré à l'instant t .
- au temps $(t+\Delta t)$: $\{U(t+\Delta t)\}$ est à déterminer, l'équilibre des forces est à prouver .

V-4-2 METHODES EXPLICITES :

La méthode explicite la plus répandue est la méthode des différences finies. Dans cette méthode, les dérivées successives sont remplacées par des formes linéaires convenablement choisies sur l'espace des fonctions dérivables .

Après le choix des intervalles successifs égaux, on peut écrire :

$$\left\{ \dot{U}(t) \right\} = \frac{1}{2\Delta t} \left[\left\{ U(t+\Delta t) \right\} - \left\{ U(t-\Delta t) \right\} \right] \quad [5.17]$$

$$\left\{ \ddot{U}(t) \right\} = \frac{1}{\Delta t^2} \left[\left\{ U(t+\Delta t) \right\} - 2\left\{ U(t) \right\} - \left\{ U(t-\Delta t) \right\} \right] \quad [5.18]$$

L'équilibre des forces est assuré au temps t .

en reportant $\left\{ \dot{U}(t) \right\}$ et $\left\{ \ddot{U}(t) \right\}$ dans l'équation (5.1), d'où on calcule le déplacement inconnu $\left\{ U(t+\Delta t) \right\}$ en fonction des déplacements connus $\left\{ U(t) \right\}$ et $\left\{ U(t-\Delta t) \right\}$.

Cette méthode qui ne demande que des calculs simples, si les matrices $[M]$ et $[C]$ restent diagonales, exige un incrément Δt très petit pour assurer la stabilité numérique, sinon, les vecteurs déplacements augmentent indéfiniment. Les méthodes explicites sont dites, conditionnellement stables.

V-4-3 METHODES IMPLICITES :

Dans cette méthode, on reste strictement dans l'intervalle $(t, t+\Delta t)$, et les fonctions inconnues $\left\{ U \right\}$, $\left\{ \dot{U} \right\}$ et $\left\{ \ddot{U} \right\}$ à l'instant $(t+\Delta t)$ s'exprime à l'aide de développements limités jusqu'à l'ordre 2 sur Δt :

$$\begin{aligned} \left\{ \dot{U}(t+\Delta t) \right\} &= \left\{ \dot{U}(t) \right\} + \Delta t \left\{ \ddot{U}(t) \right\} \\ \left\{ U(t+\Delta t) \right\} &= \left\{ U(t) \right\} + \Delta t \left\{ \dot{U}(t) \right\} + \frac{\Delta t^2}{2} \left\{ \ddot{U}(t) \right\} \end{aligned} \quad [5.19]$$

Dans le but de mieux décrire l'évolution du phénomène durant Δt , différentes formulations ont été proposées. Parmi elles, deux méthodes seront développées.

V-4-3-1 METHODE DE NEWMARK :

Cette variante peut être vue comme extension de la méthode d'accélération linéaire, où les vitesses et déplacements à la fin de chaque intervalle de temps Δt , seront de la forme :

$$\left\{ \dot{U}(t+\Delta t) \right\} = \left\{ \dot{U}(t) \right\} + \Delta t \left\{ (1-\delta) \left\{ \ddot{U}(t) \right\} + \delta \left\{ \ddot{U}(t+\Delta t) \right\} \right\} \quad [5.20]$$

$$\left\{ U(t+\Delta t) \right\} = \left\{ U(t) \right\} + \Delta t \left\{ \dot{U}(t) \right\} + \Delta t^2 \left\{ (1/2-\alpha) \left\{ \ddot{U}(t) \right\} + \alpha \left\{ \ddot{U}(t+\Delta t) \right\} \right\} \quad [5.21]$$

avec α et δ les paramètres de la méthode, sélectionnés pour produire la stabilité et la précision désirée.

On notera comme paramètres particuliers :

- $\delta = 1/2$ et $\alpha = 1/6$, correspond à un schéma à accélération linéaire, présentant une approche conditionnellement stable.
- $\delta = 1/2$ et $\alpha = 1/4$, correspond à un schéma à accélération constante, présentant une approche inconditionnellement stable.

Sachant qu'il faut assurer l'équilibre des forces à $(t+\Delta t)$, on a :

$$\left[M \right] \left\{ \ddot{U}(t+\Delta t) \right\} + \left[C \right] \left\{ \dot{U}(t+\Delta t) \right\} + \left[K \right] \left\{ U(t+\Delta t) \right\} = - \left[M \right] \{ r \} \ddot{U}_g(t+\Delta t) \quad [5.22]$$

Cette équation d'équilibre (5.22), fournit :

- * la valeur de $U(t+\Delta t)$, puis
- * les valeurs de $\dot{U}(t+\Delta t)$ et $\ddot{U}(t+\Delta t)$.

la durée d'exécution de ce type d'algorithme est proportionnelle au nombre de pas de temps .

V-4-3-1 METHODE DE WILSON :

La méthode de Wilson θ est une modification de la méthode de Newmark dans le sens de l'accroissement des limites de stabilités et d'addition l'amortissent numérique.

Dans le schéma de Wilson, au lieu d'écrire l'équation d'équilibre à l'instant $(t+\Delta t)$, on l'écrit à un instant $t+\theta\Delta t$, avec un increment de temps étendu $\theta\Delta t$ ($\theta > 1$), et on en déduit les valeurs recherchées de l'accélération, de la vitesse et du déplacement à l'instant $t+\Delta t$ pour les utiliser comme conditions initiale dans le prochain pas de temps.

Le schéma classique de Wilson est une modification du schéma de Newmark à accélération linéaire ($\alpha = 1/6$), mais on peut appliquer le même procédé d'extension de l'intervalle au schéma général de Newmark. On obtient un schéma de "Wilson généralisé" paramétré en α , δ et θ , qui contient à la fois le schéma de Newmark ($\theta = 1$) et le schéma de Wilson ($\alpha = 1/6$), décrit dans la table (5.1).

Les méthodes implicites sont inconditionnellement stables :

Selon wilson, le schéma à accélération linéaire ($\alpha=1/6$) est inconditionnellement stable pour $\theta > 1.37$.

Le schéma de Newmark "pur" ($\theta = 1$) est inconditionnellement stable pour :

$$\alpha \geq \frac{1}{4} \left(\delta + \frac{1}{2} \right)^2$$

la recherche de cette stabilité inconditionnelle est motivée par des raisons d'économie, pour pouvoir utiliser un pas de temps relativement grand, tout en ayant une méthode stable où le risque de divergence sur les déplacements n'existant plus.

Ceci, est particulièrement vrai pour les problèmes de nature sismique où la durée des sollicitations est importante et où le nombre de pas de temps atteint couramment plusieurs milliers.

CHAPITRE VI

ANALYSE DYNAMIQUE DES SYSTEMES FLUIDE-BARRAGES-FONDATIONS

VI-1 CONSIDERATION GENERALES :

La majorité des ingénieurs, s'intéressant aux séismes, accordent une importance considérable à la nature du sol intervenant, dans les dommages occasionnés, le plus souvent, aux constructions par un séisme. Ceci étant à l'origine de l'introduction dans les règlements de constructions parasismiques, par les pays les plus avancés dans ce domaine, de quelques prescriptions tenant compte, dans le calcul des structures, de la nature du sol [53], [54].

L'action du sol peut être envisagée à deux points de vue :

- amplification ,
- interaction.

- L'amplification se rapporte à l'action des couches de sol sur la vibration sismique avant que celle-ci n'atteigne la structure.
- L'interaction se rapporte directement à l'effet de la présence des structures sur les mouvements. En d'autres termes, l'ensemble sol-structure constitue un système plus complexe du point de vue de l'analyse dynamique que la structure seule, érigée sur une fondation rigide, ou bien, que le sol de fondation seul, en l'absence de structure à supporter.

La combinaison du sol et de la structure peut donc conduire à un comportement dynamique différent de celui de la structure seule . Littéralement, l'interaction sol-structure traduit la modification du mouvement du sol (ou de la structure), lors d'un séisme du fait de la présence de l'autre composante (structure ou sol).

Les effets d'interaction entre une structure et le sol sous-jacent peuvent se traduire par des effets physiques d'interaction, qui englobent les effets de contraintes et des déformations sur la zone de contact entre le sol et la structure. Les conséquences possibles de ces effets peuvent être une modification de la réponse du sol adjacent à la structure et des changements dans la période ainsi que dans la réponse dynamique de la structure dus aux déformations du sol.

Deux modèles analytiques sont examinés, ci-après, afin d'évaluer ces réponses :

- le modèle à fondation sans masse (MI).
- le modèle d'application de l'accélérogramme enregistré en champ libre à l'interface du barrage-fondation (MII).

Ces deux modèles traduisent deux mécanismes différents d'application du chargement sismique.

Dans ce qui suit, on s'intéressera principalement à la description d'une méthode, très efficace et particulièrement adaptée pour la prise en compte du phénomène d'interaction sismique sol-structure, dite, la méthode des sous-structures.

Les équations gouvernantes seront présentées pour les deux modèles d'application du chargement sismique MI et MII sus-mentionnés.

VI-1-2 METHODE DE PRISE EN COMPTE DU PHENOMENE D'INTERACTION :

La méthode des sous-structures formulée pour la première fois par Przemieniecki en 1963, permet d'appréhender de manière élégante l'analyse dynamique des structures complexes. Ce type de méthode consiste à subdiviser une structure en parties appelées sous-structures qui sont analysées séparément pour obtenir des relations forces-déplacements aux interfaces entre sous-structures [51], [52]. Ces relations d'équilibre sont alors combinées ce qui permet la résolution du problème global.

VI-1-2-1 METHODE DES SOUS-STRUCTURES

Le principe de base de la méthode des sous-structures est illustré sur la figure (6.1), qui montre une décomposition d'un système sol-barrage en sous-structures permettant de définir pour chaque sous-structure des degrés de liberté de liaisons et des degrés de liberté internes; les deux sous-structures sont d'abord condensées à leurs degrés de liberté de liaison et sont assemblées ensuite pour permettre l'analyse de la structure complète.

La méthode de condensation de Guyan à plusieurs niveaux peut être utilisée à cette effet. Elle est illustrée sur la figure (6.1), pour le cas de deux niveaux de sous-structuration. Dans ce cas, le principe de la méthode consiste dans une première phase à effectuer une condensation de Guyan pour chaque sous-structure en retenant comme degrés de liberté dynamique, des degrés de liberté d'interface ainsi que certains degrés de liberté internes.

Dans une deuxième phase, on effectue l'assemblage des matrices condensées des sous-structures et on élimine par condensation de Guyan certains degrés de liberté d'interface (ou internes aux sous-structures éventuellement), que l'on n'estime pas essentiels dans l'analyse dynamique de la structure complète.

Parmi les avantages de la méthode des sous-structures, on peut citer les aspects suivants :

- Elle permet la préparation des données d'entrée et la vérification des modèles de sous-structures indépendamment les uns des autres. Cet avantage est très important pour l'étude des structures complexes.
- Des modifications dans la conception d'une sous-structure n'entraînent pas la nécessité d'une analyse de la structure complète.

- Lorsque la structure est constituée de sous-ensembles identiques répétitifs, cette méthode permet de minimiser la préparation des données et le temps de calcul.
- Elle permet la résolution la plus économique des problèmes dynamiques de grande taille avec une précision satisfaisante sans pour autant nécessiter des ressources informatiques sophistiquées.

VI-1.2.2 FORMULATION DES DEUX MODELES D'APPLICATION DE CHARGEMENT SISMIQUE :

VI-1.2.2-1 : MODELE MI : MODELE A FONDATION SANS MASSE

Il s'agit d'un modèle qui a été appliquée dès le début des années 80 par Clough [63], "modèle dit de Taylor", sur l'analyse sismique des barrages en béton, puis ensuite développé par d'autres chercheurs [64], [65]. Dans ce modèle, l'accélérogramme, enregistré en champ libre, appliqué à la base rigide du sol de fondation (au niveau du lit rocheux) est représentée par le modèle d'éléments finis sans masse, cela permet :

- une réduction considérable dans le nombre de degrés de liberté dynamiques du système sol-barrage, d'une part;
- un fonctionnement élastique du sol de fondation, d'autre part, car en l'absence de masse, seule la flexibilité de la fondation est prise en compte (Interaction cinématique).

L'excitation sismique à la base du barrage, est transmise instantanément à travers le sol de fondation à partir de la base de celui-ci, sans aucun effet de propagation d'ondes. Ceci permet d'éliminer le problème d'amplification artificielle d'accélération en champ libre. En effet, en absence d'influence d'interaction inertiel, barrage-fondation, le même mouvement, en champs libre appliqué à la base de la fondation rocheuse, doit être observé à sa surface. Ainsi, il sera plus approprié d'appliquer le

mouvement de surface du champ libre comme une donnée sismique à la base de la fondation rocheuse, pour ce modèle particulier.

EQUATION GOUVERNANTE :

Les équations exprimant la réponse dynamique du modèle d'éléments finis du système barrage-fondation (Fig-6.2), soumis à la composante sismique horizontale appliquée à la base de la fondation, en supposant une élasticité linéaire des matériaux, peuvent se présenter sous la forme :

$$\left[M \right] \left\{ \ddot{U} \right\} + \left[C \right] \left\{ \dot{U} \right\} + \left[K \right] \left\{ U \right\} = - \left[M \right] \left\{ r \right\} \ddot{U}_g(t); \quad [6.1]$$

où

$\left[M \right], \left[C \right], \left[K \right]$: Matrices assemblées, de masse d'amortissement et de raideur du système global.

