

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR

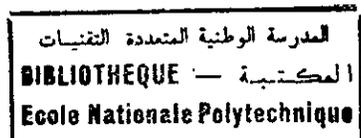
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

THESE DE MAGISTER

Présentée par **MOHABEDDINE née DJABALI HAFIDA**
Ingénieur d'Etat diplômé à l'E.N.P.

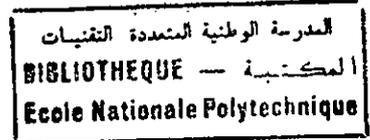


INFLUENCE DE L'INTERACTION DYNAMIQUE FLUIDE- BARRAGE AVEC FOND ABSORBANT SUR LA REPONSE SISMIQUE DES BARRAGES.

Soutenue en Juin 1996 devant le jury composé de:

MM.	M.K.	BERRAH	Maître de conférences	Président
	B.	TILIOUÏNE	Professeur	Directeur de thèse
	S.	BELKACEMI	Maître de conférences	Examineur
	M.	HAMOUTENE	Maître de conférences	Examineur
	M.	MORSLI	Chargé de cours	Examinatrice

REMERCIEMENTS



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 Fluide-Barrages avec fond absorbant; 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 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 reconnaissante envers Messieurs S. BELKACEMI, et M. HAMOUTENE, Maître de conférences à l'E.N.P ainsi qu'envers Madame M. MORSLI, Chargée de recherche, pour avoir bien voulu examiner cette étude et y apporter leurs 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 Mademoiselle N. ABBOUN, Chef de département de Genie Industriel ainsi qu'à tous ceux qui m'ont aidé de loin ou de près à finaliser ce travail.

SOMMAIRE

المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

INTRODUCTION

CHAPITRE I LES SEISMES

- I - 1 INTRODUCTION
- I - 2 LES CAUSES DES SEISMES
- I - 3 ONDES DE VOLUME
- I - 4 ONDES DE SURFACE
- I - 5 ETUDE INSTRUMENTALE
- I - 6 CONCLUSION

CHAPITRE II DYNAMIQUE

- II - 1 INTRODUCTION
- II - 2 REPOSE DE LA STRUCTURE A UNE EXCITATION SISMIQUE
 - II - 2 - 1 Oscillateur simple
 - II - 2 - 2 Spectre de réponse
 - II - 2 - 3 Recherche des modes de vibration
 - II - 2 - 4 1 Cas d'une poutre
 - II - 2 - 4 2 Cas d'une console
- II - 3 Eléments de calcul dynamique
- II - 4 ANALYSE DYNAMIQUE DES BARRAGES POIDS
 - II - 4 - 1 Introduction
 - II - 4 - 2 Méthode pseudo - statique
 - II - 4 - 3 Méthode généralisée équivalente
- II - 5 CONCLUSION

CHAPITRE III LES BARRAGES

- III - 1 INTRODUCTION
- III - 2 RECENSEMENT DES GRANDS BARRAGES
- III - 3 DIFFERENTS TYPES DE BARRAGES
 - III - 3 - 1 Les barrages rigides
 - III - 3 - 2 Les barrages souples
- III - 4 BARRAGES POIDS EN BETON
 - III - 4 - 1 Introduction
 - III - 4 - 2 Propriétés de vibrations des barrages
 - III - 4 - 3 Stabilité générale
 - III - 4 - 3 - 1 Stabilité au renversement
 - III - 4 - 3 - 2 Stabilité élastique et de glissement
 - III - 4 - 3 - 3 Stabilité au glissement
 - III - 4 - 4 Stabilité interne
 - III - 4 - 4 - 1 Calcul des contraintes par la méthode de la résistance des matériaux (RDM)
 - III - 4 - 4 - 2 Calcul des contraintes par la méthode de PIGEAUD)
 - III - 4 - 4 - 3 Accidents et critiques
 - III - 4 - 5 Inconvénients et précautions à prendre.
- III - 5 CONCLUSION

CHAPITRE IV ELEMENTS FINIS

- IV - 1 INTRODUCTION
- IV - 2 LES DIFFERENTES FORMULATIONS DE LA METHODE DES ELEMENTS FINIS
- IV - 3 CHOIX DE L'ELEMENT DE REFERENCE
- IV - 4 CHOIX DE LA FONCTION DEPLACEMENT
- IV - 5 MATRICE D'INTERPOLATION
- IV - 6 RELATION ENTRE LES FORCES NODALES ET LES DEPLACEMENTS
- IV - 7 ELABORATION D'UN LOGICIEL DE CALCUL
- IV - 8 ORGANIGRAMME
- IV - 9 CONCLUSION

CHAPITRE V INTERACTION FLUIDE - BARRAGE AVEC PRISE EN COMPTE DE L' ABSORPTION DES ONDES HYDRODYNAMIQUES DES MATERIAUX DU FOND DE RESERVOIR

- V - 1 INTRODUCTION
 - V - 1 - 1 Description phénoménologique de l'interaction fluide-barrage
 - V - 1 - 2 Interaction fluide avec absorption des ondes de pression hydrodynamiques incidentes par les sédiments de fond de réservoir.
- V - 2 PRESENTATION DE LA METHODE DES SOUS-STRUCTURES
 - V - 2 - 1 Domaine du fluide en sous - structures
- V - 3 CONCLUSION

CHAPITRE VI METHODE GENERALISEE EQUIVALENTE

- VI - 1 INTRODUCTION
- VI - 2 LA METHODE GENERALISEE EQUIVALENTE
- VI - 3 FORCES LATERALES EQUIVALENTES
 - VI - 3 - 1 Approximation unidimensionnelle des forces latérales
 - VI - 3 - 2 Approximation de la pression hydrodynamique
 - VI - 3 - 3 Les caractéristiques relatives à la réponse du mode fondamental
 - VI - 3 - 4 Propriétés de vibration des barrages
- VI - 4 INTERACTION FLUIDE - BARRAGE AVEC UN FOND ABSORBANT
- VI - 5 INTERACTION SOL DE FONDATION - BARRAGE
- VI - 6 PRESSION HYDRODYNAMIQUE
- VI - 7 MASSE ET COEFFICIENT DE LA FORCE GENERALISES
- VI - 8 LA CORRECTION DES MODES SUPERIEURS DE LA REPOSE STATIQUE
 - VI - 8 - 1 Barrage reposant sur une fondation rigide avec réservoir vide
 - VI - 8 - 2 Barrage reposant sur une fondation flexible avec réservoir plein d'eau
- VI - 9 CALCUL DE LA REPOSE TOTALE
- VI - 10 SPECTRE DE REPOSE DE CALCUL
- VI - 11 CALCUL DES CONTRAINTES
- VI - 12 LA REPOSE TOTALE
- VI - 13 CONCLUSION
- VI - 14 PRESENTATION DU LOGICIEL.

CHAPITRE VII APPLICATIONS ET RECOMMANDATIONS

- VII - 1 INTRODUCTION
- VII - 2 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES BARRAGES
- VII - 3 CALCUL STATIQUE

VII - 3 - 1 Stabilité globale

VII - 3 - 2 Stabilité locale

VII - 4 PRINCIPAUX RESULTATS

VII - 4 - 1 Les forces latérales équivalentes

VII - 4 - 1.1 Calcul des forces latérales dues à la contribution du mode fondamental

VII - 4 - 1.2 Calcul des forces latérales dues aux modes supérieurs

VII - 4 - 1.3 Calcul des forces latérales équivalentes S.R.S.S

VII - 4 - 1.4 Tracé des forces latérales

VII - 4 - 1.5 Intéraction fluide - structure

VII - 4 - 2 Calcul des périodes

VII - 4 - 3 Cas du barrage Oued Fodda

VII - 4 - 4 Comparaison des contraintes calculées par la RDM et la MEF

CHAPITRE VIII CONCLUSIONS

REFERENCES

ANNEXES

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

INTRODUCTION

L'eau qui est la source de la vie, constitue un capital précieux et un patrimoine naturel qu'il faut savoir bien gérer. Ainsi, un manque ou un excès d'eau peut gêner l'activité de l'Homme. On conçoit donc l'importance pour lui d'en maîtriser l'abondance. Aussi trouve-t-on très tôt dans l'histoire, des indices sinon même des vestiges de barrages de retenue, comme aux Indes, en Egypte et en Irak. Jadis, l'irrigation et l'alimentation en eau, étaient les utilisations les plus importantes. Plus tard, les besoins de la navigation ont nécessité la construction de barrages tant pour permettre la navigation que pour la maintenir le plus longtemps possible le long de l'année. Puis, l'industrie moderne a nécessité de plus en plus d'eau, notamment les centrales thermoélectriques et les usines hydroélectriques (énergie électrique des sociétés industrielles); ceci a fait que la technique des barrages a enregistré de grands progrès depuis une quarantaine d'années. Cependant, il ne faut pas non plus oublier le rôle destructeur de l'eau durant les inondations. Des barrages sont parfois construits uniquement pour diminuer le débit maximum des grandes crues, mais ils peuvent être aussi source de gros problèmes, notamment en séisme. Ce dernier se traduit par un tremblement de terre c'est à dire par une vibration du sol provoquée par une libération soudaine de déformations accumulées dans la croûte terrestre. Les roches se comportent alors comme des matériaux élastiques et le séisme est produit par la relaxation brusque des contraintes lors d'un glissement de terrain suivant un plan de faille. Le séisme n'est dangereux pour les vies humaines qu'à travers ses effets destructeurs sur les ouvrages. L'essentiel donc de la protection réside dans la réalisation d'ouvrages capables de résister au mieux aux plus dommageables des effets du séisme. C'est pour cette raison que ce domaine de recherche réunit des compétences de différentes disciplines (géologues, sismologues, géotechniciens...) pour trouver des moyens de prévention des risques de désastres. Le développement actuel des barrages est fonction des besoins; il représente l'un des éléments les plus importants parmi les différents projets de construction.

En conséquence, et notamment du fait que les grands barrages font peser sur les avaliers un risque potentiel fort grand, dû à l'énergie accumulée dans les réservoirs, tous les grands barrages devraient être projetés en tenant compte des effets provoqués par les séismes: d'où la nécessité d'une étude dynamique.

L'objet de cette recherche est d'étudier les effets d'interaction fluide-barrage et fluide-barrage en présence d'un fond de réservoir absorbant, sur la réponse sismique des barrages en termes de distribution des efforts et de contraintes notamment. Le système fluide-barrage est modélisé par un système pendulaire équivalent possédant des caractéristiques dynamiques tenant compte de l'effet hydrodynamique du fluide de remplissage. La contribution des modes supérieurs évaluée souvent par une correction statique [38, 39, 49,50], est combinée ici avec la réponse du mode fondamental à l'aide d'une règle de combinaison appropriée des réponses modales [8,13,40,53].

Ainsi, notre travail a pour but de mettre en oeuvre une méthode efficace donnant des résultats satisfaisants par rapport aux méthodes dynamiques (numériques): méthodes équivalentes (efforts).