Il est important de rappeler que dans ce modèle, la masse du sol de fondation est considérée comme nulle.

$\left\{ \ddot{U} \right\}, \left\{ \dot{U} \right\}, \left\{ U \right\}$: Vecteurs accélération, vitesse et déplacement des points nodaux

$\ddot{U}_g(t)$: l'évolution dans le temps de l'accélération du sol dû au séisme.

$\left\{ r \right\}$: vecteur colonne caractérisant la direction dans laquelle s'exerce cette accélération (vecteur des coefficients d'influence).

VI-1.2.2.2 MODELE MII : MODELE A INTERFACE ACCELERE PAR UN MOUVEMENT ENREGISTRE EN CHAMP LIBRE

Le modèle MII peut être considéré comme une version améliorée du modèle MI. Les deux modèles MI et MII, utilisent l'accélérogramme original du champ libre. Néanmoins, pour le modèle MI, ceci est

Modele 1 :

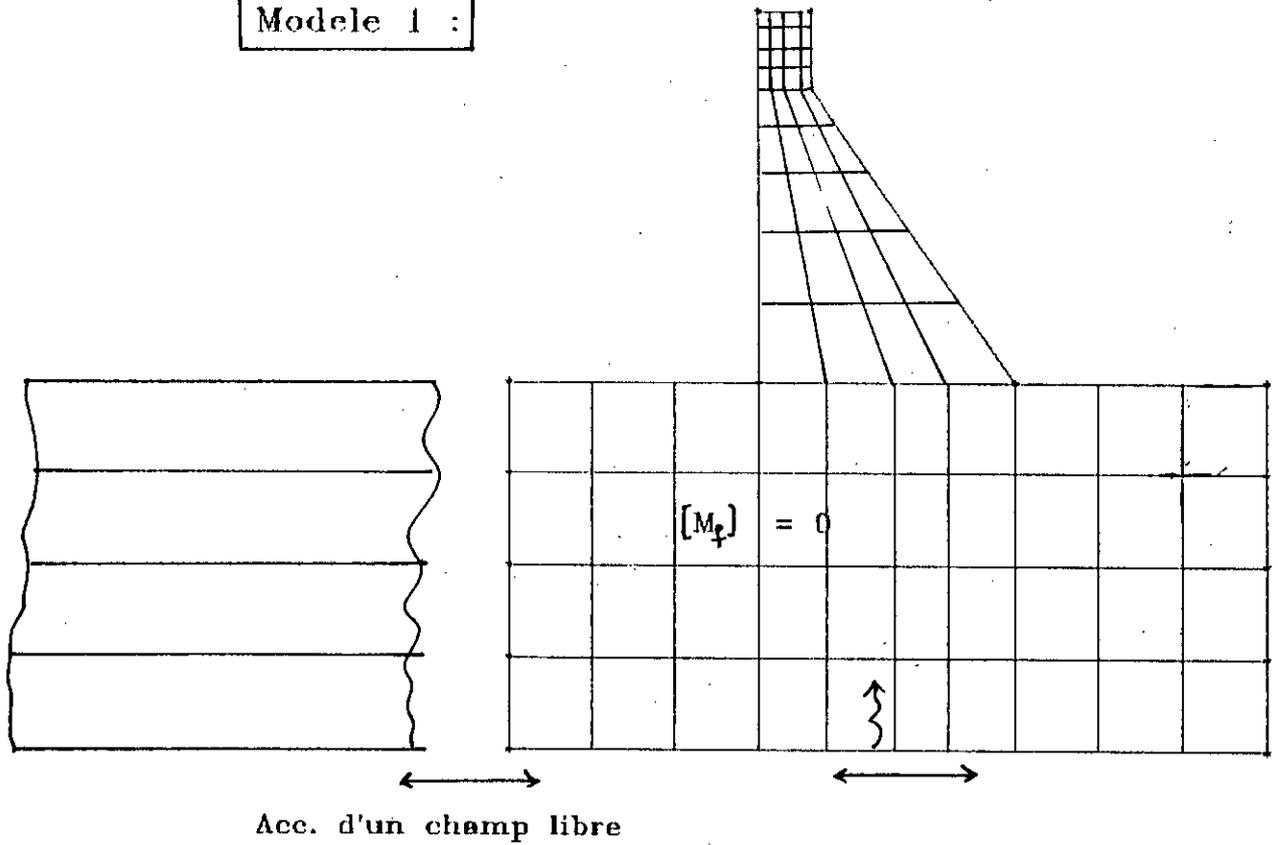


Fig-6.2 Représentation du modèle MI

Modele 2 :

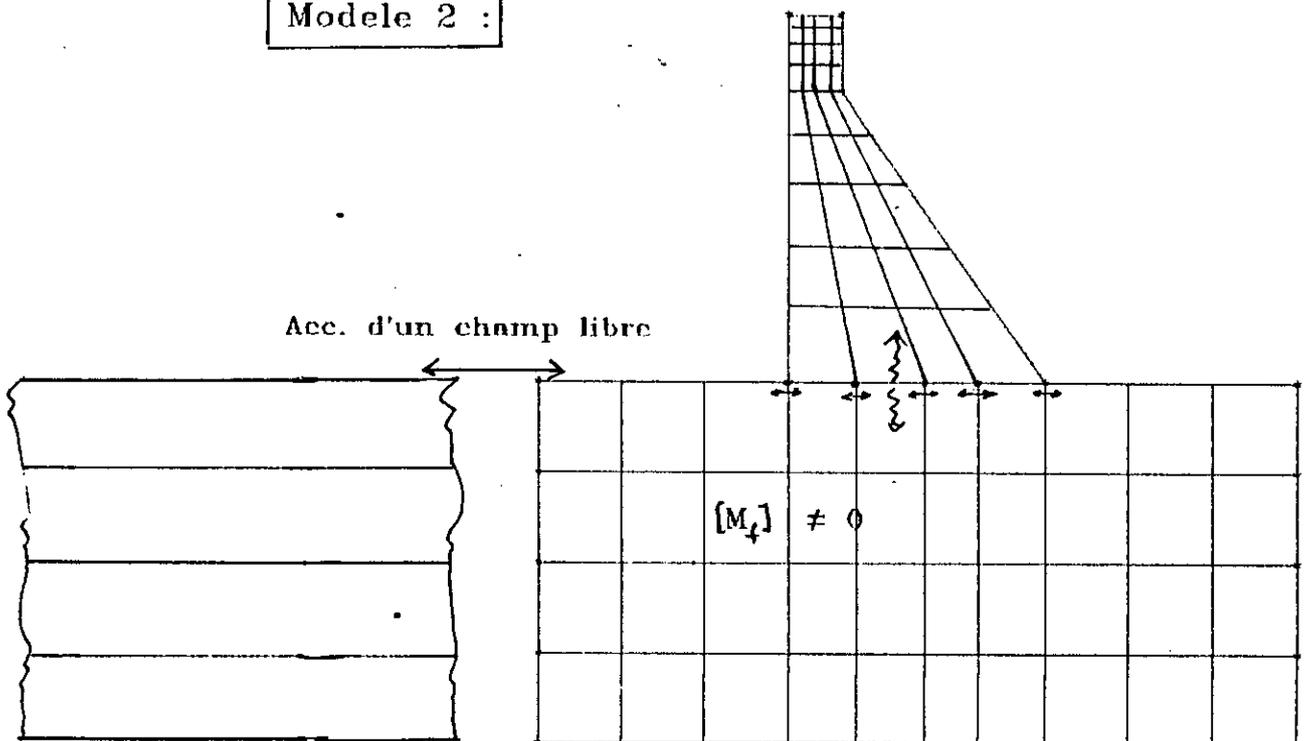


Fig-6.3 Représentation du modèle MII

valable par la négligence des effets d'inertie de la fondation rocheuse, en revanche, pour le modèle MII ceci est simplement introduit par une réécriture de l'équation du mouvement, en terme de mouvement de champ libre.

Il est à noter, du fait de la prise en compte de l'effet inertiel supplémentaire, introduit par la masse du sol de fondation, d'une part, et d'un mécanisme de dissipation d'énergie plus réaliste d'autre part, que le modèle MII, d'interaction dynamique barrage-fondation, semble être relativement plus réaliste que le modèle MI,

EQUATION GOUVERNANTE :

Dans ce modèle, les équations du mouvement sont obtenues par référence à la (Fig-6.3), schématisant un ensemble typique sol-structure, dans le cas du modèle d'interaction dynamique MII.

EQUATION DU MOUVEMENT DU SOL (CHAMP LIBRE) :

La réponse en champ libre sous l'action de l'excitation de la base du rocher est exprimée par l'équation :

$$[m_f]\{\ddot{U}_f\} + [c_f]\{\dot{U}_f\} + [k_f]\{U_f\} = \{F_b\} \quad [6.2]$$

où

$$\{F_b\} = - [m_b]\{\ddot{U}_b\} - [c_b]\{\dot{U}_b\} - [k_b]\{U_b\}$$

$[m_f], [c_f], [k_f]$: Propriétés du sol de fondation existant avant la construction du barrage.

$\{U_f\}$: Déplacement en champ libre.

$\{F_b\}$: Force effective exercée par la base du rocher de fondation sur le modèle d'élément finis.

$[m_b], [c_b], [k_b]$: Matrices de couplage exprimant les forces appliquées aux noeuds internes du sol de fondation, produites par les mouvements imposés aux noeuds périphériques du rocher $\{U_b\}$.

EQUATION DU MOUVEMENT DU SYSTEME COMBINE :

Après la construction du barrage, l'équation d'équilibre devient :

$$[m_f + m_d] \left\{ \ddot{U}_f + \ddot{U}^t \right\} + [c_f + c_d] \left\{ \dot{U}_f + \dot{U}^t \right\} + [k_f + k_d] \left\{ U_f + U^t \right\} = \{F_b\} \quad [6.3]$$

où :

$[m_d], [c_d], [k_d]$: Propriétés du barrage.

$\{U^t\}$: Réponse ajoutée, résultant de la superposition du barrage et du système libre .

La forme de cette équation (6.3) n'est pas toujours utilisée, car la sollicitation sismique $\{F_b\}$, dans cette dernière, est exprimé en termes de mouvement de la base rocheuse. Après substitution de l'équation (6.2) dans l'équation (6.3), l'équation en terme de réponse ajoutée s'écrira :

$$[m_f + m_d] \{\ddot{U}^t\} + [c_f + c_d] \{\dot{U}^t\} + [k_f + k_d] \{U^t\} = -[m_d] \{\ddot{U}_f\} - [c_d] \{\dot{U}_f\} - [k_d] \{U_f\} \quad [6.4]$$

On peut simplifier cette équation par séparation du déplacement ajouté et du déplacement de champ libre comme suit :

$$\{U^t\} = \begin{Bmatrix} U_d^t \\ U_g^t \\ U_a^t \end{Bmatrix} \quad \{U_f\} = \begin{Bmatrix} 0 \\ U_g \\ U_a \end{Bmatrix} \quad [6.5]$$

Dans ces expressions, les trois niveaux de partition correspondent respectivement aux degrés de liberté du barrage, à ceux de l'interface de contact et enfin à ceux du sol de fondation (contact exclus).

Toutes les matrices des propriétés physiques sont partagées en conséquence, de sorte que les matrices de masse du barrage et de la fondation peuvent être écrites sous la forme suivante :

$$[m_d] = \begin{bmatrix} m_{dd} & m_{dg} & 0 \\ m_{gd} & m_{gg} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad [m_f] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_{gg} & m_{ga} \\ 0 & m_{ga} & m_{aa} \end{bmatrix} \quad [6.6]$$

Une expression similaire peut être écrite pour les matrices de raideurs :

$$[k_d] = \begin{bmatrix} k_{dd} & k_{dg} & 0 \\ k_{gd} & k_{gg} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad [k_f] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & k_{gg} & k_{ga} \\ 0 & k_{ga} & k_{aa} \end{bmatrix} \quad [6.7]$$

et pour les matrices d'amortissement :

$$[c_d] = \begin{bmatrix} c_{dd} & c_{dg} & 0 \\ c_{gd} & c_{gg} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad [c_f] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & c_{gg} & c_{ga} \\ 0 & c_{ga} & c_{aa} \end{bmatrix} \quad [6.8]$$

La substitution des matrices exprimées par les équations (6.5), (6.6), (6.7), et (6.8) dans l'équation (6.4) conduit à :

$$[m_f + m_d]\{\ddot{U}\} + [c_f + c_d]\{\dot{U}\} + [k_f + k_d]\{U\} = \\ = - \begin{bmatrix} m_{dg} \\ m_{gg} \\ 0 \end{bmatrix} \{\ddot{U}_g\} - \begin{bmatrix} c_{dg} \\ c_{gg} \\ 0 \end{bmatrix} \{\dot{U}_g\} - \begin{bmatrix} k_{dg} \\ k_{gg} \\ 0 \end{bmatrix} \{U_g\} \quad [6.9]$$

Cette équation de mouvement peut être en outre réécrire sous une forme simple, en exprimant la réponse ajoutée $\{U^t\}$ comme la somme du mouvement pseudo-statique induit par les déplacements imposés aux limites et du mouvement dynamique lié aux mouvements des supports fixes (Fig-6.4), c'est-à-dire :

$$\{U^t\} = \{U_d\} + \{U_d^s\} \quad [6.10]$$

où :