Dans le premier chapitre de cette étude, nous donnons un aperçu sur la sismologie. Le second chapitre est consacré à un rappel de notions de dynamique des structures.

Le troisième chapitre donne un résumé sur les barrages en général et en particulier sur les barrages poids en béton. Le chapitre quatre traite la méthode des éléments finis. Le problème de l'interaction fluide-barrage avec fond de sédiments fait l'objet du cinquième chapitre. La méthode efficace proposée sera présentée dans le sixième chapitre. Les recommandations et les applications sont traitées dans le chapitre sept et des conclusions clôturent ainsi notre travail.

CHAPITRE I
GENERALITES SUR LES SEISMES

CHAPITRE-I

GENERALITES SUR LES SEISMES

I-1 Introduction

Un séisme est un mouvement naturel du sol qui débute brusquement et dure relativement peu. A l'origine de tels phénomènes, se trouvent des déformations lentes de la croûte terrestre ou du milieu sous-jacent qui entraînent l'accumulation de tensions internes. Ces dernières finissent par dépasser, en un point, la résistance des roches au cisaillement. A cet endroit se produit une rupture. Au moment de la rupture, une énergie considérable se trouve libérée sous forme de fractures, de déformations permanentes et une partie est transformée en ondes sismiques qui peuvent être ressenties ou mesurées. Un des objectifs de la sismologie instrumentale est d'obtenir, par l'étude des temps d'arrivée des ondes émises, la position du point où la rupture a commencé, c'est à dire le foyer. On appelle épicerne la projection du foyer sur la surface de la terre. L'énergie propagée au cours d'un tremblement de terre sous forme d'ondes sismiques qui peut provoquer des dégâts importants aux constructions. Ces ondes peuvent être de deux types: les ondes P pour lesquelles la direction du déplacement s'effectue parallèlement au rayon sismique et les ondes S transversalement.

I- 2 Les causes des séismes

La plupart des séismes sont dus à des causes tectoniques. En effet, la confrontation des plaques continentales et océaniques se fait l'une par rapport à l'autre par glissement, par compression, ou par écartement. Ces mouvements provoquent aux frontières de plaques des plissements, des fracturations et fissurations, donnant naissance à divers types de failles géologiques.

I - 3 Les ondes de volume

Elles prennent naissance dans le foyer, se propagent à l'intérieur de la terre sous deux formes:

- 1) Les ondes P ou longitudinales se propagent avec une vitesse de 7 à 8 Km/s et s'accompagnent d'un changement de volume (compression et dilatation alternées).
- 2) Les ondes S ou ondes transversales se déplacent avec une vitesse de 4 à 5 Km/s et s'accompagnent d'une distorsion dans le plan perpendiculaire à la direction de propagation, en provoquant un cisaillement sans changement de volume.

I- 4 Les ondes de surface

Les ondes de volumes qui arrivent en surface de la terre produisent des ondes de surface n'intéressant le sol que sur une profondeur extrêmement faible. On distingue principalement:

1) Les ondes R de RAYLEIGH

Elles entraînent des compressions ou des tractions ainsi que des cisaillements dans le sol.

2) Les ondes Q de LOVE

Elles n'entraînent que des contraintes de cisaillement.

Les ondes de surfaces ont une vitesse de propagation de 1,5 à 5 Km/s dans les terrains compacts ou rocheux et 0,5 à 1,5 Km/s dans les terrains meubles.

I - 5 Etude instrumentale

L'étude des séismes a été faite durant de longues années, uniquement par l'observation directe de ses effets. Ceci a permis l'accumulation des données d'observation sous formes de catalogues sismiques et de cartographies des centres évalués grossièrement sans instrument, à partir des effets sur les ouvrages et sur la topographie des régions ébranlées. Ce n'est que récemment grâce à la conception et à la réalisation d'une instrumentation de plus en plus sophistiquée qu'est apparue la possibilité de bien comprendre le mécanisme sismique.

A partir des seismogrammes, on peut évaluer de plusieurs façons la position du point géographique correspondant à l'épicentre. Quand un tremblement de terre se produit, les ondes sismiques se propagent dans toutes les directions à partir du foyer. L'instrument qui permet la détection des mouvements du sol est appelé seismomètre (détecteur).

Le seismographe est un dispositif d'enregistrement qui traduit la perturbation en un enregistrement qu'on appelle seismogramme.

L' accélérogramme représente la variation de l'accélération dans une direction donnée en fonction du temps. Ce dernier permet de connaître les trois composantes du mouvement d'un point du sol grâce à des enregistrements en fonction du temps. Avant d'être utilisé, les enregistrements doivent subir des corrections. Les vitesses et déplacements s'en déduisent par intégration.

I - 6 - CONCLUSION

Les désordres occasionnés par les séismes sont une preuve formelle de la complexité des comportements des structures, engendrés par ce phénomène. D'où la nécessité des études sismiques qui ont pour but de déterminer la (forme) des secousses et surtout la position des centres d'ébranlement.

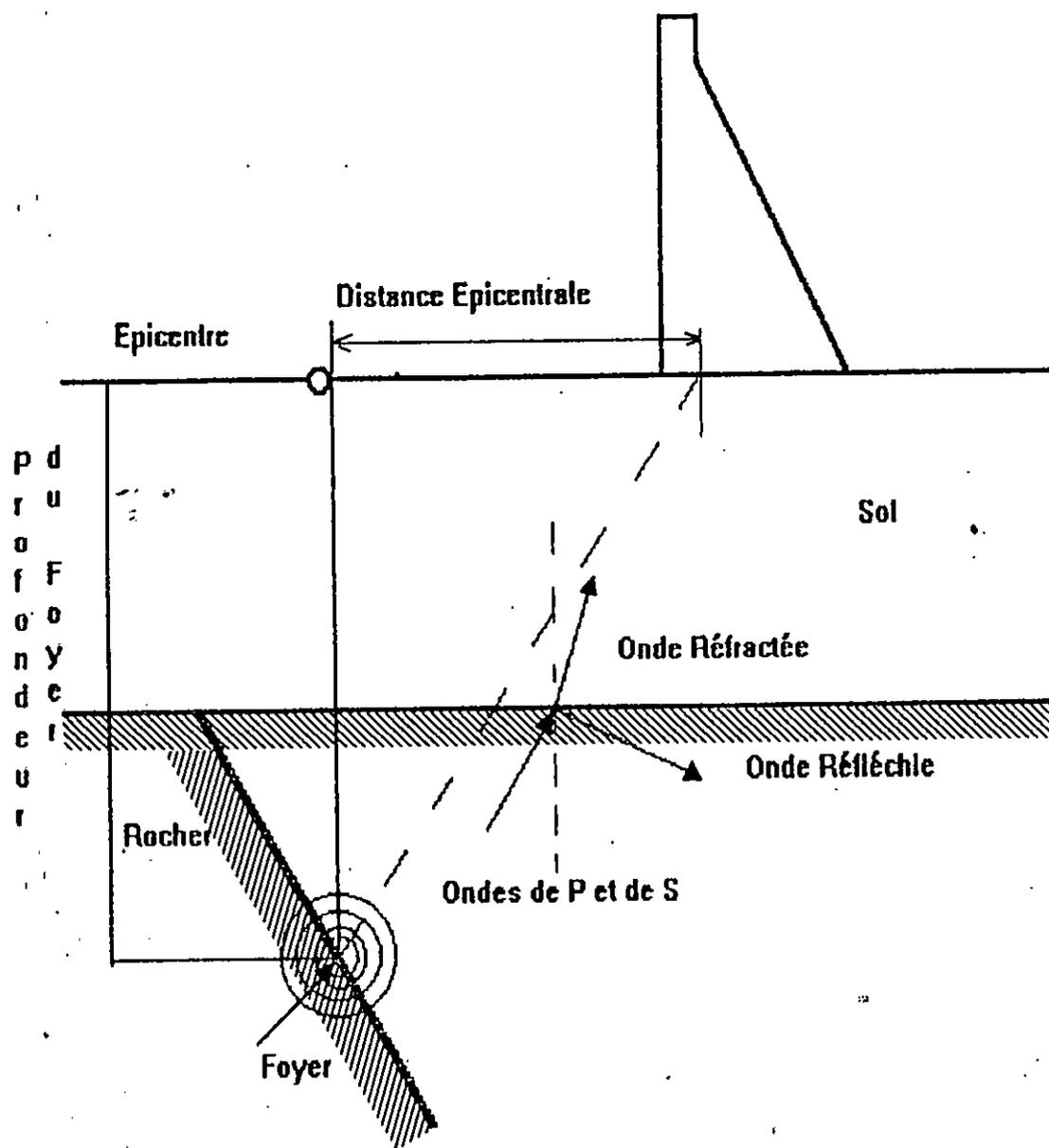


Figure I - 1. Effets de la réflexion et de la réfraction

CHAPITRE II
NOTIONS DE CALCUL DYNAMIQUE
DES STRUCTURES

CHAPITRE -II

NOTIONS DE CALCUL DYNAMIQUE DES STRUCTURES.

II-1 Introduction

Le terme dynamique est défini simplement comme étant une variation dans le temps, tel qu'un chargement dynamique est un quelconque chargement dont la grandeur, la direction ou la position varie dans le temps.

Notons qu'un problème de dynamique des structures diffère de celui de la statique selon deux aspects:

- la première différence, notée par définition, est la variation dans le temps de la nature du problème dynamique puisque le chargement et la réponse varient. Il est évident que le problème dynamique ne possède pas une seule solution comme le problème statique; on doit établir une succession de solutions correspondantes à tout moment de l'histoire de la réponse.
- La seconde, est que le problème statique, la réponse et le comportement de la structure ne dépendent que du chargement. Par contre, si le chargement est dynamique cela dépendrait aussi des forces d'inerties qui naîtraient dans la structure et contribueraient à la réponse.

II-2 Réponse de la structure à une excitation sismique

II-2-1 Oscillateur simple

Un oscillateur simple est constitué d'une masse m reliée à un point fixe par un ressort et un amortisseur et pouvant se déplacer dans une seule direction. La masse est soumise à une force $p(t)$ variable dans le temps, qui la met en mouvement.