$\{U_d\}$: est la composante dynamique

$\{U_d^s\}$: est la composante pseudo-statique

La composante pseudo-statique est obtenue par l'équation statique déduit de l'équation (6.9) par élimination des termes dynamiques, soit :

$$[k_f + k_d]\{U_d^s\} = - \begin{bmatrix} k_{gd} \\ k_{gg} \\ 0 \end{bmatrix} \{U_g\} \quad [6.11]$$

d'où

$$\{U_d^s\} = - [k_f + k_d]^{-1} \begin{bmatrix} k_{gd} \\ k_{gg} \\ 0 \end{bmatrix} \{U_g\} = [r]\{U_g\} \quad [6.12]$$

avec

$$[r] = -[k_f + k_d]^{-1} \begin{bmatrix} k_{gd} \\ k_{gg} \\ 0 \end{bmatrix} \quad [6.13]$$

de sorte que

$$\{U^t\} = \{U_d\} + [r]\{U_g\} \quad [6.14]$$

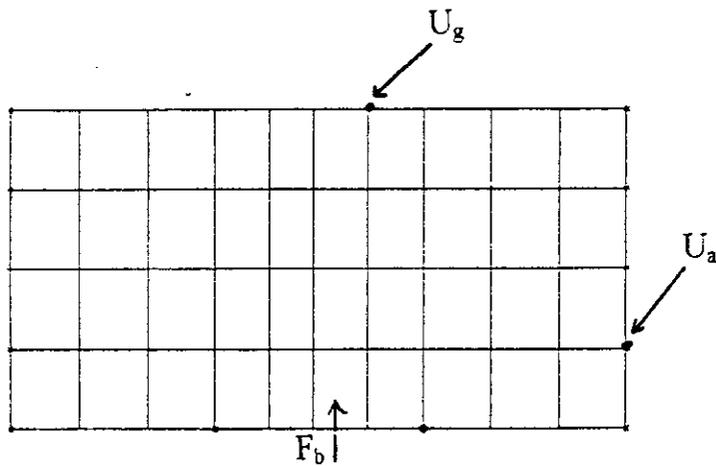
a) Système du Champ libre :

* Caractéristique de la fondation :

$$[M_f] , [C_f] , [K_f]$$

* Déplacements :

$$\{U_f\} = \begin{Bmatrix} U_g \\ U_a \end{Bmatrix}$$



b) Système Combiné :

* Caractéristique du Système :

$$[M_f] + [M_d]$$

$$[C_f] + [C_d]$$

$$[K_f] + [K_d]$$

* Déplacements : $\{U_f\} + \{U^t\}$

$\{U^t\}$: Réponse ajoutée résultant de la superposition des deux systèmes.

Fondation :

$$U_a + U_a^t$$

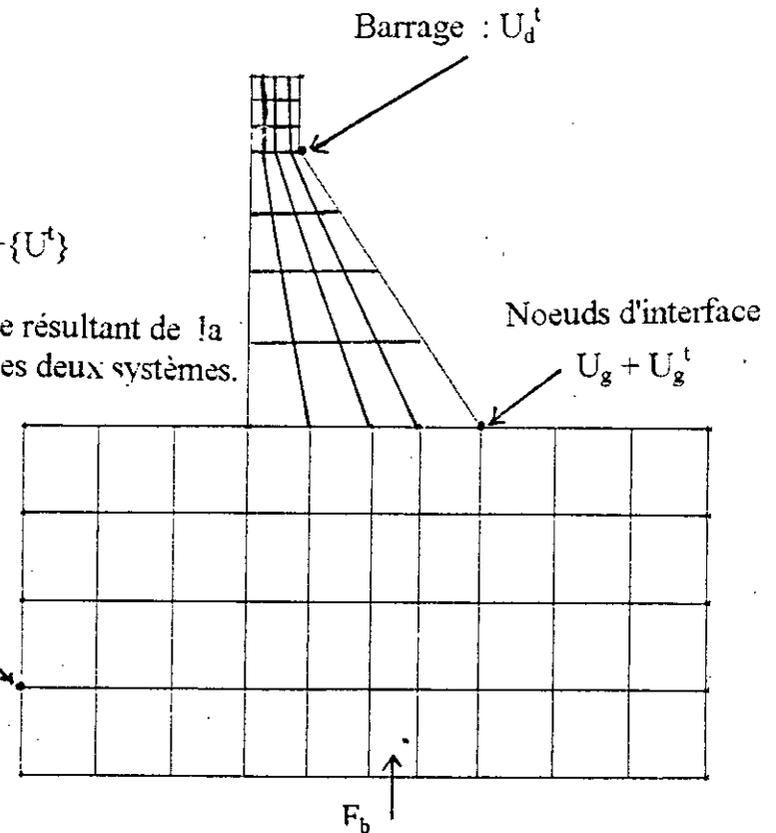


Fig-6.4 : Formulation de l'équation de mouvement du modèle MII par la méthode des Sous-Structures

$[r]$: matrice des coefficients d'influence exprimant les déplacements pseudo-statiques résultant de l'application statique de déplacements unitaires du champ libre aux degrés de liberté de l'interface de contact.

L'équation (6.14) permet de réécrire finalement l'équation de mouvement (6.9), sous la forme simplifiée :

$$[m_f + m_d]\{\ddot{U}_d\} + [c_f + c_d]\{\dot{U}_d\} + [k_f + k_d]\{U_d\} = - \left\{ [m_f + m_d]\{r\} + \begin{bmatrix} m_{dg} \\ m_{gg} \\ 0 \end{bmatrix} \right\} \{\ddot{U}_g\} \quad [6.15]$$

Cette équation de mouvement permet la prise en compte du phénomène d'interaction sol - structure, en utilisant directement la composante d'accélération en champ libre $\{\ddot{U}_g\}$ à travers la méthode des sous-structures.

Il y a lieu, cependant, de signaler, d'après la formulation des équations de mouvement, que le modèle MII est basé sur les hypothèses suivantes :

- Le terme dépendant de la rigidité dans le second membre de l'équation (6.15) n'apparaît pas dans l'expression du vecteur des forces effectives, du fait que le déplacement pseudo-statique vérifie la relation :

$$[k_f + k_d][r] + \begin{bmatrix} k_{gd} \\ k_{gg} \\ 0 \end{bmatrix} = [0] \quad [6.16]$$

découlant directement de l'équation (6.13).

- Pour une mise en oeuvre pratique de la formulation des équations de mouvement d'interaction associées au modèle MII, le terme dépendant de l'amortissement dans le second membre de l'équation (6.15) a été omis, les forces correspondantes étant supposées négligeables, du fait que la matrice d'amortissement peut être définie de manière directement proportionnelle à la matrice des raideurs, ce qui nous permet d'imposer une condition équivalente à la condition de la rigidité (Eq.6.16), ou encore du fait que les coefficients d'amortissements eux même sont négligeables.
- Les noeuds de l'interface subissent la même accélération du champ libre (hypothèse dite de mouvement sismique uniforme).

VI-2 INTERACTION FLUIDE-STRUCTURE

La réponse d'un barrage-poids au tremblement de terre est influencée par la pression hydrodynamique générée sur la face amont due à la déformation du barrage et au mouvement du sol.

Le problème de détermination de la pression hydrodynamique en cas de tremblement de terre est une partie essentielle de la tâche générale, qui consiste à assurer la stabilité sismique des structures. Les étapes à suivre pour résoudre ce genre de problème sont les suivantes :

- a- formulation du problème,
- b- recherche d'un système acceptable d'hypothèses concernant :
 - le type de barrage et les différentes formes qui en découle,
 - la nature de la fondation (rigide, élastique, ...),
 - la nature du tremblement de terre (surtout son sens de propagation)
- c- recherche de modèles mathématiques.

En général on est contraint de chercher une solution exacte mais uniquement pour des cas de calcul plus simple. A partir de ces solutions on évalué le rôle et l'influence des différents facteurs afin d'en tirer des conclusions pratiques et recommandations, qui peuvent être utiles pour la sécurité des barrages.

La première approche de ce problème a été abordée par WESTERGAARD [18], qui a calculé la répartition des pressions sur un écran vertical limitant un réservoir semi-infini de profondeur constante dans l'hypothèse d'un mouvement horizontal harmonique de l'écran de période T (Fig-3.4).

Il évident que la solution du problème de détermination des pressions hydrodynamiques, compte tenu de la compressibilité de l'eau, dépend du lien qui existe entre la fréquence du séisme et la fréquence naturelle du liquide considère comme milieu acoustique.

Le problème de compressibilité de l'eau à été pris en considération dans une étude faite par Westergaard, et d'après ces résultats, il a remarqué que pour une hauteur du parement limitée à 100 m, l'augmentation en pression n'excède pas 5 % , alors la compressibilité peut être négligée, ce qui a été fait dans la plupart des recherches.

L'effet du fluide non compressible peut être simplement pris en compte par ajout d' une masse appropriée à chaque noeud de contact barrage-fluide du parement amont (Cf. figures 3.5 et 3.6) donc selon la structure, le fluide peut introduire :

- un effet d'inertie (qui s'ajoute à l'inertie de la structure)
- un effet de compressibilité (qui produit des modes de résonance de la mécanique acoustique)

- un effet de viscosité (qui produit un facteur d'amortissement ajouté)

EFFET D'INERTIE :

Selon Westergaard [18], l'effet du fluide sur la structure est caractérisé par l'adjonction à la matrice masse de la structure d'une matrice dite matrice des masses ajoutées.

EFFET DE COMPRESSIBILITE :

Il engendre un effet d'amortissement qui correspond à l'absorption des ondes sismiques à l'infini. Cet effet est toujours très faible par rapport aux autres effets amortisseurs rencontrés dans la structure, sauf dans le cas de grand barrage où les résultats négligeant cet effet sont sans significations.

Des études effectuées par Chopra [66] à l'Université de Californie, Berkeley, semble indiquer que la présence d'une couche de vase a pour résultat une réduction importante du phénomène de compressibilité et de réflexion, autrement dit que la vase est parfois bénéfique.

EFFET DE LA VISCOSITE :

Contrairement à l'effet d'inertie et à l'effet de compressibilité (quand il est important), l'effet de viscosité est souvent faible et ne modifie quasiment pas les fréquences de résonance et les déformées modales des structures.

Pratiquement, l'effet de la viscosité du fluide ne devient non négligeable par rapport aux autres causes d'amortissement, que dans le cas d'un fluide confiné, comme par exemple le cas d'une lame fluide mince limitée par deux coques.

SOLUTION DE WESTERGAARD :

Il est également rappelé que la solution de Westergaard est fondée sur les hypothèses suivantes :

- * Le système barrage-réservoir est considéré bi-dimensionnel.

- * Les déplacements sont très petits devant les dimensions du barrage.
- * Le fluide est incompressible.
- * Le barrage et sa base sont considérés rigides.

La solution exacte donnée par Westergaard est exprimée sous forme d'un développement en série de fonctions sinusoïdales :

$$P(z) = \frac{8 \alpha H \gamma_v}{\pi^2} \sum_{1,3,5} \frac{1}{n^2 C_n} \sin \left(\frac{n \pi}{2 H} z \right) \quad [6.15]$$

avec :

$$C_n = \sqrt{1 - \frac{16 \gamma H^2}{n^2 g k T^2}} = \left[1 - \frac{1}{n^2} \left(\frac{T_0}{T} \right)^2 \right]^{1/2} \quad [6.16]$$

et
$$T_0 = \frac{4 H}{C}$$

où :

P : pression sur l'écran

α : coefficient de l'intensité sismique en direction horizontale, sur le site

γ_v : poids volumique de l'eau

H : profondeur du réservoir

k : module de compressibilité de l'eau

T : période du mouvement de l'écran, supposé harmonique

T_0 : période propre du réservoir

C : célérité des ondes de compression dans l'eau ($C \cong 1440$ m/s)

On constate que le terme correctif $\frac{1}{n^2} \left(\frac{T_0}{T} \right)^2$ dû à la compressibilité de l'eau est négligeable, dès que la période propre du réservoir (T_0) est petite devant la période propre de l'écran.

Dans le cas où la compressibilité de l'eau est négligeable, il est possible d'établir une expression approchée de forme parabolique ou elliptique, indépendante de la période de vibration de l'écran. Parmi les relations recommandées pour ces répartitions on cite :

- La répartition parabolique de Westergaard :

$$p(z) = \frac{7}{8} \alpha \gamma_v \sqrt{H z} \quad [6.17]$$

- La répartition elliptique de Karman :

$$p(z) = 0.707 \alpha \gamma_v \sqrt{z(2H - z)} \quad [6.18]$$

- Pour l'évaluation de la pression hydrodynamique, M. Hatanaka [59] recommande d'introduire, dans la relation de Westergaard, un coefficient d'amplification C_0 . En cas d'un mouvement du sol de type choc ce coefficient peut atteindre sa valeur maximale estimée à 1,5. Cette relation devient ainsi :

$$p(z) = \frac{7}{8} C_0 \alpha \gamma_v \sqrt{H z} \quad [6.19]$$

- Le règlement italien des barrages recommande, pour les pressions hydrodynamiques dues à un tremblement de terre, une distribution de pression très simplifiée. La pression étant uniforme sur toute la hauteur du barrage et vaut :

$$p(z) = 0.5 \alpha \gamma_v H \quad [6.20]$$

CHAPITRE VII

ETUDE DE CAS : BARRAGE DE OUED-FODDA

VII.1 BREF HISTORIQUE SUR LE BARRAGE DE L'OUED FODDA :

Le barrage de l'Oued Fodda est le premier en date des grands ouvrages modernes construits en Algérie, le début de sa mise en eau remontant à la fin de l'année 1932. C'est aussi le plus élevé (101 m), et le volume de sa retenue (228 millions de m³) le place immédiatement après le barrage du Gribet (280 millions de m³) au point de vue capacité.