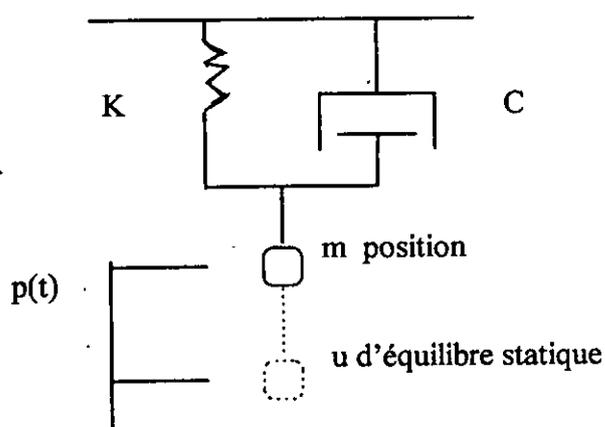


Figure II-1 Représentation du modèle Kelvin Voigt

L'étude de l'oscillateur simple est essentielle car le calcul dynamique d'une structure élastique comportant plusieurs masses se ramène à celui d'un certain nombre d'oscillateurs simples caractérisés chacun par une période de vibration T et un coefficient d'amortissement ζ .
 Si la structure est soumise aux effets d'un séisme, il n'y a pas de forces directement appliquées aux masses, mais un mouvement du sol on aura alors:

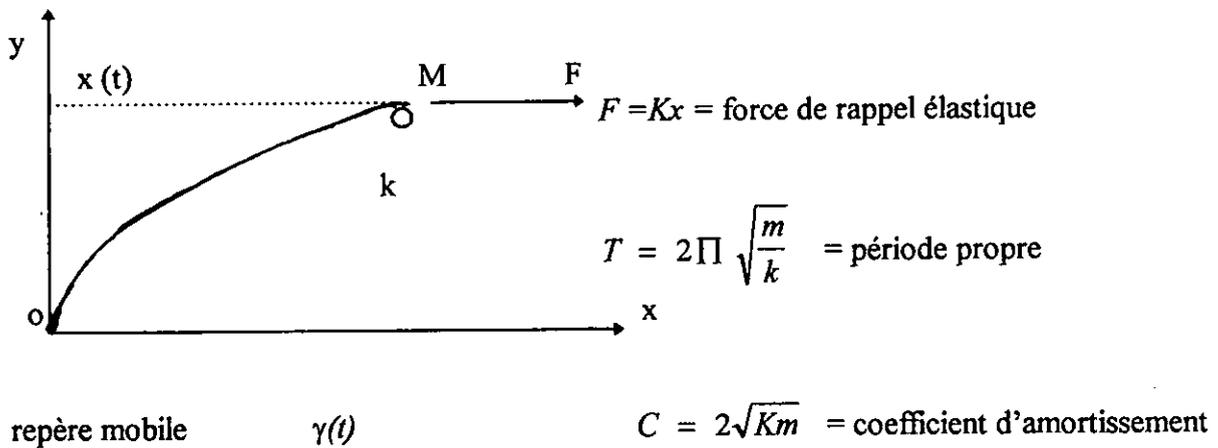


Figure II-2 oscillateur simple soumis à une excitation sismique

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

$$\ddot{y} + c\dot{y} + Ky = -m\gamma(t)$$

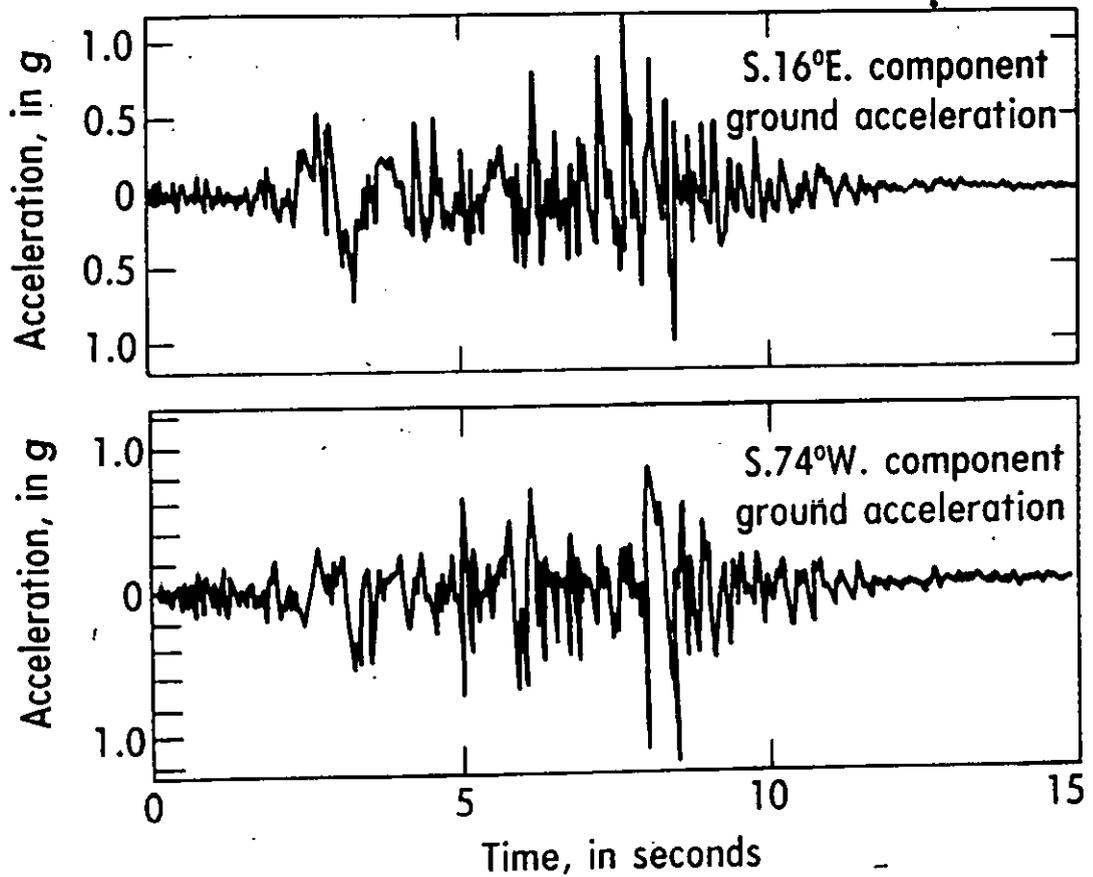
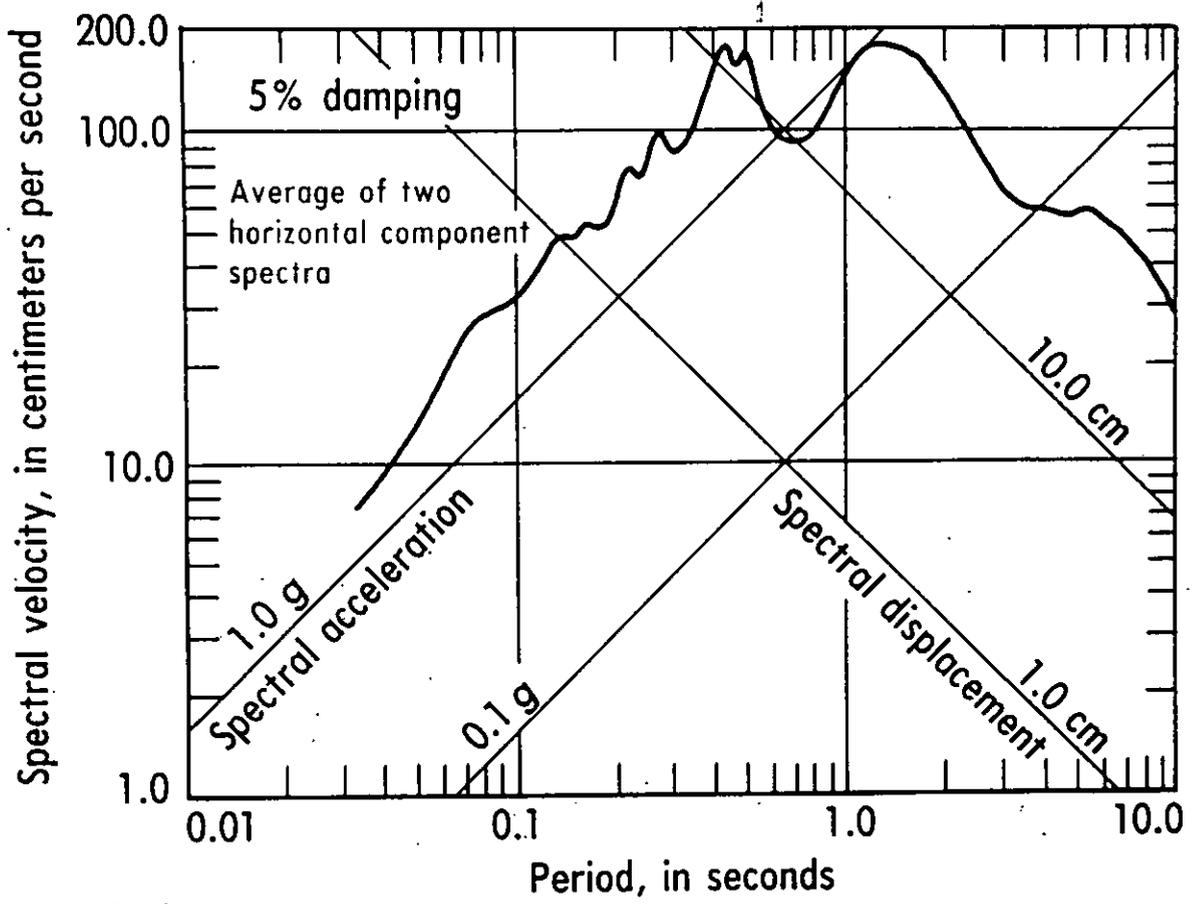
$$\Leftrightarrow \ddot{y} + 2\xi\omega\dot{y} + \omega^2 y = -\gamma(t)$$

avec $2\xi\omega = \frac{c}{m}$ et $\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$

sachant que ξ = rapport d'amortissement critique
 ω = pulsation propre = $2\pi/T$

II-2-2 Spectre de réponse

Les informations contenues dans un accélérogramme sont souvent résumées par un spectre de la fonction $\gamma(t)$. Dans ce spectre la représentation se fait dans le domaine des fréquences. Le spectre le plus utilisé est celui de la réponse élastique qui dérive de l'étude de la réponse d'un oscillateur à un sel degré de liberté à un mouvement sismique appliqué à sa base. Le spectre d'accélération fournit la force d'inertie maximale. Le spectre des déplacements fournit directement le maximum de la déformation et par la suite la force élastique maximale développée.



II-2-3 Recherche des modes de vibration

Les oscillations libres d'un oscillateur non amorti, constituent une bonne approximation de son mouvement réel lorsqu'il est soumis à un chargement extérieur variable dans le temps.

$M\ddot{y} + Ky = 0$ avec des solutions générales de la forme:

$$D = A \sin \omega t$$

On résout $(K - \omega^2 M)A = 0$ soit $K - \omega^2 M = 0$

On détermine la matrice colonne des valeurs propres ω^2 avec

$$\omega^2 = [\omega_1^2 \dots \dots \dots \omega_n^2]$$

On calcule ensuite les vecteurs propres ϕ_i associés à chaque valeur propre ω_i^2 en résolvant le système $(K - \omega_i^2 M)\phi_i = 0$. Ces vecteurs propres, orthogonaux deux à deux, constituent une base et on désigne par ϕ leur matrice où $\phi = [\phi_1 \dots \dots \dots \phi_n]$, n étant le nombre de degré de liberté.

les déplacements s'expriment alors dans la base des vecteurs propres par: $D = \sum \phi_i y_i = \phi y$ où y est le vecteur colonne des déplacements généralisés.

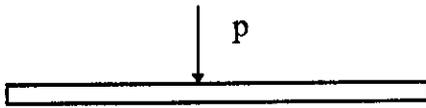
L'équation du mouvement devient:

$$M\phi\ddot{y} + C\phi\dot{y} + K\phi y = -Mj\ddot{\gamma}_s$$

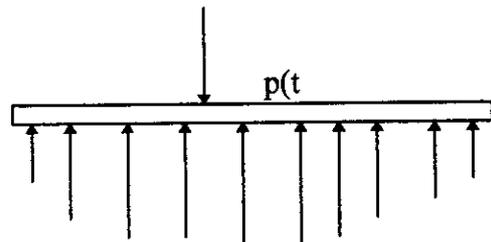
II-2-4-1 Cas d'une poutre

A la différence de la statique, en dynamique les déplacements correspondent à des accélérations qui produisent des forces d'inertie opposées à ces même accélérations. M, T équilibrent non seulement $p(t)$, mais aussi les forces d'inertie. Le problème doit être formulé à l'aide d'équations différentielles.

De plus, si la masse est répartie de façon continue, il faut définir déplacements et accélérations en chaque point, avec deux variables indépendantes x et t . Il faut donc utiliser des équations aux dérivées partielles.



figureII-3a



forces d'inertie
FigureII-3b

Figure II-3 Distinction fondamentale entre une charge statique et une charge dynamique:

- a) chargement statique
- b) chargement dynamique

Pour discrétiser le problème, trois méthodes peuvent être appliquées, selon le cas:

- Concentration des masses, si le système le permet

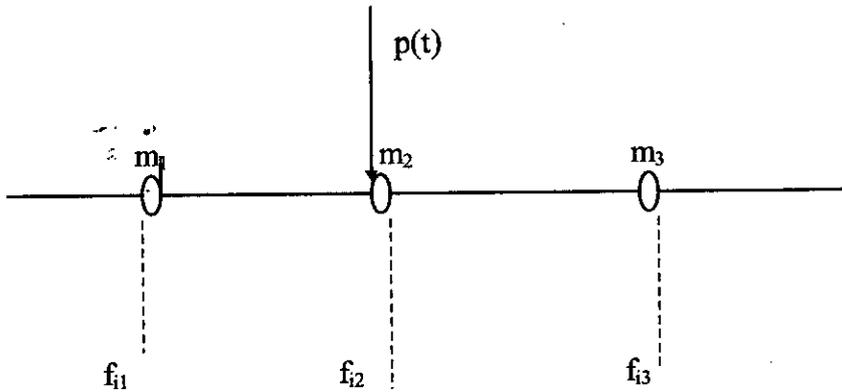


Figure II-4 Discrétisation d'une poutre simple par concentration de la masse.

Le nombre de composantes de déplacement pour représenter les effets de toutes les forces d'inertie est appelé nombre de degrés de liberté dynamiques.

- Déplacements généralisés

Lorsque la masse est répartie partout de manière à peu près uniforme. On considère que la déformée peut être exprimée comme une combinaison linéaire de certains formes de déplacements. Ces formes jouent le rôle de coordonnées dans lesquelles on exprime le déplacement de la structure.

$$V(x) = \sum_{n=1}^{\infty} b_n \sin \frac{n\pi x}{l}$$

On remarque que

$$\int_0^l \sin \frac{m\pi x}{l} \sin \frac{n\pi x}{l} dx = \begin{cases} 0 & \text{si } m \neq n \\ 1 & \text{si } m = n \end{cases}$$

Les différentes fonctions sont orthogonales et peuvent servir de base pour exprimer le vecteur V . Les coordonnées seront les paramètres b_i . En généralisant cette idée, on peut utiliser une famille quelconque de forme $\psi_n(x)$ compatibles avec les conditions géométriques imposées aux appuis, qui représentent la compatibilité des déplacements internes.

Pour une structure unidimensionnelle, l'expression généralisée des déplacements est:

$$V(x) = \sum_n z_n \psi_n(x) \quad \begin{array}{l} z_n \text{ sont les coordonnées généralisées} \\ \psi_n(x) \text{ des fonctions de déformée indépendantes} \end{array}$$

II-2-4-2 Cas d'une console

Afin d'approximer le mouvement du système, il est nécessaire de considérer que la poutre se déforme selon une configuration spatiale présente tel que $\psi(x) \psi(l) = 1$

De tel sorte que $y(x,t) = \psi(x) y(t)$

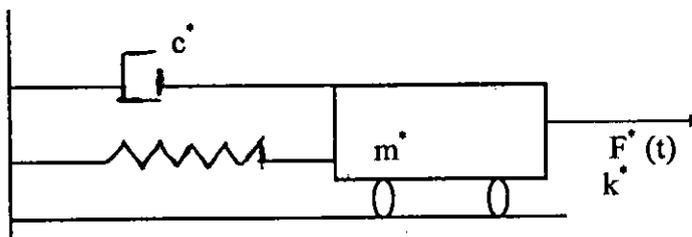


Figure II-5 Modèle rhéologique à un degré de liberté représentant le monolithe de barrage.

Le système est considéré équivalent s'il possède la même énergie cinétique, la même énergie potentielle et le travail des forces extérieures doit être identique.

Pour le système initial, on a :

$$KE = \int_0^l \frac{1}{2} m(x) \{ \psi(x) \dot{y}(t) \}^2 dx$$

Pour le système équivalent :

$$KE = \frac{1}{2} M^* \dot{y}^2(t)$$

Même énergie cinétique \Rightarrow

$$M^* = \int_0^l m(x) \psi^2(x) dx$$

Le travail de la force répartie extérieurement $p(x,t)$ dû au déplacement $\delta y = a$ est:

$$W = \int_0^l p(x,t) \delta y(x,t) dx \quad (\text{travail virtuel})$$

$$W = \int_0^l p(x,t) \psi(x) \delta y(t) dx$$

Le travail effectué par les forces extérieures pour le système équivalent est donné:

$$W^* = F^*(t) \delta y(t)$$

Ayant $W = W^*$ on aura ainsi la force équivalente F^* égale:

$$F^* = \int_0^l p(x,t) \psi(x) dx$$

II-3 Eléments de calcul dynamique.

Le principe de D'ALEMBERT nous permet d'exprimer l'équation d'équilibre qui régit le mouvement comme suit:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = F(t)$$

Avec K = matrice de raideur des éléments

C = matrice d'amortissement

M = matrice de masse

$F(t)$ = force excitatrice

Différentes méthodes d'analyse dynamique des structures:

Le mouvement sismique génère aux structures des actions dynamiques, dont les forces d'inertie apparaissent dans les masses. L'analyse nous permet d'évaluer ces actions par différentes méthodes que l'on regroupe suivant deux tendances:

- déterministe
- probabiliste.

En ce qui concerne la première est temporelle et permet l'évaluation de la réponse à chaque instant de temps. La méthode spectrale qui est la plus utilisée, est caractérisée par la définition d'un mouvement sismique qu'on impose aux appuis sous forme de spectre de réponse.

La seconde est par contre basée sur la prise en compte d'un nombre fini d'harmoniques caractérisant la densité spectrale de puissance de l'enregistrement du mouvement d'un barrage:

Les méthodes et les modèles décrits pour les calculs dynamiques par les éléments finis bidimensionnels sont directement applicables.

II-4 Analyse dynamique des barrages poids.

II-4-1 Introduction

Dans les régions de forte sismicité, il est indispensable de tenir compte, dans les projets de barrages, de l'effet sismique. Les règles de la résistance des matériaux, appliquées au calcul des barrages, nous laissent supposer que les forces appliquées ont un caractère statique ou évoluent très lentement dans le temps. Cependant, les tremblements de terre exercent des forces dynamiques de très courte durée et de forte intensité. On ne peut donc prendre en compte les effets d'un séisme qu'en effectuant un calcul dynamique basé sur des méthodes sophistiquées: modélisation et résolution de la réponse en fonction du temps par la méthode des éléments finis (appelée méthode exacte) pour l'obtention des contraintes et des efforts induits par un séisme. ou en leur substituant des forces statiques équivalentes (forces pseudo-statique).

II-4-2 Méthode pseudo-statique.

La représentation statique des forces sismiques est une hypothèse simplificatrice, car elle élimine totalement la réponse dynamique de l'ouvrage.

L'évaluation de ces forces pseudo-statiques, elles agissent sur:

- la masse du barrage; l'ouvrage se comporte comme une console verticale, élastique, encastree dans le sol. Sous l'effet d'une impulsion, cette console peut osciller et possède une période d'oscillation. Sous les secousses sismiques cette console risque de vibrer à la résonance (ruine). La console vibrera de plus en plus si les secousses s'exerçaient dans le sens horizontal. Dans le cas général, on évalue l'accélération sismique γ à une fraction de l'accélération terrestre g ($\gamma = a.g$). La fraction a varie avec la nature du sol de fondation. Si M est la masse du barrage, alors F , la force d'inertie du barrage sera $F = M\gamma = pa$. Pour le calcul de stabilité au renversement et au glissement l'évaluation des contraintes se fera comme si $Q =$ poussée de l'eau + force d'inertie pa

Remarque:

Il a été montré dans le VARLET [51] que pour un barrage poids à profil triangulaire, de hauteur H et pour un réservoir, la propre période T est telle que

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

avec $e =$ base $= m.H$

T en secondes et H en mètre

Sachant que les plus grands barrages du monde n'atteignent pas 300 mètres, la période n'est qu'une fraction de seconde, on déduit que les phénomènes de résonance n'ont pas à être considérés pour ces ouvrages.

- L'action sur la masse d'eau du réservoir, l'effet de secousses horizontales provoque dans l'eau un mouvement de va et vient sur le corps du barrage. Ce mouvement induit une poussée supplémentaire sur la face amont, dont la distribution ne suit pas une loi linéaire habituelle $Q = \delta Y$.

Certains auteurs proposent les relations suivantes:

- PRESS $Q = 0.8\gamma (2H - Y)Y$

avec γ = accélération sismique

y = profondeur sous l'eau

- WESTERGAARD

$$Q = \frac{0.875Hy}{1 - 3.38 \frac{H^2}{1000}}$$

- L'action sur le sol de fondation

La période des ondes sismiques varie entre 0.5 et 80 secondes. Cependant, entre 0.8 et 1.5 secondes, il semblerait que les séismes se prolongent avec des ondes qui se répètent et qui risquent d'ébranler dangereusement les ouvrages. Comme les barrages sont souvent situés dans des régions montagneuses où les épicentres existent rarement, ils sont moins exposés à la ruine.

II-4-3 Méthode généralisée équivalente.