Cette antériorité s'explique par la simplicité exceptionnelle des problèmes que posait sa construction. En effet, à 10 Km environ en amont d'un village du Chelef, la vallée de l'Oued Fodda s'encaisse en une gorge profonde à travers un massif calcaire connu sous le nom de "Koudiat Larouah" (Fig-7.1). Cette entaille verticale, haute d'une centaine de mètres, s'imposa dès l'abord lorsqu'il fut question de trouver des emplacements de barrage. Elle affectait en effet une roche solide et livrait passage à un Oued de débit important, dont le cours inférieur arrosait une région déjà pleine de promesse au point de vue agricole. Ce problème d'emplacement fut posé en 1910 dans un rapport présenté par E. FICHEUR, dans lequel trois emplacements possibles ont été indiqués après avoir établi une stratigraphie du site [65].

Le problème des risques d'origine sismique et des risques d'envasement fut posé en 1924 au géologue A. BRIVES [66].

En ce qui concerne l'envasement, il fut estimé que l'apport solide

moyen de l'Oued Fodda serait de 500 000 m³/an. Vu la grande capacité de retenue, on pouvait très bien se résigner à garder tout la vase dans la retenue.

Tandis que pour les risques d'origine sismique, le rapport décrit, le dôme du Koudiat Lerouah (l'emplacement du barrage) comme particulièrement résistant et peu sensible de dislocation malgré les failles reconnues. Cependant, la mise en eau donna lieu en 1933 à de fréquents ébranlements du sol, comparables à des secousses sismiques.

Une étude de la Compagnie Générale de Géophysique [60] rechercha les causes de ces secousses :

- d'une part, par analyse chimique et électrique d'eaux de résurgence;
- d'autre part, par une étude sismique permettant la détermination de la forme des secousses et la position des centres d'ébranlement.

Il résulta de ces études que ces secousses présentent la forme d'un choc bref apériodique et à front raide, incompatible avec une hypothèse d'éboulement dont la forme serait nécessairement molle, ainsi on en conclut que ces phénomènes n'étaient pas inquiétants pour l'avenir.

Aussi, il est à noter que le barrage a subit, le 09 Septembre 1954 un tremblement de terre, dont les conséquences, aucun dégât n'a été signalé, les débits des fuites étaient restés stationnaire, et lors de séisme d'El Asnam, de 10 Octobre 1980 , le barrage à été violemment secouer, dont l'épicentre était à 30 Km de l'ouvrage, et malgré l'importance des composantes d'accélération qu'il a dû ressentir, n'a subit aucun dommage.

VII.2 CONSIDERATION DU BARRAGE :

Le barrage choisi pour cette étude est le barrage de l'Oued Fodda, sa discrétisation en éléments finis est identique à celle décrite en chapitre 3 (Fig-7.2).

Le comportement du béton dans le barrage est supposée linéaire, élastique avec les propriétés suivantes :

- * Masse volumique = 2640 Kg/m^3
- * Coefficient de poisson = 0.2
- * Module de Young $E_d = 24600 \text{ MPa}$
- * Le facteur d'amortissement critique est choisie constante (5 %) dans tout les modes propres de vibration du barrage.

De même, la fondation est supposée à être linéaire, élastique, avec un coefficient de poisson = 0.33 et un module d'élasticité $E_f = 20000 \text{ Mpa}$, correspondant à un sol calcaireux dur liassique de Koudiat Larouah.

Tableau-7.1 :
Données techniques du barrage

D'après la commission internationale des grands barrages (Juin 1952)

* Type et caractéristiques du barrage	: Barrage-poids en béton
* Altitude de la retenue maxima	: 370.50 m
* Surface de la retenue au niveau maximum	: 700 ha
* Capacité totale du réservoir	: 228 Hm^3
* Hauteur maxima au-dessus du point le plus	: 101 m
* Hauteur de la crête de barrage au-dessus de la crête du déversoir	: 4.60 m
* Largeur maxima au niveau des fondations	: 67.5 m
* Pente des parements : - parement amont	: $f = 1/10$
- parement aval	: $f = 0.675$
* Largeur au couronnement	: 5 m
* Longueur au couronnement	: 181.40 m
* Rayon de courbure du couronnement	: $R=\infty$ (implantation rectiligne)
* Volume du corps du barrage	: $273\,000 \text{ m}^3$

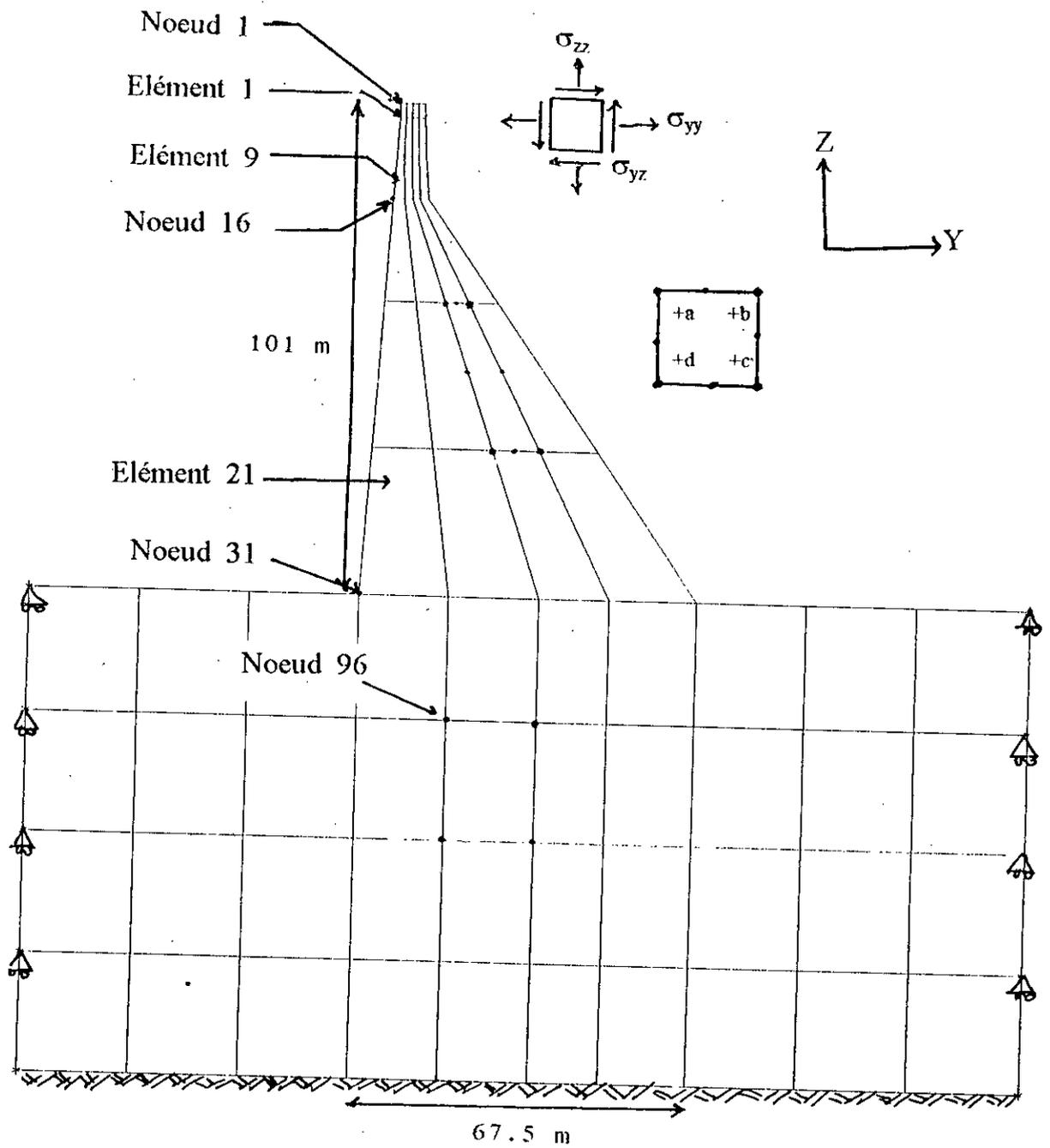


Fig-7.2 : Modélisation du Barrage de l'Oued-Fodda

Dans le but de quantifier l'effet de l'interaction Fluide-Barrage-Fondation sur les caractéristiques de vibrations libres, et sur les réponses temporelles du barrage, diverses conditions du site sont prises en considération, où les rapports du sol E_f/E_d prennent les valeurs 4, 2, 1, 1/4, 1/8, d'une part et d'autre part, une variété de conditions de remplissage de la retenue est présentée, et ceci afin de montrer l'influence de la prise en compte de la fondation et la présence du réservoir.

VII.3 CARACTERISTIQUE DE VIBRATION LIBRE DU BARRAGE :

VII.3.1 EFFET DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE :

Les dix premiers modes de vibrations du barrage de l'Oued-Fodda sont calculés et consignés dans le tableau (7.2), en considérant les deux modèles d'interactions, MI et MII, et différents rapports de rigidités E_f/E_d . D'après ce tableau on peut constater que :

- Les fréquences propres de vibrations obtenues par le modèle MII (à fondation avec masse), sont plus grand que celles obtenues par le modèle MI (à fondation sans masse), et ceci de plus en plus qu'on se rapproche d'un cas du sol de fondation flexible.
- La différence entre les fréquences propres, obtenues par les deux modèles, MI et MII, montre clairement que le modèle MI présente un système de comportement plus rigide que celui du modèle MII.
- La diminution du rapport de rigidité E_f/E_d conduit de plus en plus à une différence nettement apparente entre les fréquences correspondant aux modèles, d'une part, et entre les fréquences concernant chaque modèle séparément, d'autre part.
- Cette différence entre les deux modèles étant d'autant plus prononcée que le sol de fondation est très flexible ($E_f/E_d = 1/8$), où on peut marquer une réduction de 25% de la fréquence

Tableau 7.2 : Etude de comportement libre du barrage de Oued-Fodda (considéré vide)
 en fonction des différents rapports de rigidité E_f/E_d
 (les deux modèles sont considérés)

		RAPPORTS E_f/E_d					
		4	2	1	1/2	1/4	1/8
Mode	Barrage rigide	MODELE A FONDATION AVEC MASSE					
		Périodes (sec)					
1	0.288515	0.308787	0.322306	0.352826	0.422225	0.553824	0.759971
2	0.151581	0.166162	0.184919	0.233009	0.298808	0.380751	0.500709
3	0.091000	0.118888	0.147902	0.171824	0.225895	0.311290	0.432675
4	0.080440	0.104267	0.126225	0.160727	0.185077	0.216667	0.301736
5	0.055044	0.083842	0.091229	0.111266	0.155115	0.210333	0.253427
6	0.042707	0.061342	0.079718	0.104995	0.128761	0.170353	0.237585
7	0.034825	0.057542	0.074396	0.092692	0.122103	0.160519	0.220107
8	0.031556	0.056271	0.067436	0.085307	0.114050	0.153139	0.192013
9	0.029974	0.049091	0.060061	0.075056	0.097682	0.136583	0.186692
10	0.028388	0.044558	0.054807	0.071585	0.094828	0.130851	0.182052
Mode	Barrage rigide	MODELE A FONDATION SANS MASSE					
		Périodes (sec)					
1	0.288515	0.308365	0.320468	0.344733	0.391930	0.476927	0.616038
2	0.151581	0.163820	0.171280	0.183718	0.202002	0.236559	0.316405
3	0.091000	0.107079	0.119047	0.140508	0.175636	0.219914	0.257788
4	0.080440	0.089527	0.096262	0.107341	0.122784	0.141543	0.160372
5	0.055044	0.059163	0.062466	0.067402	0.073275	0.079020	0.083833
6	0.042707	0.048140	0.051072	0.054374	0.057088	0.059009	0.060541
7	0.034825	0.040252	0.044163	0.047842	0.050588	0.052639	0.054400
8	0.031556	0.033271	0.034306	0.036015	0.037804	0.040736	0.045840
9	0.029974	0.032414	0.033638	0.034360	0.035856	0.039213	0.040231
10	0.028388	0.029569	0.030888	0.032730	0.034908	0.035356	0.035814

Tableau -7.3 : Etude de comportement libre du barrage de Oued-Fodda
 en fonction des différents taux de remplissage

		Taux de remplissage			
Mode	Barrage rigide (Vide)	Barrage rigide (Plein)	3/4	1/2	1/4
			Périodes (sec)		
1	0.28851	0.39511	0.30501	0.28942	0.28861
2	0.15158	0.18923	0.16904	0.15492	0.15190
3	0.09100	0.11180	0.09893	0.09391	0.09119
4	0.08044	0.08888	0.08710	0.08398	0.08084
5	0.05504	0.08223	0.06397	0.05759	0.05525
6	0.04271	0.04997	0.04692	0.04343	0.04272
7	0.03482	0.04297	0.04231	0.04112	0.03496
8	0.03155	0.04129	0.03732	0.03435	0.03224
9	0.02997	0.03956	0.03505	0.03281	0.03094
10	0.02839	0.03081	0.03358	0.03178	0.02915

fondamentale du modèle MI par rapport au modèle MII, cette réduction augmente considérablement aux modes supérieurs, allant de 60% pour le 2^{ème} mode à 500% pour le 10^{ème} mode.