Cette méthode permet d'apprécier la réponse d'un ouvrage grâce à un calcul statique équivalent moyennant un spectre de réponse moyen. Elle conduit à des résultats acceptables par rapport à ceux obtenus par des études performantes et sophistiquées.

Cette méthode prend en compte:

- interaction fluide-barrage et l'eau est considérée comme fluide compressible,
- interaction barrage-sol de fondation,
- effets d'absorption des sédiments du fond de réservoir (ondes réfléchies),
- contribution des modes supérieurs (correction statique).

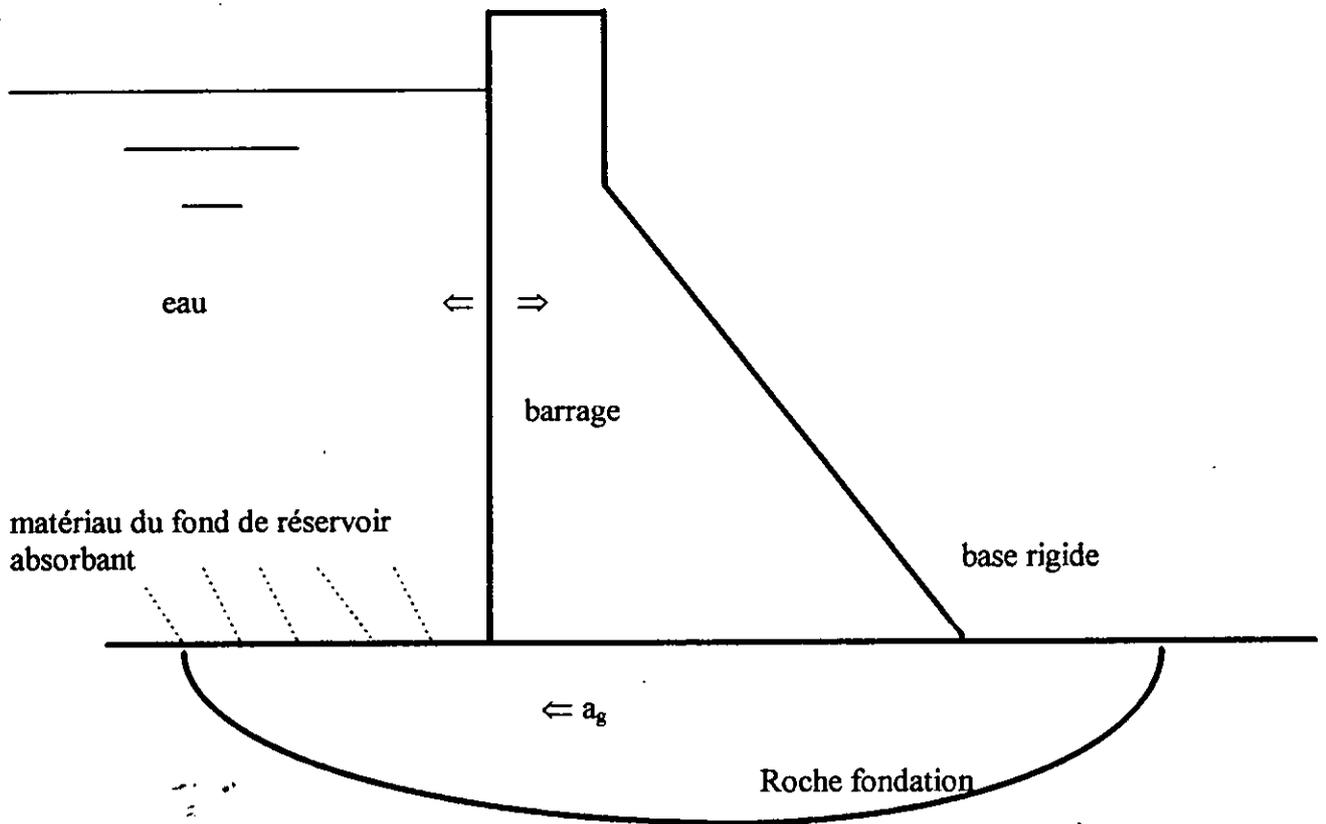


Figure II-6 Représentation du système étudié.

II-5 Conclusion

Lors d'un calcul dynamique, on effectue une transition logique à partir des structures à un degré de liberté en passant par les systèmes à un degré généralisé, pour arriver à l'étude par superposition des modes des structures à plusieurs degrés de liberté en coordonnées discrètes. Ce cheminement est le plus simple pour passer de statique aux problèmes que posent les chargements dynamiques.

CHAPITRE III
LES BARRAGES

CHAPITRE III

LES BARRAGES

III - 1 Introduction

Le territoire algérien couvre une superficie de 2381000 kilomètres carrés et 85% de cette étendue correspond à une zone désertique, c'est donc dans le Nord du pays que l'on peut parler de mobilisation des eaux de surface pour l'irrigation des terres grâce à des barrages de dérivation, dont certains datent de l'époque romaine. Mais, c'est à partir de la fin du 18 siècle que les barrages d'accumulation ont commencé à être érigés en Algérie. On peut citer:

- Le barrage de TLELAT en maçonnerie en 1870,
- le barrage de FERGOUG en maçonnerie construit entre 1865 et 1871.
- le barrage de Oued FODDA construit en 1932, en béton

III-2 Recensement des grands barrages.

L'estimation du nombre de barrages de part le monde est d'environ 30000. La CHINE comprend à elle seule 13517 (dont 12006 barrages en remblai). Le tableau suivant établi par M^r J.Etienne [29] nous donne une idée sur le nombre de barrages de hauteur supérieure à 120 mètres dans le monde:

hauteur maximum	120 à 139 m	140 à 159 m	160 à 179 m	180 à 199 m	200 à 219 m	220 à 239 m	240 à 259 m	sup à 260 m
poids contreforts	23	11	5	3	2	1	-	1
voûtes v. multiples	27	21	8	7	7	5	1	2
barrages en terre	10	5	5	4	1	1	1	2
enrochement	19	16	6	2	1	1	-	1
total	79	53	24	16	11	8	2	6

Tableau: Représentant le recensement de type de barrage en fonction de leur hauteur.

(1) désigne les barrages suivants:

Barrage poids: Grande Dixinece (Suisse): 285 mètres.

Barrages voûtes: Inguri (URSS) 272 mètres.

Vaiont (Italie) 262 mètres.

Barrages terres: Rogun (URSS) 325 mètres.

Nurek (URSS) 300 mètres.

III - 3 Différents types de barrages.

Par le matériau dont ils sont constitués, les barrages peuvent être classés en deux groupes: les barrages rigides et les barrages souples.

III - 3 - 1 Les barrages rigides, en béton ou en maçonnerie

Le calcul de tels barrage se fait par de nombreuses méthodes basées sur la résistance des matériaux et la théorie de l'élasticité. Pour les barrages rigides, on peut distinguer plusieurs types: - 1 les barrages poids en béton massifs ou « gravity dams » s'opposant par leur poids à la poussée de l'eau.

- 2) Les barrages poids en béton précontrainte

La précontrainte dans les barrages poids a été utilisée par M^r COYNE [22] dans le barrage de CHEURFA (Algérie). Ce sont des barrages dans la masse desquels sont disposés des tirants d'acier ancrés dans la fondation et tendus.

- 3) Les barrages poids évidés dans lesquels certains évidements ont été aménagés par rapport au profil triangulaire type.

- 4) Les barrages mobiles, constitués essentiellement par des vannes qui reportent les efforts sur des piles et des radiers.

- 5) Les barrages voûtes: résistant grâce à leur forme, et qui reportent les efforts sur le terrain.

- 6) Les barrages à contreforts: de types en fait assez variés mais ayant en commun certaines parties, par le poids et la forme de l'ensemble.

III - 3 - 2 Les barrages souples en enrochements ou en terre.

Les barrages en terre, sont un des principaux champs d'application de la mécanique des sols dont les progrès leur sont pour une grande part redevables. Les barrages souples résistent comme un tas de cailloux ou de terre à grande échelle, auxquels sont adjoints des dispositifs d'étanchéité.

III - 4 Barrage poids en béton.

III - 4 - 1 Introduction

Les barrages poids les plus anciens (par exemple, les barrages espagnols du xvi^{ème} siècle: barrage d'Alicante, barrage de Puantes) étaient construits en maçonnerie hourdis au mortier de chaux. La construction d'un barrage dépend essentiellement du volume de rétention et du site sur lequel l'ouvrage est implanté. Le premier critère est basé sur l'étude de l'hydrologie alors que le second est lié à la topographie et la géologie du site. Dans le cas des barrages poids en béton, la qualité de l'assise joue un rôle primordial. En effet, c'est l'assise qui devra supporter le poids de l'ouvrage ainsi que les poussées d'eau. Le rapport hauteur inclinaison sera un point prédominant dans le choix des matériaux. Un ouvrage en général, peut périr de deux façons:

a) il peut être déplacé sans que le matériau dont il est constitué se brise;

b) il peut, dans certaines de ses parties, être écrasé ce qui est la plupart du temps le prélude à la ruine de tout l'ouvrage. C'est ainsi que pour l'étude des barrages poids on étudiera d'abord la stabilité générale puis la stabilité locale (les contraintes). Ensuite, on examinera les détails constructifs particuliers. L'équilibre d'un barrage poids est vérifié sur une tranche verticale: monolithe. Chaque tranche est supposée soumise à son poids et aux différentes forces directement appliquées sans interactions avec les tranches voisines. Cette hypothèse est raisonnable du fait d'une part, que les forces en jeu sont situées dans un plan vertical perpendiculaire au parement amont, et d'autre part les barrages poids sont construits en plots juxtaposés mais non jointifs pour éviter les effets de retrait. Dans ce qui suit on va étudier une tranche de barrage d'épaisseur unité et encastrée dans la fondation (console encastrée).

III - 4 - 2 Propriétés de vibration des barrages

Les résultats des recherches antérieures [15, 41, 48] ont permis d'établir une formulation empirique simple pour le calcul de la période propre du mode fondamental de vibration à la suite des résultats d'essais numériques sur plusieurs barrages de section triangulaire standard.

Période naturelle du mode fondamental d'un système pendulaire équivalent est:

$$T_1 = \frac{0.39 H_s}{\sqrt{E_s}}$$

Où H_s représente la hauteur du barrage en mètres, E_s le module de Young du béton dans le domaine élastique.

III - 4 - 3' Stabilité générale

Le profil des barrages poids est compris entre deux les limites suivantes:

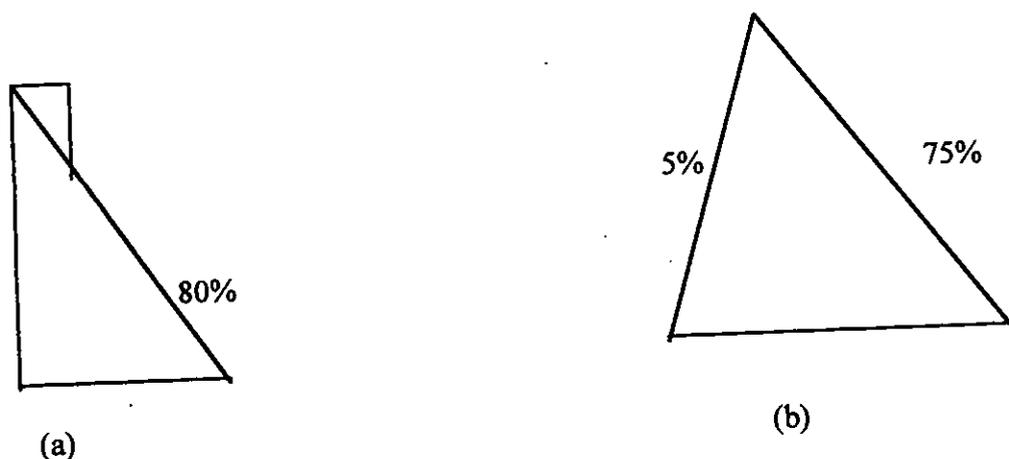


Figure III-1: représentation de l'inclinaison des parements: a) fruit aval: m
b) fruit amont: n et aval: m

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

fruit amont: n, fruit aval: m et le fruit total: $f = m+n$.

La stabilité d'ensemble est généralement caractérisée par la stabilité au renversement et la stabilité au glissement.

Les charges appliquées (ou susceptibles d'être appliquées) sur l'ouvrage sont:

- Les forces d'inertie de la structure lors du mouvement imposé par le séisme,
- les forces d'interaction du sol et du fluide avec la structure.
- Le poids propre du béton qui dépend de sa compacité, du poids spécifique de la pierre utilisée et de la dimension maximum des agrégats.
- La poussée de l'eau: cette pression s'exerce horizontalement sur la face amont et obéit à une répartition linéaire.
- Les forces dues aux sous-pressions de l'eau qui agissent sur la base de l'ouvrage et qui tendent à soulever l'ouvrage. Elles apparaissent du fait du manque d'étanchéité de la fondation. En général, on utilise des méthodes d'étanchement afin de diminuer fortement leurs effets. Les forces d'inertie de la structure qui découlent de la deuxième loi de Newton et qui sont imposées par l'accélération du mouvement d'entraînement du sol.

Pour les dernières forces, elles se rapportent à un problème d'interaction (sol - structure, fluide - structure, sol - fluide, sédiments - structure,). On notera à ce niveau que ces connections peuvent déboucher sur des interactions statiques ou dynamiques entre chaque domaine dont les caractéristiques mécaniques et cinématiques sont différentes:

- les forces d'interaction sol - structure fournissent une action (statique ou dynamique) supplémentaire sous le barrage et tiennent compte de l'effet de l'ensemble de la fondation (globalité du sol),
- Les forces d'interaction fluide - structure apparaissent sous l'effet d'ondes de pression dues au mouvement du sol.

III - 4 - 3 - 1 Stabilité au renversement

On considère un profil triangulaire de fruit amont nul

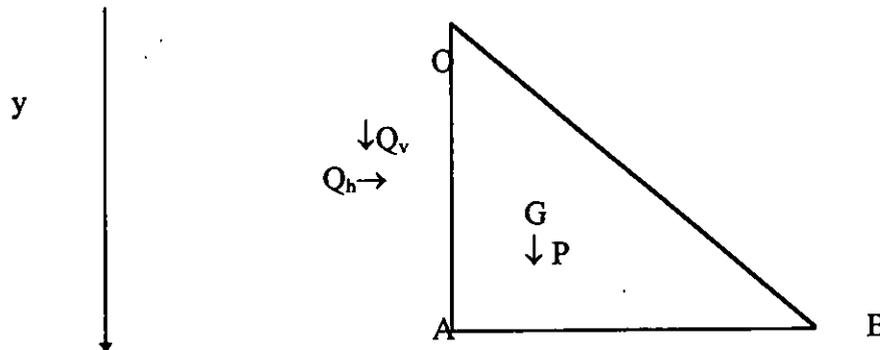


Figure III-2: Représentation des charges appliquées sur le barrage.

Le barrage, limité par une section horizontale AB, et supposé décoller de la partie inférieure, pourrait pivoter autour du point B. On définit K le rapport du moment des forces qui tendent à le faire basculer autour du point B sur le moment des forces qui tendent à le maintenir sur AB

$$\frac{M_s}{M_r} = K$$

Avec $K > 1$

Les moments sont calculés dans le tableau ci-dessous

Force	Bras de levier	Moment
<p>poids propre</p> $p = 0.5 \Delta (m+n)y^2$	$1/3(2m+n)y$	$1/6 \Delta(m+n)(2m+n)y^3$
<p>pression de l'eau</p> <p>horizontale: $0.5\rho y^2$</p> <p>verticale: $0.5\rho n y^2$</p>	<p>$1/3 y$</p> <p>$1/3 (3m+2n)y$</p>	<p>$1/6 \rho y^3$</p> <p>$1/6 \rho n(3m+2n)y^3$</p>

Avec Δ = poids spécifique du béton, ρ = poids spécifique de l'eau, Q = poussée horizontale et v = poussée verticale.

Si on néglige les forces de cohésion entre 2 levée de béton, ou entre le barrage et la fondation on aura:

$$K = \frac{\Delta}{\rho} (m+n)(2m+n) + n(3m+2n)$$

Si le fruit amont n est nul la condition de stabilité au renversement s'écrit:

$$m \geq \sqrt{\frac{\rho}{2\Delta}}$$

Les sous pressions

Tout point d'un barrage est exposé à subir une pression d'eau, soit du fait de la présence d'une fissure aboutissant au parement amont, soit du fait de la perméabilité du béton. Supposons qu'une fissure horizontale existe en A sur le parement amont: l'eau s'y introduit avec sa pression δy , tend à ouvrir la fissure qui se propagera jusqu'en B.

Entre le point A et B on admettra deux hypothèses de la répartition des sous pressions:

* les sous pressions ont une répartition linéaire (figure 3): Force de sous pression $V = \rho my^2 / 2$

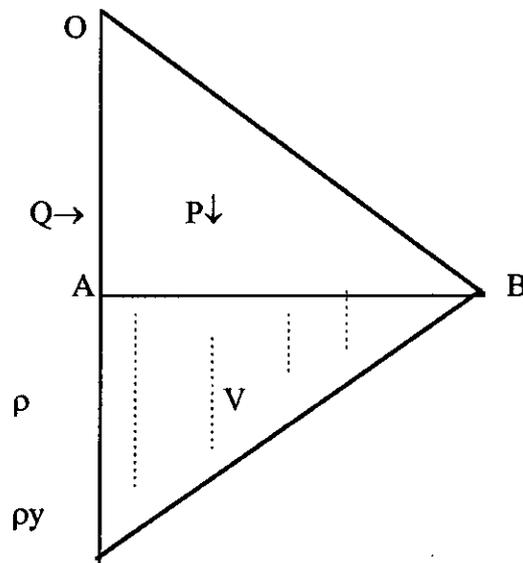


Figure IH-3: Répartition linéaire des sous pressions ($V = \rho my^2 / 2$).

La condition de stabilité s'écrira:

$$m \geq \sqrt{\frac{\rho}{2(\Delta - \rho)}}$$

* On suppose que la fissure est largement ouverte et la sous pression pleine régnante sur toute la base (figure 4):

Force de sous pression $V = \rho my^2$

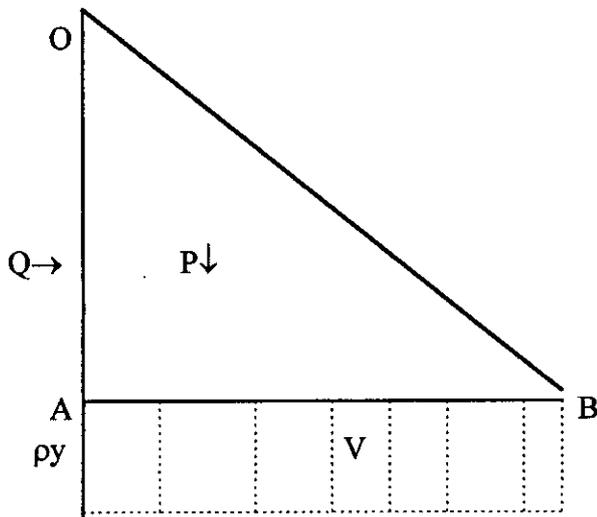


Figure III-4 Répartition linéaire des sous pressions ($V = pmy^2$).

La condition de stabilité:

$$m \geq \sqrt{\frac{\rho}{2(\Delta - 3\rho)}}$$

On a montré ainsi la sensibilité de la stabilité à la sous pression: aussi doit - on la diminuer le plus possible. A cela, un seul remède, qui est de rendre le plus étanche possible le parement amont du barrage et sa fondation.

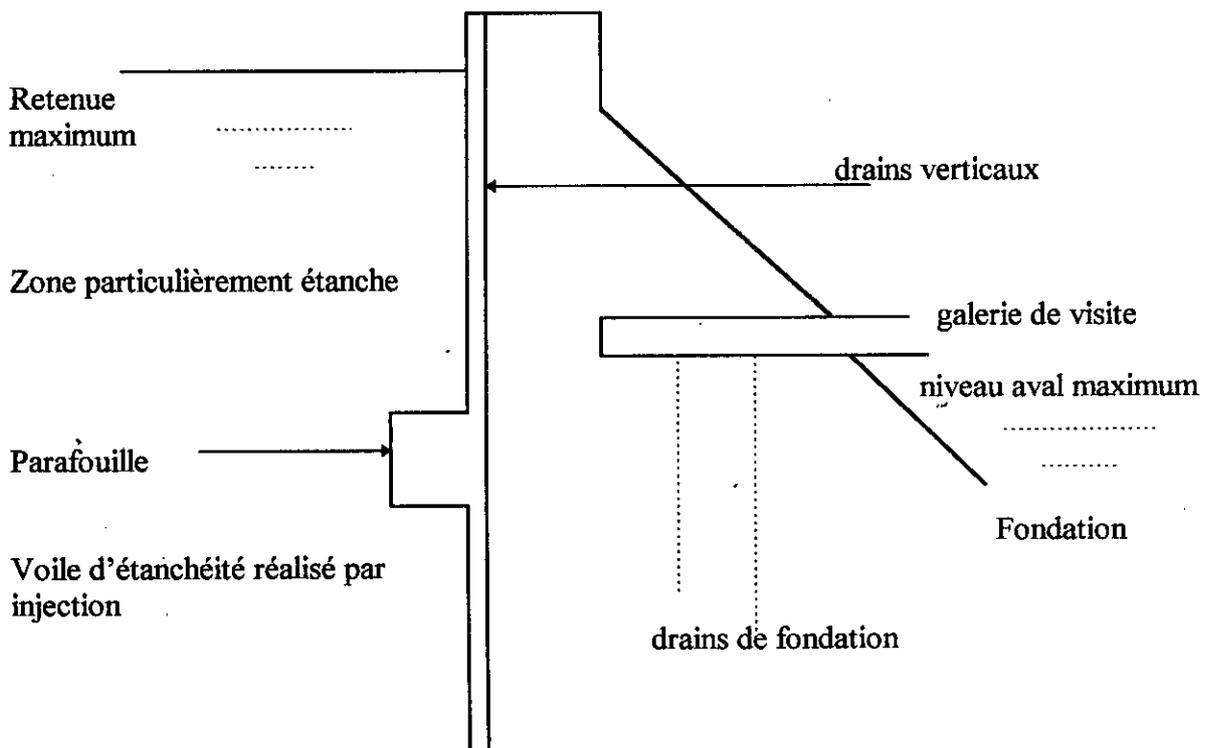


Figure III-5: Représentation d'un profil en travers d'un barrage poids.