● Indépendamment du modèle considéré, les fréquences propres de vibrations du barrage fondé sur un sol très flexible sont nettement supérieur à celles obtenues pour un cas de sol rigide. En effet, pour le modèle MII, une amplification de la fréquence fondamentale peut atteindre 3 fois celle d'un barrage sur un sol de fondation rigide, tandis que le modèle MI présente une amplification de 2 fois seulement. Pour les modes supérieurs le rapport d'amplification correspondant au modèle MI demeure identique ou légèrement inférieur à celui trouvé pour le mode fondamental, alors que pour le modèle MII, cette amplification augmente considérablement, allant de 3 à 6 fois.

● Avec l'augmentation du rapport de rigidité ($E_f/E_d > 1$), les fréquences propres de vibrations sont pratiquement identique (surtout pour le mode fondamentale), et ont une tendance de converger vers les fréquences propres du cas d'un barrage considéré encasté à sa base.

VII.3.2 EFFET DE L'INTERACTION FLUIDE-STRUCTURE :

Les dix premiers modes de vibrations du barrage de l'Oued-Fodda sont calculés et récapitulés dans le tableau (7.3), en considérant pour cela un barrage encasté à sa base, avec une variété de condition de remplissage, où l'interaction hydrodynamique est prise en considération en se basant sur le concept de la masse ajoutée. D'après ce tableau on peut conclure que :

● L'augmentation du niveau de remplissage de la retenu conduit à une augmentation de la fréquence propre de vibration. Elle est nettement plus importante dans le cas d'un taux de remplissage supérieur à 0.5, et en particulier dans le cas d'un barrage plein,

où sa fréquence fondamentale peut atteindre une amplification de 40% par rapport à un barrage (encastré à sa base) d'une retenue vide, en outre, cette amplification diminue jusqu'à 10% pour les modes supérieurs.

● Pour un taux de remplissage inférieur à 0.5, les fréquences propres de vibration sont pratiquement identique à un cas d'une retenue vide.

Les formes propres de vibration du barrage de l'Oued-Fodda ont été représentées dans les figures (7.3 à 7.6 en Annexe), en considérant les deux cas extrême du rapport de rigidité E_f/E_d , 4 et 1/8, et pour le cas d'une retenue vide ou plein.

D'après ces figures on peut remarquer que :

● Pour le cas d'un barrage considéré encastré à la base, avec une retenue pleine, les déformées sont légèrement similaires, comparées à celles d'un barrage vide, seulement que la différence devient visible au delà du 3^{ème} mode (Cf. figures 7.3 et 7.4).

● La présence d'une fondation flexible affecte énormément le comportement de la superstructure comparée à celle fondée sur un sol rigide (Cf. figures 7.5 et 7.6).

VII.4 REPOSE DYNAMIQUE DU BARRAGE :

Le séisme de projet étant défini comme un mouvement d'un champ libre imposé à l'interface du barrage-fondation ou au substratum rocheux, et ceci selon le modèle du barrage à considérer.

Le but de l'analyse dynamique est de déterminer, pour tout élément situé dans le barrage ou dans sa fondation, surtout dans les zones défavorable, les réponses sismiques : déplacements, accélération, contraintes,...

Deux accélérogrammes ont été utilisés comme chargement d'excitation dans l'analyse du comportement sismique du barrage de Oued-Fodda, dont les caractéristiques principales sont l'accélération maximale, la durée et le spectre de réponse correspondant.

Ces deux accélérogrammes sont :

- * réplique d'El Asnam, dont l'accélération maximale est de 0.16 g, enregistrée le 29 Novembre 1980 (Fig-7.7).
- * accélérogramme de Loma-Prieta (Californie), dont l'accélération maximale est de 0.6 g, enregistrée le 17 Octobre 1989 (Fig-7.8).

D'après l'étude faite dans le paragraphe précédent, concernant l'effet de l'interaction du sol et du fluide sur les caractéristiques de vibrations libres, on se limitera dans ce qui suit aux deux cas extrêmes de conditions de site :

fondation flexible : $E_f / E_d = 1/8$

fondation rigide : $E_f / E_d = 4$

et aux deux cas de la retenue considérés pleins ou vides.

VII.4.1 DEPLACEMENTS :

VII.4.1.1 DEPLACEMENTS MAXIMAUX :

Les différentes composantes de déplacements, résultant des deux mécanismes d'input, seront présentées pour 4 nœuds sélectionnés (Fig-7.2) :

- le nœud 1, présentant un point en crête du barrage;
- le nœud 16, situé au niveau de la section du barrage présentant une variation brusque de rigidité;
- le nœud 31, situé au pied amont du barrage;
- le nœud 96, situé dans le sol de la fondation.

Cette composante dynamique correspondant aux déplacements obtenus pour les deux modèles, MI (à fondation sans masse) par l'utilisation du système d'équations (6.2) et MII (à fondation avec masse) par l'utilisation du système d'équations (6.15), ne

sont pas calculés par rapport à la même référence, et pour faire une étude comparative, ces déplacements doivent être représentés par rapport à l'interface barrage-fondation, référence commune pour les deux modèles.

Les principaux résultats relatifs aux effets, séparés et combinés des interactions sol-structures et fluide-structures, sont consignées dans le tableau (7.4).

Dans ce tableau, sont présentés les déplacements dynamiques maximaux en crête du barrage de Oued-Fodda (Noeud 1), calculés pour chacun des modèles d'interaction MI (à fondation sans masse) et MII (à fondation avec masse) sous l'effet de deux accélérogrammes différents (réplique d'El Asnam d'Octobre 1980 et l'accélérogramme de Loma-Préita d'Octobre 1989), pour différentes conditions de site et de remplissage.

L'examen des résultats révèle que :

- L'utilisation des différents modèles d'interaction conduit à des différences notable de la réponse dynamique en terme de déplacement, des systèmes sols-fluide-barrages (tableau-7.4), leurs amplitudes maximaux dépendent fortement de l'accélérogramme d'excitation, du rapport E_f/E_d et de la condition de remplissage de la retenue.
- Les déplacements maximaux correspondant au modèle MI sont plus grands que ceux obtenus en utilisant le modèle MII, indépendamment de l'excitation, de la nature du site et du type d'interaction considéré.
- La prise en considération de l'interaction sol-barrage conduit à une augmentation des déplacements maximaux, cette augmentation étant d'autant plus prononcée que l'intensité de l'accélérogramme d'excitation est plus élevée (à titre d'exemple, une augmentation de l'ordre de 20% à 50% dans le cas d'excitation de Loma-Priéta contre 10% dans le cas d'excitation d'El Asnam)

Tableau-7.4 : Déplacements Maximaux en crête du barrage de Oued-Fodda, pour les deux modèles considérés.

Cas	Rocher de fondation	Effets Hydro-dynamiques	Accélérogramme d'excitation (12 Première sec)	Déplacement Max. en crête (Cm)	
				Modèle MI	Modèle MII
1	Rigide	Exclus	d'El Asnam Oct. 1980	0.879	0.581
2	Rigide	Inclus		0.990	0.986
3	Flexible	Exclus		0.957	0.646
4	Flexible	Inclus		1.279	1.229
1	Rigide	Exclus	de Loma-Preita Oct. 1989	2.544	1.879
2	Rigide	Inclus		15.58	11.62
3	Flexible	Exclus		3.034	2.989
4	Flexible	Inclus		17.12	15.18

Tableau-7.5 : Déplacements maximaux en crête, calculé par différents méthodes de résolution pour un amortissement ξ_r variable ($\xi_d = 5\%$).

Méthode de résolution	Accélérogramme d'excitation (12 Premières sec)	Dep. Max. (Cm) $\xi_r=5\%$	Dep. Max. (Cm) $\xi_r=10\%$	Dep. Max. (Cm) $\xi_r=15\%$	Dep. Max. (Cm) $\xi_r=40\%$
Intégration du système complet 140x140 (Pas à Pas)	de Loma-Préita Oct. 1989	3.023	2.773	2.219	2.011
Systeme d'équations réduit par vecteurs de Ritz (10x10)		2.989	2.742	2.197	1.983
Systeme d'équations réduit par vecteurs propre (10x10)		2.961	2.727	2.173	1.874

Méthode de résolution	Accélérogramme d'excitation (12 Premières sec)	Dep. Max. (Cm) $\xi_r=5\%$	Dep. Max. (Cm) $\xi_r=10\%$	Dep. Max. (Cm) $\xi_r=15\%$	Dep. Max. (Cm) $\xi_r=40\%$
Intégration du système complet 140x140(Pas à Pas)	d'El Asnam Oct. 1980	0.654	0.602	0.552	0.497
Systeme d'équations réduit par vecteurs de Ritz (10x10)		0.646	0.597	0.538	0.489
Systeme d'équations réduit par vecteurs propre (10x10)		0.629	0.578	0.515	0.455

(Cf. Tableau 7.4, cas 1 et 3).

- L'augmentation du pourcentage d'amortissement critique de 5 à 15% et de 5 à 40% de la fondation conduit à une réduction de l'ordre de 20 à 30% des déplacements dynamiques maximaux en crête (Tableau-7.5). Tandis que, dans le cas de la fondation rigide ($E_f/E_d = 4$), les résultats des modèles MI et MII montrent que les déplacements maximaux ne sont pas affectés d'une manière significative et converge vers la valeur correspondant au barrage considéré encastré à sa base.
- Le modèle MII est plus sensible aux effets d'interaction sol-structure que le modèle MI (A titre d'exemple pour le séisme de Loma-Préita le rapport d'amplification des déplacements maximaux est de l'ordre de 50% pour le modèle MII contre 20% pour le modèle MI) (Cf. Tableau 7.4, cas 1 et 3).
- La prise en considération de l'interaction fluide-barrage conduit à une augmentation considérable des déplacements maximaux (voir cas 1 et 2), cette augmentation est d'autant plus prononcée que l'intensité de l'accélérogramme d'excitation est élevé (A titre d'exemple pour le séisme de Loma-Préita le rapport d'amplification des déplacements maximaux est de l'ordre de 6 fois contre 1 à 2 fois dans le cas de l'excitation d'El Asnam.)(voir cas 1 et 3).
- Le phénomène d'interaction fluide-structure conduit en général à une amplification de déplacements dynamiques maximaux plus importantes que celles induites par le phénomène d'interaction sol-structure, cette amplification est d'autant plus importante que l'intensité de l'accélérogramme d'excitation est plus élevée (voir cas 1 et 2 d'une part et cas 1 et 3 d'autre part).
- Les effets des interactions sol-structures et fluide-structures ne sont pas additifs (voir cas 2 + cas 3 d'une part, et cas 4 d'autre part, ainsi que cas 4 - cas 2 d'une part et cas 3

d'autre part).

VII.4.1.2 VARIATION TEMPORELLE DES DEPLACEMENTS :

Les résultats obtenus en termes de déplacements, aussi bien horizontaux que verticaux, sont présentés en Annexe dans les figures (7.9 à 7.14) et (7.15 à 7.16) respectivement.

Dans ce qui suit, la discussion des résultats sera basée sur les déplacements horizontaux compte tenu de leurs importances dans le calcul parasismique des barrages.

Toute fois, il convient de remarquer que les observations effectuées à partir des déplacements horizontaux demeurent qualitativement valable pour les déplacements verticaux.

Les figures montrent clairement que :

● Dans le cas de fondation flexible ($E_f/E_d = 1/8$) :

- Les amplitudes des déplacements dynamiques correspondant au modèle MI sont plus grands que ceux obtenus à partir du modèle MII (Figures 7.11 et 7.14 en Annexe), les différences étant moins nette de plus en plus qu'on se rapproche de l'interface du système sol-barrage.
- Le contenu fréquentiel des modèles MI et MII semblent similaire, l'effet de filtrage étant plus prononcé en crête qu'à la base du barrage.
- Les amplitudes des déplacements dynamiques correspondant au modèle MI et MII sont réduites avec l'augmentation du pourcentage d'amortissement critique de la fondation.

● Dans le cas de fondation rigide ($E_f/E_d = 4$) :

- Les amplitudes des déplacements dynamiques correspondant au modèle MI sont pratiquement identique à ceux obtenus à partir du modèle MII (Figures 7.9 à 7.10 et 7.12 à 7.13 en Annexe).
- Les contenus fréquentiels des modèles MI et MII sont pratique-

ment identique quelque soit le niveau d'élevation considéré

- Les résultats des modèles MI et MII montrent que les déplacements maximaux ne sont pas affectés par l'augmentation du facteur d'amortissement d'une manière significative, et converge vers la valeur correspondant au barrage considéré encastré à sa base.

Il convient de noter que les observations mentionnées ci-dessus demeurent qualitativement valides pour les déplacements maximaux et ses variations temporelles (de plus faibles valeurs), calculés aux noeuds 16 et 31 notamment (Cf. tableaux 7.6 à 7.7 et figures 7.9 à 7.16).

VII.4.2 ACCELERATIONS :

VII.4.2.1 ACCELERATIONS MAXIMALES :

Les composantes dynamiques maximales en terme d'accélération, relatives aux effets séparés et combinés des interactions sol-structures et fluide-structures, ont été évalués pour les deux modèles d'interactions MI et MII, aux mêmes noeuds considérés précédemment (Fig-7.2), sous mêmes excitations sismiques et dans les mêmes conditions de site et de remplissage.

D'après le tableau (7.10) présentant les accélérations dynamiques maximales en crête du barrage de Oued-Fodda (Noeud 1), on peut constater immédiatement que :

- L'utilisation des différents modèles d'interaction conduit à des différences notable de la réponse dynamique en terme d'accélération, des systèmes sols-fluide-barrages, leurs amplitudes maximaux dépendent fortement de l'accélérogramme d'excitation, du rapport E_f/E_d et de condition de remplissage de la retenue.
- Les accélérations maximales correspondant au modèle MI sont plus grands que ceux obtenus en utilisant le modèle MII (nettement prévisible pour le cas d'une fondation flexible),

indépendamment de l'excitation, de la nature du site et du type d'interaction considéré.