Les drains ont pour effet de diminuer très sensiblement la sous pression.

III-4-3-2 Stabilité élastique et de glissement.

Dans ce cadre, on constate que la théorie de l'élasticité reste d'actualité pour l'évaluation de la stabilité des barrages en béton soumis à des sollicitations sismiques.

Remarque: l'énergie reçue par le béton lors d'un chargement cyclique se décompose en trois parties:

- une partie qui est totalement restituée et qui correspond à l'élasticité,
- une partie élastique qui est dissipée lors du premier chargement jusqu'à une déformation limite. En effet pour les charges-décharges ultérieures, la dissipation n'a lieu que si la déformation limite est dépassée (propagation de microfissures dans le béton),
- une troisième partie liée aux frottements et qui est dissipée à chaque cycle lors du processus de chargement-déchargement. C'est cette partie qui caractérisera l'amortissement tel que sera défini dans la méthode d'analyse sismique des barrages poids en béton. Dans des barrages poids en béton, les contraintes développées restent généralement inférieures aux contraintes admissibles. Ainsi si le critère des contraintes admissibles est celui de la plasticité, l'évaluation de la réponse des barrages en béton par les méthodes viscoélastiques linéaires conduit à des résultats satisfaisants.

III - 4 - 3 - 3 Stabilité au glissement:

Le barrage, limité par une section horizontale AB, risquerait de glisser sur elle si la résultante des forces horizontales Q dépassait une certaine valeur, définie comme le produit de la résultante des forces verticales V par un coefficient de frottement. Autrement dit

$$tgy = \frac{Q}{V} < tg\varphi \quad \text{on prend en général } tg\varphi = 0.75$$

Pour le calcul de tgy , la même incertitude que pour le calcul de la stabilité au renversement existe, à savoir la valeur exacte de la sous-pression.

* Si l'on ne tient pas compte de la sous-pression

$$m > \frac{4\rho}{3\Delta}$$

*sous-pression linéaire:

$$m > \frac{4\rho}{3(\Delta - \rho)}$$

*sous-pression maximale:

$$m > \frac{4\rho}{3(\Delta - 2\rho)}$$

Afin d'éliminer toute sous pression, on doit toujours prendre des dispositions pour cela:

1 - renforcement artificiel de l'étanchéité amont:- construire un écran en béton: masque de MAURICE - LEVY

- surdosage du béton c'est à dire améliorer la qualité du ciment et sa granulométrie sur le parement amont.

2 - Réalisation d'un réseau de drains verticaux réguliers afin de capter les eaux qui auraient pu s'infiltrer à travers la face amont du barrage, à l'intérieur du corps du barrage et le prolonger en profondeur dans le sol de fondation.

3 - Réalisation des drains horizontaux en arrière du réseau de drains verticaux afin d'évacuer l'eau qui aurait réussi à franchir le parement amont, puis le réseau de drainage vertical.

III - 4 - 4 Stabilité interne.

La théorie du calcul de la stabilité interne des barrages poids repose sur: l'application de la condition de non extension permettant de réduire à des normes acceptables tout effort de traction. L'application de la règle de Maurice Levy: la sollicitation élastique sur un point horizontal doit rester supérieure à la pression hydrostatique de façon à refermer toute fissure.

III - 4 - 4 -1 Calcul des contraintes par la résistance des matériaux (R.D.M)

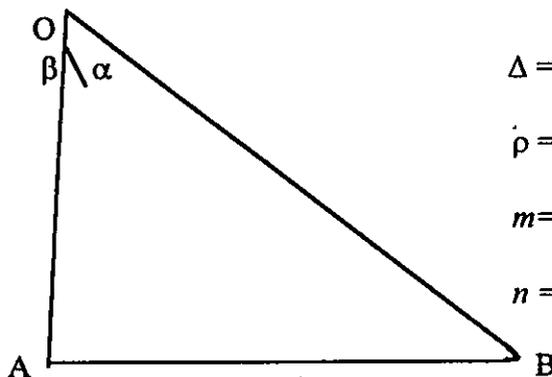
Ce procédé consiste à déterminer, pour une section horizontale, l'effort normal et le moment fléchissant par rapport au centre de gravité de cette section. On en déduit les contraintes sur ce plan horizontal: contraintes normales agissant par unité de surface.

$$S = \text{aire de la section} = e = m + n$$

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{Mh}{I}$$

$$I = \text{moment d'inertie de la section} = \frac{bh^3}{12}$$

$$h = \text{varie entre } e/2 \text{ et } -e/2$$



Δ = poids volumique du béton

ρ = poids volumique de l'eau

$m = tg\alpha$ = fruit du parement aval

$n = tg\beta$ = fruit du parement amont

Figure III-6: représentation les différents fruits d'un barrage poids.

Calcul de la contrainte au pied amont:

$$\sigma_{\text{amont}} = \frac{y}{2} \left[\Delta + \frac{\rho n}{(m+n)^2} \right] + \frac{y}{2(m+n)} \left[\Delta(m^2 - n^2) + \rho(3mn + n^2 - 2) \right]$$

Calcul de la contrainte au pied aval:

$$\sigma_{\text{aval}} = \frac{y}{2} \left[\Delta + \frac{\rho n}{(m+n)^2} \right] - \frac{y}{2(m+n)^2} \left[\Delta(m^2 - n^2) + \rho(3mn + n^2 - 2) \right]$$

Le fruit n étant toujours très faible en général on considère un profil à parement vertical c'est à dire le fruit $n = 0 \Rightarrow$

$$\sigma_{\text{amont}} = y \left(\Delta - \frac{\delta}{m^2} \right) \quad \text{et} \quad \sigma_{\text{aval}} = \frac{\delta y}{m^2}$$

Lorsque le barrage est vide $\sigma_{\text{amont}} = \Delta y$ et $\sigma_{\text{aval}} = 0$

Remarque: Les contraintes étant proportionnelles à la hauteur c'est au niveau de la base que nous aurons les contraintes les plus élevées.

VERIFICATION DES CONTRAINTES:

* Condition de non extension

La contrainte en A au pied du parement amont $\sigma_{\text{amont}} = y \left(\Delta - \frac{\delta}{m^2} \right)$ doit être positive ou nulle car on suppose que la résistance à la traction du béton est faible donc négligeable;

$$\text{d'où } \Delta - \frac{\rho}{m^2} \geq 0 \quad \Rightarrow \quad m \geq \sqrt{\rho / \Delta}$$

* Condition de MAURICE LEVY

$$y \left(\Delta - \frac{\rho}{m^2} \right) \geq y\rho \quad \Rightarrow \quad m \geq \sqrt{\rho / \Delta - \rho}$$

III - 4 - 4 - 2 Calcul des contraintes par la méthode de PIGEAUD.

Elle présente l'avantage sur la méthode précédente de permettre de calculer en plus des contraintes normales, des contraintes tangentielles en chaque point, ce qui permet de définir un certain nombre de lignes caractéristiques intéressantes.

Calcul des contraintes:

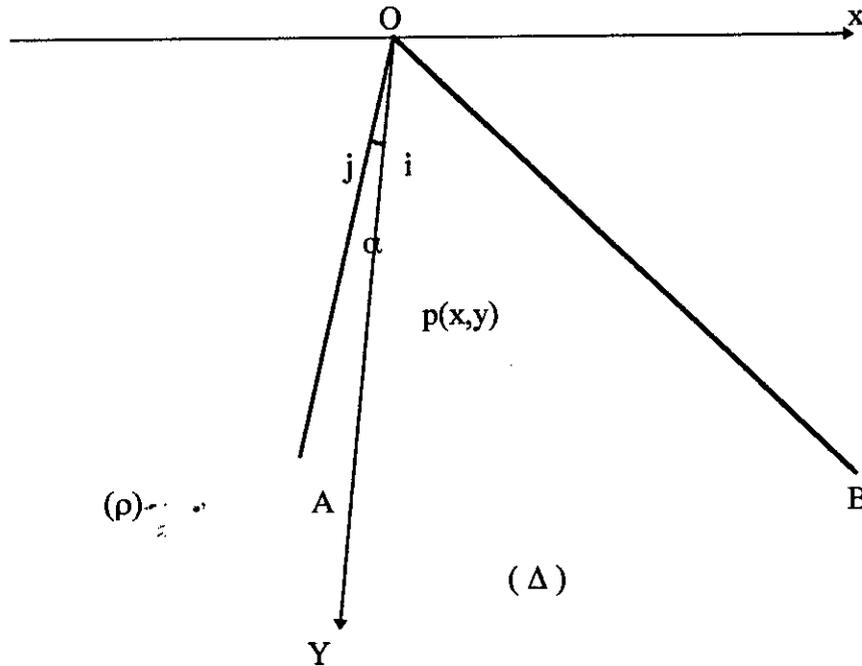
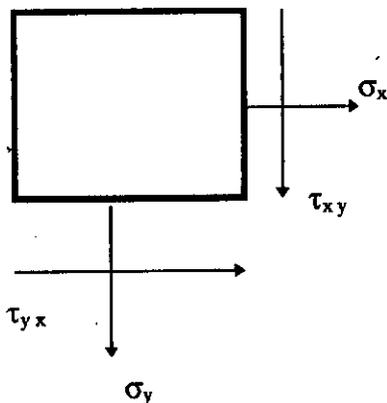


Figure III-7: Représentation d'une tranche verticale de barrage poids.

Autour du point P(x,y) point quelconque, on découpe un cube élémentaire



Le point p de coordonnées x et y ou ρ et α
 $t_{gi} = m =$ fruit du parement aval
 $t_{gj} = n =$ fruit du parement amont

Figure III-8: Schéma d'un élémentaire découpé autour d'un point. Les forces qui s'appliquent sur ce cube:

* Sur ses faces parallèles à OY:

- la contrainte normale $\pm \sigma_x$

- la contrainte tangentielle $\pm \tau_{xy}$

* Sur ses faces opposées parallèles à OX:

- la contrainte normale $\pm \sigma_y$

- la contrainte tangentielle $\pm \tau_{xy}$

* Equations d'équilibre élastique

$\sigma_{ij,j} + F_i = 0$ et F_i représente les composantes des forces volumiques suivant la direction i .