- Dans le cas d'un sol rigide ($E_f/E_d = 4$) les facteurs d'amplification des accélérations maximales par rapport à l'excitation considéré est plus importants que ceux d'une fondation flexible. Par exemple, dans le cas de l'excitation de Loma-Priéta et pour un sol considéré flexible ($E_f/E_d = 1/8$), l'accélération maximale obtenue par le modèle MI est de l'ordre de 2.09g correspond à un facteur d'amplification de 3.49 et pour le modèle MII, on obtient une accélération de 1.09g correspond à un facteur d'amplification de 1.81; tandis que dans le cas d'un sol rigide ($E_f/E_d = 4$), une accélération maximale pour le modèle MI (3.4g) correspond à un facteur d'amplification de 5.67, et pour le modèle MII son accélération maximale (2.53g) correspond à un facteur d'amplification de 4.2.
- La prise en considération de l'interaction sol-barrage conduit à une diminution des intensités des accélérations maximales, cette déamplification étant d'autant plus prononcée dans le modèle MII que dans le modèle MI (Cf. Tableau 7.10, cas 1 et 3).
- Le modèle MII est plus sensible aux effets d'interaction sol-structure que le modèle MI, telqu'on peut noter une déamplification des amplitudes des accélérations de 6 fois contre 2, dans le cas l'excitation d'El Asnam, et de 2 fois contre 1.5 dans le cas de l'excitation de Loma-Priéta.
- Dans l'hypothèse de lac plein, la prise en considération de l'interaction fluide-barrage sur le concept de la masse ajoutée, conduit à une amplification des accélérations à la zone de couronnement de l'ordre de 2 à 3 fois plus importante que celle induite dans le cas d'un barrage vide (voir cas 1 et 2).
- Dans le cas d'un barrage vide soumis à une faible excitation

sismique, l'intensité de l'accélération peut cependant être supérieure à celles obtenue dans le cas de barrage plein (voir cas 1 et 2, Excitation d'El Asnam)

- Les effets des interactions sol-barrages et fluide-barrages ne sont pas additifs (voir cas 2 + cas 3 d'une part, et cas 4 d'autre part, ainsi que cas 4 - cas 2 d'une part et cas 3 d'autre part).

VII.4.2.2 VARIATION TEMPORELLE DES ACCELERATIONS :

Les résultats obtenus en termes d'accélération, aussi bien horizontales que verticales, sont présentés en annexe dans les figures (7.17 à 7.22) et (7.23 à 7.26) respectivement.

Dans ce qui suit, la discussion des résultats sera basée sur les accélérations horizontales compte tenu de leurs importances dans le calcul parasismique des barrages.

Toute fois, il convient de remarquer que les observations effectuées à partir des accélérations horizontales demeurent qualitativement valable pour les accélérations verticales.

Les figures montrent clairement que :

- Dans le cas de fondation flexible ($E_f/E_d = 1/8$) les amplitudes des accélérations dynamiques correspondant au modèle MI sont plus grands que celles obtenus à partir du modèle MII (Fig- Annexe)
- Dans le cas d'un sol de fondation rigide ($E_f/E_d = 4$), le contenu fréquentiel de la réponse temporelle, des modèles MI et MII sont pratiquement similaire quelque soit le niveau d'élevation considéré, mais dans le cas d'un sol de fondation flexible ($E_f/E_d = 1/8$), cette similarité demeure valide avec une différence en amplitude, qui est moins nette de plus en plus qu'en se rapproche de l'interface du système sol-barrage.

Il convient de noter que les observations mentionnées ci-dessus demeurent qualitativement valides pour les accélérations maximales

et ses variations temporelles (de plus faibles valeurs), calculés aux noeuds 16 et 31 notamment (Cf. tableaux 7.11 à 7.12 et figures 7.17 à 7.26).

VII.4.3 LES CONTRAINTES :

Trois éléments faisant partie du barrage de Oued-Fodda ont été choisis pour l'analyse dynamique des contraintes (Fig-7.2) :

- élément 1 situé en crête du barrage,
- élément 2 situé dans la zone de changement brusque de rigidité,
- élément 3 situé au pied amont du barrage.

Pour chaque élément, les contraintes σ_{yy} , σ_{zz} et σ_{yz} respectivement, contrainte normale horizontale, contrainte verticale et contrainte tangentielle, ont été calculés aux points de Gauss a, b, c.

Les principaux résultats relatifs aux effets, séparés et combinés des interactions sol-structures et fluide-structures, sont consignés dans le tableau (7.13).

Dans ce tableau, sont présentées les contraintes dynamiques maximale en crête du barrage de Oued-Fodda, au niveau de changement brusque de rigidité et au pied amont, calculées pour chacun des deux modèles d'interaction MI (à fondation sans masse) et MII (à fondation avec masse) sous l'effet des mêmes accélérogrammes, et avec les mêmes conditions de site et de remplissage que précédemment.

D'après ce tableau, on observe que :

- L'utilisation des différents modèles d'interaction conduit à des différences notable de la réponse dynamique en terme de contraintes, des systèmes sols-fluide-barrages.
- Les contraintes maximales correspondant au modèle MI sont plus grands que ceux obtenus en utilisant le modèle MII, indépendamment de l'excitation, de la nature du site et du type d'interaction considéré.

- La prise en considération de l'interaction sol-barrage conduit à une diminution substantielle des contraintes maximales (effet de relaxation induit par la flexibilité du sol).
- Le modèle MII est plus sensible aux effets d'interaction sol-structure que le modèle MI (voir cas 1 et 2)
- La prise en considération de l'interaction fluide-barrage conduit à une augmentation considérable des contraintes maximales (voir cas 1 et 2), cette augmentation est d'autant plus prononcée que l'intensité de l'accélérogramme d'excitation est élevé.
- Le phénomène d'interaction fluide-structure conduit en général à une amplification de contraintes dynamiques maximales contrairement au phénomène d'interaction sol-structure, qui tend à réduire leurs intensités.
- Les effets des interactions sol-structures et fluide-structures ne sont pas additifs (voir cas 2 + cas 3 d'une part, et cas 4 d'autre part, ainsi que cas 4 - cas 2 d'une part et cas 3 d'autre part).

Il convient de noter que les observations mentionnées ci-dessus demeurent qualitativement valides pour les contraintes normales et tangentielles calculées aux éléments 1, 9, et 21 notamment (Cf. tableau 7.14 , 7.15 en annexe)

Tableau-7.10 : Accélérations maximales en crête du barrage de Oued-Fodda, pour les deux modèles considérés.

Cas	Rocher de fondation	Effets Hydro-dynamiques	Accélérogramme d'excitation (12 Première sec)	Accélération Max. (Cm/s ²)	
				Modèle MI	Modèle MII
1	Rigide	Exclus	d'El Asnam Oct. 1980	20.38	13.56
2	Rigide	Inclus		14.39	13.08
3	Flexible	Exclus		9.83	2.10
4	Flexible	Inclus		5.41	3.80
1	Rigide	Exclus	de Loma-Preita Oct. 1989	20.82	24.82
2	Rigide	Inclus		71.76	70.38
3	Flexible	Exclus		20.57	10.71
4	Flexible	Inclus		35.81	24.37

Tableau-7.13 : Contraintes maximales de traction de Oued-Fodda, pour les deux modèles considérés.

Cas	Rocher de fondation	Effets Hydro-dynamiques	Accélérogramme d'excitation (12 Première sec)	Contrainte Max. en crête (Mpa)		Contrainte Max. en amont noeud 16 (Mpa)		Contrainte Max. au pied amont (Mpa)	
				Modèle MI	Modèle MII	Modèle MI	Modèle MII	Modèle MI	Modèle MII
1	Rigide	Exclus	d'El Asnam Oct. 1980	0.098	0.070	3.437	1.867	2.311	1.322
2	Rigide	Inclus		0.962	0.947	6.937	6.871	5.401	4.919
3	Flexible	Exclus		0.052	0.014	1.326	0.458	1.055	0.360
4	Flexible	Inclus		0.785	0.776	4.020	3.174	3.150	3.126
1	Rigide	Exclus	de Loma-Preita Oct. 1989	0.253	0.217	14.35	8.869	11.43	9.878
2	Rigide	Inclus		-	-	-	-	-	-
3	Flexible	Exclus		0.176	0.094	5.119	2.207	5.271	2.513
4	Flexible	Inclus		-	-	-	-	-	-

CHAPITRE VIII

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

VIII-1 R E S U M E :

La présente étude concerne l'analyse du comportement dynamique des systèmes fluide-sol-barrages sous l'effet des séismes, par la méthode des sous-structures.

Elle se démarque des investigations antérieures sur la réponse dynamique des barrages en béton, effectuées essentiellement dans le domaine des fréquences en ce qu'elle permet avec une précision suffisante et un coût réduit, l'incontestable avantage de traiter les différentes interactions directement dans le domaine des temps, tout en prenant en considération les propriétés d'hétérogénéité des matériaux constitutifs, ainsi que les complexités induites par d'éventuelles irrégularités géométriques, des conditions aux frontières et des chargements quelconques.

Dans cette perspective, trois volets de recherche ont été considérés :

- Le premier volet a consisté en la mise en évidence analytique des effets séparés et combinés des interactions Fluide-Structures et Sol-Structures sur les modes propres de vibrations des barrages. Une étude paramétrique laborieuse a été effectuée sur des modèles bi-dimensionnels d'éléments finis isoparamétriques à partir d'une simulation numérique appliquée sur une vingtaine de barrages-poids existant de par le monde. L'effet des caractéristiques géométriques de ces barrages notamment l'effet de fruit, les propriétés des sols sous-jacents et la présence du fluide pour différents cas de remplissage sur les caractéristiques dynamiques, ont été analysés. Des modèles de régression linéaire ont été

également proposés pour la détermination des périodes propres de vibration des barrages en béton dans une perspective de faciliter grandement les études d'avant projet de telles structures.

● Le deuxième volet a consisté en une investigation numérique des techniques de réduction de coordonnées généralisées.

Une formulation par éléments finis intégrant diverses techniques performantes d'analyse dynamique des structures, notamment la méthode des sous-structures combinée avec la technique de vecteurs de Ritz, basée sur un algorithme de minimisation d'erreur et permettant la réduction systématique des équations d'équilibre dynamique, a été employée.

Les performances relatives de deux bases vectorielles, celles des modes propres classiques et des modes de Ritz, ainsi que les normes d'erreur correspondantes ont été systématiquement comparées pour chacun des modèles d'interaction, MI et MII, et pour une plage de valeurs des paramètres les plus prépondérants.

● Le troisième volet a permis de procéder à une analyse dynamique temporelle par éléments finis du comportement sismique du système complet barrage-fluide-fondation. Un modèle d'éléments finis pour la représentation de ce système, ainsi que la formulation des équations de mouvement correspondantes, ont été développées pour deux modèles différents d'application du chargement sismique.

- Le premier modèle, MI, fut basé sur l'hypothèse selon laquelle le mouvement en champ libre pouvait être appliqué directement à la base du lit rocheux de la fondation, mais en supposant cette dernière sans masse.

- Le deuxième modèle, MII, supposait que le mouvement enregistré en champ libre était appliqué à l'interface du barrage étudié.

Une étude de cas a été présentée aux fins d'illustrer à partir des résultats obtenus, la performance de chacun de ces deux modèles

dynamiques MI et MII. Les analyses ont été effectuées séparément sur un barrage du Nord Ouest Algérien, le barrage de "Oued-Fodda", en introduisant successivement comme excitation, deux enregistrements accélérométriques d'intensités différentes :

- La réplique d'El Asnam, enregistrée le 29 Novembre 1980, dont l'accélération maximale est de 0.16 g.
- L'accélérogramme de Loma-Prieta (Californie), enregistrée le 17 Octobre 1939, dont l'accélération maximale est de 0.6 g.

Pour chacune de ces deux excitations, l'investigation de la réponse dynamique du barrage de Oued-Fodda a été effectuée en envisageant diverses conditions de sites et différents niveaux de remplissage du réservoir.

VIII-2 CONCLUSIONS :

Les résultats déduits de l'application des deux modèles d'interaction dynamique, aux systèmes sols-barrages, fluide-barrage et barrage-fluide-fondation, a permis de récolter une moisson de résultats que l'on peut résumer par grande rubrique comme suit :

VIII-2.1 SYSTEME BARRAGE-FONDATION :

- La période propre du mode fondamental de vibration du système barrage-fondation croît pratiquement de manière linéaire avec l'augmentation de la hauteur pour un fruit aval donné, les variations étant d'autant plus importantes que le sol de fondation est plus flexible.
- L'effet de pente ou du fruit aval (0.70, 0.80, 0.90) n'a pratiquement aucun effet sur les périodes propres de vibration des barrages de même hauteur, fondés sur des sols flexibles, tandis qu'une légère augmentation est présentée dans le cas des sols rigide lorsque le fruit aval diminue.
- L'étude de l'effet de l'interaction sol-structure sur les variations du rapport T_f/T_r (période du système sol-barrage sur période du barrage supposé encastré) pour une série de barrages

mondiaux classés par ordre croissant de leurs hauteurs permet de conclure que :

- Dans le cas d'une fondation rocheuse très rigide ($E_f/E_d \geq 4$), la période du système sol-barrage est identique à celle du barrage encastré, indépendamment de ses dimensions (Interaction dynamique nulle).
- La situation est toutefois différente dans le cas de fondations flexibles ($E_f/E_d = 1/8$) cas pour lequel on observe des augmentations de période allant jusqu'à 300% pour les modes fondamentaux, et supérieures à 400% pour les modes supérieurs de vibration.

En outre, des conclusions sont retenues d'après l'étude de cas du barrage de l'Oued-Fodda, parmi lesquelles on peut citer :

● D'après l'étude des caractéristiques de vibrations :

- Les fréquences propres de vibrations obtenues par le modèle MII (à fondation avec masse), sont plus grandes que celles obtenues par le modèle MI (à fondation sans masse), et ceci de plus en plus qu'on se rapproche d'un cas du sol de fondation flexible.
- La différence entre les fréquences propres, obtenues par les deux modèles, MI et MII, montre clairement que le modèle MI présente un système de comportement plus rigide que celui du modèle MII.
- Cette différence entre les deux modèles étant d'autant plus prononcée que le sol de fondation est très flexible.
- Indépendamment du modèle considéré, les fréquences propres de vibrations sont affectées par la flexibilité de la fondation.
- Avec l'augmentation du rapport de rigidité ($E_f/E_d > 1$), les fréquences de vibrations des deux modèles, sont pratiquement identiques, et ont une tendance de converger vers les fréquences de vibrations du cas d'un barrage considéré encastré à sa base.

● D'après les réponses dynamiques du barrage :

- L'utilisation des deux modèles d'interaction, MI et MII, conduit à des différences notable de la réponse dynamique en terme de déplacement, accélération et contrainte, des systèmes sols- fluide- barrages; leurs amplitudes maximaux dépendent fortement de l'accélérogramme d'excitation, du rapport E_f/E_d et de la condition de remplissage de la retenue.

- Les réponses maximales correspondant au modèle MI sont plus grands que ceux obtenus en utilisant le modèle MII, indépendamment de l'excitation, de la nature du site et du type d'interaction considéré.

- La prise en considération de l'interaction barrage-fondation conduit à une augmentation des amplitudes de déplacements maximaux, une diminution des intensités des accélérations et des contraintes maximales (effet de relaxation induit par la flexibilité du sol), cette variation étant d'autant plus prononcée que l'intensité de l'accélérogramme d'excitation est plus élevée.

- Le modèle MII est plus sensible aux effets d'interaction sol-structure que le modèle MI, et ceci du faite de la prise en compte de la masse de fondation dans l'analyse, avec une réécriture de l'équation d'équilibre dynamique, ce qui montre cette interaction d'une façon plus réaliste.

- Pour le cas d'une fondation flexible, l'augmentation du pourcentage d'amortissement critique de la fondation affecte, d'une manière significative, les réponses dynamiques des deux modèles, MI et MII, tandis que, dans le cas de la fondation très rigide les réponses dynamiques tendent à converger vers celles d'un barrage considéré encastré à sa base.

- Dans le cas d'un sol de fondation rigide ($E_f/E_d > 1$), les facteurs d'amplification des accélérations maximales par rapport à l'excitation considéré, sont plus importants que ceux d'une

fondation flexible.

- Dans le cas d'un sol de fondation rigide ($E_f/E_d > 1$), le contenu fréquentiel des réponses temporelles, des modèles MI et MII sont pratiquement similaire, quelque soit le niveau d'élevation considéré, mais dans le cas d'un sol de fondation flexible ($E_f/E_d < 1$), cette similarité demeure valide avec une différence aux amplitudes, qui sont moins nette de plus en plus qu'en se rapproche de l'interface du système sol-barrage.

VIII-2.2 SYSTEME BARRAGE-FLUIDE :

L'analyse des courbes représentant les variations du rapport T_h/T_r (période du système fluide-barrage sur période du barrage supposé encastré) des cinq premiers modes de vibration de la série de barrages mondiaux en fonction de divers niveaux de remplissage conduit aux principales conclusions suivantes :

- Pour les barrages caractérisés par un taux de remplissage inférieur ou égal à 25% de leurs hauteurs, les périodes des systèmes fluide-barrages sont identiques à celles des barrages vides correspondants, supposés encastrés. En d'autres termes, l'interaction dynamique fluide-barrage dans ce cas n'a pratiquement aucun effet sur le comportement des barrages, quelque soient leurs dimensions.

- Pour les barrages caractérisés par un taux de remplissage égale à 50% (barrage à moitié pleins), les périodes de vibration des 3 premiers modes sont peu affectées (l'ordre de variation demeurant inférieur à 5%). Toutefois, une légère augmentation du rapport T_h/T_r n'excédant pas 20% est observée pour les 4^{eme} et 5^{eme} modes de vibration.

- Pour les barrages caractérisés par un taux de remplissage égale à 1 (donc pleins) il est observé un accroissement significatif du rapport T_h/T_r éavoisinant parfois les seuils de 50% pour les 4

premiers modes, et 50% à 80% pour 5^{ème} mode de vibration de l'ensemble des barrages considérés.

En outre, des conclusions sont retenues d'après l'étude de cas du barrage de l'Oued-Fodda, parmi lesquelles on peut citer :

● D'après l'étude des caractéristiques de vibrations :

- L'augmentation du niveau de remplissage de la retenue conduit à une augmentation de la fréquence propre de vibration. Elle est nettement plus importante dans le cas d'un taux de remplissage supérieur à 0.5, et en particulier dans le cas d'un barrage plein, où sa fréquence fondamentale peut atteindre une amplification de 40% par rapport à un barrage (encastré à sa base) d'une retenue vide, en outre, cette amplification diminue jusqu'à 10% pour les modes supérieurs.

- Pour un taux de remplissage inférieur à 0.5, les fréquences propres de vibration sont pratiquement identiques à un cas d'une retenue vide.

● D'après les réponses dynamiques du barrage :

- La prise en considération de l'interaction fluide-barrage, basée sur le concept de la masse ajoutée, conduit en général à une augmentation considérable des réponses dynamiques maximales, cette augmentation étant d'autant plus prononcée que l'intensité de l'accélérogramme d'excitation est plus élevée.

- Le phénomène d'interaction fluide-structure conduit en général à une amplification des réponses dynamiques, plus importantes que celles induites par le phénomène d'interaction sol-structure.

- Le phénomène d'interaction fluide-structure conduit à une amplification de contraintes dynamiques contrairement au phénomène d'interaction sol-structure, qui tend à réduire leurs intensités.

En résumé, l'effet d'interaction fluide-structure se traduit par une augmentation plus au moins parabolique des périodes des barrages en fonction de leurs niveaux de remplissage. Cet effet n'est réellement sensible que pour des niveaux de remplissage supérieurs ou égaux à $H/2$. Les variations des périodes propres de vibration des barrages pleins oscillent entre 50 et 80% pour les cinq premiers modes de l'ensemble des barrages mondiaux considérés. D'autre part, l'effet de cette interaction conduit en général à une augmentation considérable des réponses dynamiques maximales, cette augmentation étant d'autant plus prononcées que l'intensité de l'accélérogramme d'excitation est plus élevé. Les effets des interactions sol-structures et fluide-structures ne sont pas additifs.

VIII-2.3 SYSTEME FLUIDE-SOL-BARRAGE :

L'analyse des résultats des caractéristiques dynamiques du système complet, fluide-sol-barrage, montre que :

- L'effet du sol de fondation sur l'interaction dynamique fluide-structure se traduit par une augmentation des périodes de vibration du système fluide-structure.
- Dans le cas d'une fondation rocheuse rigide, et pour un taux de remplissage inférieur ou égal à 0.5 (barrages à moitié pleins) l'augmentation des périodes propres de vibration des trois premiers modes des barrages vides encastés demeure inférieure à 15% (40% pour les barrages pleins), mais devient significative, de l'ordre de 60% (90% pour les barrages pleins) pour les 4^{eme} et 5^{eme} modes supérieurs de vibration.
- Dans le cas d'un barrage construit sur un sol de fondation meuble (cas peu probable en pratique), les périodes propres sensiblement augmenter dans des proportions impressionnantes :
 - entre 120% et 280% pour le mode fondamental,
 - entre 300% et 530% pour les modes supérieurs.

- Ces facteurs d'amplification (1.2 à 5.3) doivent cependant, être considérés avec précaution en ce sens que la validité du principe de superposition reste à prouver dans le cas de l'analyse dynamique des systèmes fluide-sol-barrages d'une part, et qu'une modélisation plus précise de l'action du fluide par élément finis peut s'avérer nécessaire, d'autre part.

VIII-2.4 ASPECTS NUMERIQUES :

L'examen des variations de la norme d'erreur ou erreur tout simplement, commise dans la représentation vectorielle du chargement sismique appliqué au barrage de Oued-Fodda, permet d'observer aisément que dans les cas de :

1°/ Modèle de fondation avec masse :

Un nombre de vecteurs de Ritz de l'ordre de 12 à 14 vecteurs conduit à une erreur pratiquement nulle (i.e. quasi totalité de vecteurs utilisée) tandis que 20 vecteurs propres de vibration sont nécessaires pour réduire l'erreur à un niveau de 2% . De plus le nombre de vecteurs propres augmente considérablement avec la rigidité de la fondation.

En d'autres termes, la solution obtenue par la méthode des vecteurs de Ritz converge plus rapidement que celle obtenue par des modes propres classiques, notamment dans le cas de systèmes sol-barrage rigides.

2°/ Modèle de fondation sans masse :

Les variations de l'erreur en fonction du nombre de vecteurs de propres sont en général, très proches de celle de l'erreur obtenue en utilisant la base des vecteurs de Ritz, indépendamment des caractéristiques de rigidité du sol de fondation.

En d'autres termes, dans le cas d'une fondation sans masse, les taux de convergence des méthodes de Ritz et des modes propres sont pratiquement identiques. Cette conclusion demeure valide indépendamment des caractéristiques de raideur ou de flexibilité du sol.

- Un nombre très réduit de vecteurs de Ritz permet d'atteindre la solution dynamique exacte (erreur voisine de 0%, équivalente à l'utilisation de la quasi totalité de vecteurs) bien que ce nombre de vecteurs croît sensiblement avec l'augmentation du rapport de rigidité E_f/E_d .

En d'autres termes, dans le cas d'une sol de fondation sans masse, l'effet inertiel du sol étant négligé, la solution n'est plus dominée par la réponse de la fondation et le nombre de vecteurs nécessaires sera réduit et ce d'autant plus que la fondation sera flexible.

- La résolution du problème dynamique dans la base des vecteurs de Ritz est très avantageux, du faite que :

- Le temps de la génération de ces vecteurs est réduit de 4 fois moins que la génération des vecteurs propres.
- Les résultats obtenus dans la base des vecteurs de Ritz est plus précis que ceux obtenus dans la base des vecteurs propres, comparés à la méthode d'intégration directe du système complet.

En résumé, il est claire que l'utilisation de la base des vecteurs de Ritz et celle des vecteurs propres de vibration permettent une convergence des résultats vers la solution dynamique exacte si l'on utilise un nombre de vecteurs proche de l'ordre du système différentiel gouvernant le comportement du système sol-barrage. Toutefois, les résultats obtenus permettent de conclure sans ambiguïté que la base des vecteurs de Ritz est la plus performante indépendamment du modèle d'interaction sismique retenu, et plus particulièrement pour les comportements rigides des systèmes sols-barrages considérés.

D'autre part, pour la performance de chaque modèle d'application du chargement sismique sur la réponse dynamique des barrages compte tenu de leur interaction avec le sol, ainsi avec le fluide,

il a été montré que :

- Le modèle MII représente l'interaction sol-structure d'une manière plus réaliste que le modèle MI, et ceci du fait de la négligence de la masse de la fondation du dernier et la bonne reformulation de l'équation de mouvement du premier.
- Le modèle sans masse (MI), bien qu'il est moins précis, et donne des résultats plus grands que ceux obtenus par le modèle MII, peut être utilisé en pratique, comme un modèle d'un mécanisme d'Input, en introduisant une correction du mécanisme de dissipation d'énergie de la fondation dans le modèle mathématique considéré.
- Le modèle MI offre un avantage numérique très significatifs par rapport au modèle MII, de manière qu'il permet :
 - Une réduction importante du nombre d'opération nécessaire à l'établissement de la matrice masse et à sa condensation éventuellement.
 - Une simplicité dans son implantation numérique, en utilisant n'importe quel module de calcul dynamique, sans reformuler le système d'équations de mouvement, comme pour le modèle MII.
 - Un nombre de vecteurs requis pour la réduction du système d'équations (que ce soit, dans la base des vecteurs propres ou de vecteurs de Ritz) est très réduit, comparé au modèle MII, notamment, pour le système barrage-sol de fondation très rigide, ce qui nous permet de dire, que ce modèle peut être recommandé pour les systèmes sol-barrages, caractérisés par les rapports de rigidité $E_f/E_d > 4$.

VIII-3 RECOMMANDATIONS :

L'évaluation de la réponse dynamique des systèmes constructifs complexes, de taille importante, tels que les systèmes fluide-sol-barrages, sous l'effet des séismes, demeure un champ fertile d'investigation. En effet, malgré les progrès importants réalisés dans le domaine, un certain nombre d'aspects obscurs subsistent, dont l'éclaircissement nécessitera à l'avenir des études approfondies et de sérieux efforts de recherche en vue de mieux appréhender le comportement sismique de ces systèmes et de réaliser ainsi des conceptions optimales en termes de sécurité et de coût.

On peut classer globalement la plupart des problèmes de recherche sous les trois grandes rubriques suivantes :

1/ les améliorations à apporter, en vue d'une application quantitative du comportement mécanique global des systèmes fluide-sol-barrages, notamment les lois de comportement dynamique des matériaux constitutifs et du fluide de remplissage sur les plans expérimentaux et théoriques. Ceci inclut notamment l'analyse des effets de la plastification du sol, et des influences des nonlinearités sur les contraintes induites par :

- Le phénomène de glissement ou de décollement du radier.
- Le phénomène de fissuration du béton.
- interaction mixte (fondation-barrage-fluide avec absorption du fond de réservoir) et représentation adéquate des caractéristiques de dissipation d'énergie des sous ensembles constitutifs.
- comportement non linéaire du fluide sous l'action des séismes intenses .

2/ les améliorations à apporter à la formulation des problèmes et aux méthodes de calcul, en vue d'aboutir à des résultats optimaux sur le double plan de la précision et du coût de l'analyse, notamment en matière :

- de représentation des aspects tridimensionnels des mécanisme d'Input ou d'excitation sismique pour l'analyse dynamique des interactions des systèmes fluide-sol-barrages.

- d'estimation de l'excitation sismique maximale escomptée et ses variations spatiales.

- de représentation par éléments finis ou infinis des sous systèmes de fondation et de fluide (nature et performance des éléments, limites géométriques des modèles considérés, etc..).

- de prise en compte du phénomène de compressibilité de fluide dans les grands barrages sous actions sismiques violentes.

- de réduction du temps machine pour le traitement efficace du calcul transitoire non linéaire des systèmes complexes.

3/ Les améliorations à apporter en matière de développement d'une approche stochastique globale, en vue de mieux cerner les incertitudes basées sur les causes, notamment :

- l'imprécision sur les chargements appliqués.
- les variations des caractéristiques des matériaux.
- l'absence de renseignement sur les conditions des sols de fondation et de la distribution des pressions dynamiques de contact aux interfaces des sous-systèmes constitutifs..

REFERENCES

- [1] **A. Lebreton**, " Ruptures and Serious Accidents on Dams, from 1964 to 1983 ", La houille blanche / N^o = 6, 1985.
- [2] **A. Goubet**, " Risks Associated with Storage Dams ", La houille blanche / N^o = 8, 1979.
- [3] **S. Timoshenko & J.N. Goodier**, " Theory of Elasticity ", Mc Graw-Hill Book , London, England, 1951.
- [4] **G.N. Bycroft** "Forced Vibrations of a Rigid Circular Plate on a Semi Infinite Elastic Space and on Elastic Stratum ", Philosophical Transactions of the Royal Society, Vol. 248, 1956.
- [5] **Gorbunov & Possadov**, " Design of Structures Upon Elastic Foundation " Proceedings, 5th ICSMFE, Vol. I, 1961.
- [6] **D.D. Barkan**, " Dynamics of Bases and Foundations ", Mc Graw-Hill Book Company, London, England, 1962.
- [7] **T.K. Hsieh**, " Foundations Vibrations " Proceedings of the Institut of Civil Engineering, London, England, Vol. 22, 1962.
- [8] **A.S. Veletsos & Y.T.Wei**, " Lateral and Rocking Vibrations of Footings ", A.S.C.M, Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, SM9, 1971.
- [9] **J.E. Luco & R.A. Westmann**, "Dynamic Response of Circular Footings", A.S.C.E, Journal of Soil. Mechanics and Foundation Division, SM9, 1971.
- [10] **J.E. Luco, H.L. Wong & M.D. Trifunac**, " A Note on Dynamic Response of Rigid Embedded Foundation ", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.4, 1975.
- [11] **K. I. Madjid**, " An Investigation Into the Behaviour of Complete Structures Resting on Cly ", Proceedings of the International Symposium on Numerical Models in Geomechanics, Zurich, 1982.
- [12] **S. A. Abo-El Magd, H. M. Hosny, & M. Mashhour**, "Effect of Foundation Deformations on the Damage of a Masonry Villa ", Proceeding of the International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, Univ. of Missouri-Rolla, Vol. 1, 1984.
- [13] **X. Zhao, M. Cao, & I. K. Lee**, " Soil-Structure Interaction Analysis and its Application to Foundation Design in Shanghai", Proceedings of the 5th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Vol. 2, 1985.
- [14] **H. Sommer, P. Wittmann, & P. Ripper**, " Piled Raft Foundation of a Tall Building in Frankfurt Clay ", Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Vol. 4, 1985.
- [15] **Z. E. Yao & J. R. Zhang**, " Contact Pressure and Foundation Forces with Four Soil Models", Proceedings of the 2nd International Symposium on Numerical Models in Geomechanics, London, England, 1986.

- [16] **J.P. Wolf**, "Dynamic Soil-Structure Interaction", Prentice - Hall , Englewood Cliffs, N.J., U.S.A., 1985.
- [17] **J.P. Wolf**, " Soil-Structure Interaction Analysis in Time Domain ", Prentice - Hall, Englewood Cliffs, U.S.A., 1985.
- [18] **H.M. Westergaard**, "Water Pressures on Dams During Earthquakes", Transactions of A.S.C.E, Vol 98, 1933.
- [19] **C.N. Zangar & R.J. Haefeli** " Electric Analog Indicates Effect of Horizontal Earthquake Shock on Dams ", Journal of Institut of Civil Engineering, Vol. 22, 1952.
- [20] **T.V. Karman**, "Discussion of Water Pressures on Dams during Earthquakes", Transactions of A.S.C.E. Vol. 98, 1933.
- [21] **C. N. Zangar**, " Hydrodynamic Pressures on Dams due to Horizontal Earthquakes", Proceedings of the Society on Experimental Stress Analysis, Vol. 10, N^o 2, 1953.
- [22] **L. S. Jacobson & R. S. Ayre**, " Hydrodynamic Experiments with Rigid Cylindrical Tanks Subjected to Transient Motions", Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 41, 1951.
- [23] **G. W. Housner & A. Chwang**, " Hydrodynamic Pressures on Sloping Dams During Earthquakes", Part. 1, Momentum Method, Journal of Fluid Mechanics, Part. 2, Vol. 87, 1978.
- [24] **A. K. Chopra**, "Hydrodynamic Presures on Dams during Earthquakes", Journal of the Engineering Mechanics Division, A.S.C.E, Vol. 93, EM6, 1967.
- [25] **G. Post, B. Tardieu, & M. Lino**. " Paraseismic design of dams", Genie Parasismique, Collection des Ponts et Chaussées.
- [26] **C.I.G.B**, " Choix des paramètres pour les grands barrages", Bulletin N^o 72, 1989.
- [27] **L.F. Richardson**, "The approximate arithmetical solution by finit differences of physical problems involving differential equations, with application to stresses and masonry dams ", Philosophical Transactions of Royal Society, 1959.
- [28] **O.C. Zienkiewicz**, "The stress distribution in gravity dams", Journal of Institut of Civil Engineering, 1964.
- [29] **O.C. Zienkiewicz & R.W. Gerstner**. "Foundation Elasticity Effects in Gravity Dams", Proceedings of the Institut of Civil Engineering, N^o 19, 1961.
- [30] **O.C. Zienkiewicz & C.R. Cruz**, "The Equivalent Load Method for Elastic Thermal Stress Problems with Particular Application to Arch Dams", Proceedings of the Institut of Civil Engineering, N^o 23, 1962.
- [31] **R. Priscu & M. Constantinescu**. " Le Calcul des Barrages Voûtes par La Méthode de Réseaux", Proceedings, 6th International Congress of Large Dams, N.Y., U.S.A, 1958.
- [32] **J. Rydzewski**, "Theory of Arch Dams", Proceedings of the International Symposium, Southampton University, England, 1965.
- [33] **T.A. Cruse**, "Application of the Boundary Integral Equation Method in Solid Mechanics ", Variational Methods in Engineering, Proceedings of the International Conference, Southampton University, England, 1972.

- [34] **F.I. Rizzo**, "An Integral Equation Approach to Boundary Value Problems in Classical Elastostatics", *Quart. Appl. Maths.* N^o 25, 1967.
- [35] **C. Fenves & A. K. Chopra**, "Earthquake Analysis of Concrete Gravity Dams Including Reservoir Bottom Absorption and Dam-Water-Foundation Rock Interaction", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 12, 1984.
- [36] **M. A. Haroun & G. W. Housner**, "Dynamic Characteristics of Liquid Storage Tanks", *A.S.C.E.*, Vol. 89, 1961.
- [37] **O.C. Zienkiewicz**, "The Finite Element Method in Engineering Science", Mac Graw-Hill, London, England, 1977.
- [38] **R.H. Gallagher, C. Taylor, & O.C. Zienkiewicz**, "The Finite Element Method in Flow Problems", J. Wiley & Son, London, England, 1975.
- [39] **S.H. Grandall**, "Engineering Analysis", Mc Graw-Hill, London, England, 1956.
- [40] **B.A. Finlayson**, "The Method of Weighted Residuals and Variational Principles", Academic Press, N. Y., U.S.A., 1972.
- [41] **J.F. Imbert**, "Analyse des Structures par Eléments Finis", collection E.N.S.A.E, France, 1979.
- [42] **O.C. Zienkiewicz and R.W. Clough**, "Finite Element Methods in Analysis and Design of Dams", *International Conference of Large Dams, Bulletin 38a*, 1987.
- [43] **K.J. Bathe**, "Finite Element Procedures in Engineering Analysis". Prentice-Hall, Englewood Cliffs, U.S.A., 1982.
- [44] **J.R. Hughes**, "The Finite Element Methode, Linear Static and Dynamic Finite Element Analysis", Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jerzey, U.S.A., 1987.
- [45] **A.K. Chopra & P. Chakrabarti**, "Earthquake Response of Gravity Dams Including Hydrodynamic and Foundation Interaction Effects", Reports UCB/EERC-80/01 Earthquake Engineering Research Center, Univ. of California, Berkeley, California, 1980.
- [46] **M.F. Biot**, "A Mechanical Analyzer for the Prediction of Earthquake Stresses", *Bull. Seis. Soc. Am.*, Vol 31, N^o 2, 1941.
- [47] **G.W. Housner**, "Calculating the Respose of an Oscillator to Arbitrary Ground Motion", *Bull. Seis. Soc. Am.*, Vol 31, N^o 2, 1941
- [48] **M. Paz**, "Structural Dynamics, Theory and Computation", Published by Van Nostrand Reinhold Company Inc., N.Y., U.S.A., 1980.
- [49] **J.H. Wilkinson**, "The Algebraic Eigenvalue Problem", Oxford University Press, London, England, 1965.
- [50] **K.K. Gupta**, "Vibration of Frames and Other Structures With Banded Stiffness Matrix", *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 2, 1970.
- [51] **A.K. Vaish & A.K. Chopra**, "Earthquake Finite Element Analysis of a Structure-Foundation Systems", *Journal of the Engineering Mechanics Division, A.S.C.E.*, Vol. 100, EM6, 1974.

- [52] **P. Léger & M. Boughoufalah**, "Earthquake Input Models in Dam-Foundation Interaction Studies", Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, JAPAN, 1988.
- [53] **U.S. Army Corps of Engineers**, "Earthquake Analysis and Design of Concrete Gravity Dams", Engineering Manual, 1985.
- [54] **U.S. Bureau of Reclamation**, "Concrete Dams", Design Standards N 2, 1965.
- [55] **E.L. Wilson, M.W. Yuanand & J.M. Dickens** " Dynamic Analysis by Direct Superposition of Ritz Vector", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 10, 1982.
- [56] **E.L. Wilson & K. Jung**, "Ritz Vectors and Generating Criteria for Mode Superposition Analysis", Earthquake Engineering and Structural Dynamic for Mode Superposition Analysis", Vol 18, 1989.
- [57] **D. Altinisik & R.T. Severn**, "Natural Frequencies and Response Characteristics of Gravity Dams, Design of Dams to Resist Earthquake", I.C.E, 1980.
- [58] **A.K. Chopra & C.F. Corns**, "Dynamic Method for Earthquake Resistant Design and Safety Evaluation of Concrete Gravity Dams", Thirteenth Congress on Large Dams, New Delhi, Inde, Vol. II, 1979.
- [59] **R.S. Grichine & al.**, "Ouvrages Hydrauliques", Tome I, Editions Mir, Moscou, 1988.
- [60] **Y. Gourinard & J. Thevenin**, "Elements de Technologie des Barrages Algeriens", XIX^e Congrès Geologique International, Alger, 1952.
- [61] **A. Pecker**, "Dynamique des Sols", Presses de l'E.N.P.C., Paris, France, 1984.
- [62] **R.W. Clough & J. Penzien**, "Dynamics of Structures", Mac Graw-Hill, London, England, 1975.
- [63] **R.W. Clough**, "Non-Linear Mechanisms in the Seismic Response of Arch Dams", Proceedings of the International Research Conference on Earthquake Engineering, Skopje, Yugoslavia, 1980.
- [64] **A.K. Chopra**, "Earthquake Analysis, Design and Safety of Concrete Dams", Proceedings of the 5th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Ottawa, CANADA, 1987.
- [65] **E. Ficheur**, "Géologie de l'Ouarsenis sur la Présence de la Terebratula Diphya dans l'Oxfordien" Congrès de l'A.F.A.S., Paris, FRANCE, 1889.
- [66] **A. Brives**, "Le Dôme Jurassique du Koudiat Larouah", B.S.G.F., t. XXV, 1925.
- [67] **H.T. Henry**, " The Engineering of Large Dams", 4th International Congress of the Rock Mechanics, Part I, 1979.