Le laplacien $(N_1 + N_2) = \Delta(N_1 + N_2) = 0$

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = X \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} = Y \end{cases} \quad \text{et } \Delta(\sigma_x + \sigma_y) = 0 \text{ les forces de volume d'un}$$

potentiel.

Dans le cas du barrage poids on a $X = 0$ et $Y = \Delta$ on trouve:

$$\begin{cases} \sigma_x = a_1 x + b_1 y \\ \sigma_y = a_2 x + b_2 y \\ \tau_{xy} = c x + d y \end{cases}$$

Les conditions aux limites et les équations d'équilibre fournissent les valeurs des coefficients a_1

, a_2
 b_1 , b_2 , c et d : a_1

$$\begin{cases} a_1 = \frac{\Delta mn(m-n)}{(m+n)^2} - \frac{\rho mn(2-mn+n)}{(m+n)^3} \\ b_1 = \frac{2\Delta m^2 n^2}{(m+n)^2} + \frac{\rho m^2(m+3n-2mn^2)}{(m+n)^3} \\ a_2 = \frac{-\Delta(m-n)}{(m+n)^2} - \frac{\rho(2-3mn-n^2)}{(m+n)^3} \\ b_2 = \frac{\Delta(m^2+n^2)}{(m+n)^2} - \frac{\rho(m-n-2m^2n)}{(m+n)^3} \end{cases}$$

$$c = \Delta - b_2$$

$$d = -a_1$$

Il est intéressant de considérer le cas où le fruit amont est nul:

$$\sigma_x = \rho y$$

$$\sigma_y = \left[\Delta - \frac{2\rho}{m^2} \right] \frac{x}{m} + \left[\Delta - \frac{\rho}{m^2} \right] y$$

$$\tau_{xy} = \frac{\rho x}{m^2}$$

On retrouve pour une côte y le même résultat que la méthode précédente RDM.

Pour le pied du parement amont $x = 0 \Rightarrow$

$$\sigma_y = \left[\Delta - \frac{\rho}{m^2} \right] y$$

pour le pied du parement aval $x = m y \Rightarrow$

$$\sigma_y = \frac{\rho y}{m^2}$$

CONTRAINTES PRINCIPALES:

La force F qui s'exerce sur un élément dont la normale fait l'angle w avec l'axe de x et peut être décomposée dans le système constitué par la normale à l'élément sa perpendiculaire.

$$\begin{cases} N = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \cos 2\omega + T_3 \sin 2\omega \\ T = \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \sin 2\omega + \tau_{xy} \cos 2\omega \end{cases}$$

on aura

$$\begin{cases} N = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \cos 2\omega + T_3 \sin 2\omega \\ T = \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \sin 2\omega + \tau_{xy} \cos 2\omega \end{cases}$$

On en déduit les contraintes principales A et B:

$$\begin{cases} A = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2} \\ B = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2} \end{cases}$$

Si les axes de référence sont des axes principaux, on retrouve la construction classique de MOHR

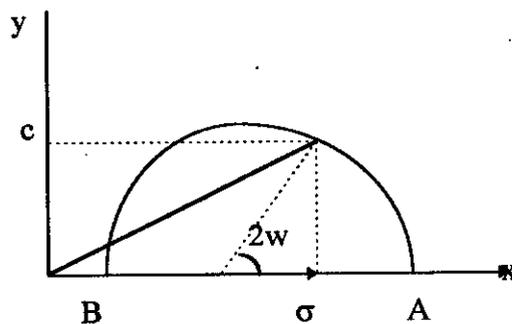


Figure III- 9: Construction classique du cercle de Mohr.

- Conditions de stabilité:

Les conditions de stabilité s'en déduisent simplement en écrivant que les contraintes principales trouvées sont:

- la première positive
- la deuxième inférieure au taux de travail limité.
- * Parement aval à vide

La condition s'écrit $A > 0$ ou $\sigma_y > 0 \quad \frac{\Delta ny}{(m+n)} > 0 \Rightarrow n > 0$

* Parement amont en charge

$$\sigma_y = \left[\frac{\Delta m}{(m+n)} + \rho \left[1 - \frac{1+m^2}{(m+n)^2} \right] \right] \quad \text{et B (ou A) est calculé par}$$

$$B = \sigma_y + (\sigma_y - \rho y)n^2$$

On trouve:

$$B = y \left[\frac{\Delta m (1+n^2)}{(m+n)} - \frac{\rho (1-mn)^2}{(m+n)} \right]$$

- Condition de non extension

La condition de LEVY impose qu'en tout point du parement amont la contrainte σ_y soit supérieure

$$\delta_y \Rightarrow \Delta m (m+n) - \rho (1-m^2) \geq 0$$

- Sécurité et condition de stabilité du barrage:

La stabilité du barrage est assurée si les contraintes obtenues sont:

- Des contraintes de compression.
- Inférieures au taux de travail admissible de compression (contraintes admissible à la compression).
- Vérifier les conditions de rupture par le cercle de MOHR.

LES LIGNES CARACTERISTIQUES

1 - Lignes isostatiques:

Ce sont les trajectoires des contraintes principales. Elles donnent une représentation visuelle de la transmission des efforts; de première espèce pour la contrainte principale majeure et de deuxième espèce pour la contrainte principale mineure. Elles forment un réseau de courbes orthogonales qui sont normales ou tangentes suivant les conditions de MAURICE LEVY, aux deux parements. Chaque courbe représente une ligne d'égale compression. Elles sont définies par leur angle γ avec la direction ρy

$$\operatorname{tg}2\gamma = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y}$$

1 - Ligne d'égale compression maximum

Il est intéressant de connaître leur forme, afin de proportionner autant que possible le dosage en ciment aux efforts que doit supporter le béton.

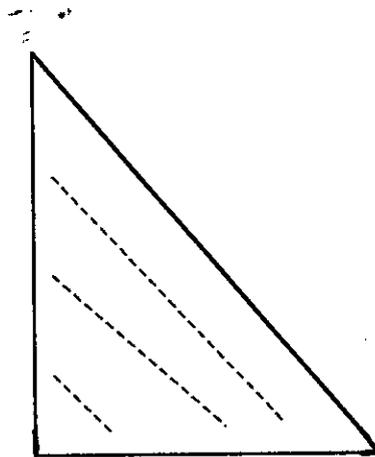


Figure III-10a

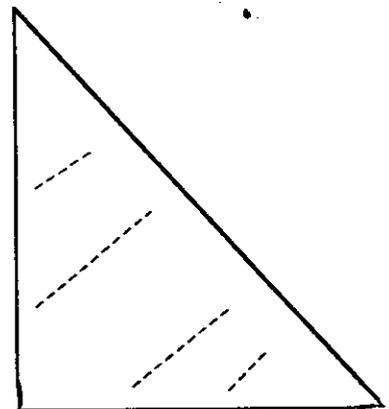


Figure III-10b

Figure III-10 Représentation des lignes d'égale compression a) pour un réservoir plein
b) pour un réservoir vide

A plein, on obtient des branches d'hyperbole très voisines de droites (figure 10a).

A vide, on obtient des droites parallèles au parement aval (figure 10b).

Les différentes zones correspondant à des dosages en ciment différents auraient l'allure donnée par la figure 11a. Pour améliorer l'étanchéité du parement amont un surdosage est prévu et en tenant compte du système d'isostatique, on obtient le schéma de la figure 11b:

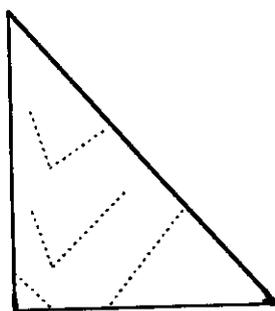


Figure III-11a

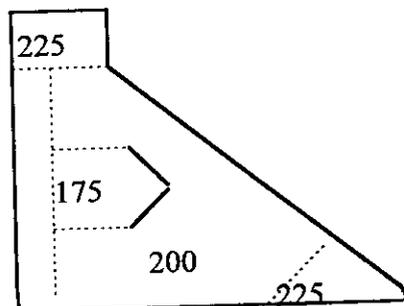


Figure III- 10b

Figure III-11: Représentation des zones a) pour un dosage en ciment différents
b) pour un surdosage en ciment différents

2 - Lignes de glissement

Ce sont les lignes qui définissent les directions sous lesquelles l'effort de cisaillement effectif est maximum. C'est aussi la direction de la fissure qui se produirait si toutes les contraintes augmentaient proportionnellement.

Ces lignes forment un angle φ de $\pi/4 \pm (\pi/4 - \varphi/2)$ avec la ligne isostatique correspondant à la contrainte principale maximum. Pour le béton l'angle φ est voisin de 60° ce qui donne $(\pi/4 - \varphi/2) = 15^\circ$.

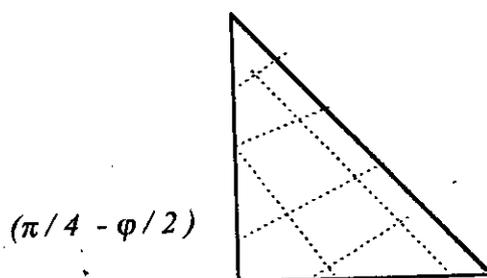


Figure III - 12a

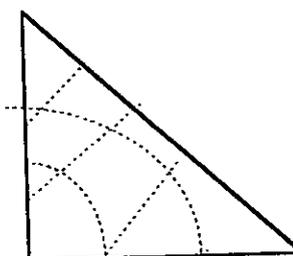


Figure III - 12b

Figure III-12: Représentation des lignes de glissement a) pour un réservoir plein
b) pour un réservoir vide

III - 4 - 4 - 3 Accidents et critiques.

Les accidents survenus à des barrages poids sont dus, soit à l'insuffisance de la fondation (1 / 3 des ruptures), soit à l'insuffisance dans le profil ou la construction (1 / 6 des ruptures), soit à l'insuffisance de l'évacuateur de crue (1 / 10 des ruptures), soit au séisme(4/10 des ruptures). on va citer quelques uns:

III - 4 - 5 Inconvénients et précautions à prendre.

- 1 - Les efforts réels au voisinage de la fondation sont difficiles à évaluer.
- 2 - La fondation s'étendant sur une grande surface, elle est souvent hétérogène.
- 4 - Le voile d'étanchéité et le réseau de drainage sont absolument nécessaire (pour capter les eaux qui auraient pu s'infiltrer à travers la face amont du barrage) à la stabilité.

Avantages:

- 1 - Le barrage peut être implanté dans n'importe quelle forme de vallée étroite ou large.
- 2 - Le barrage peut être aménagé en déversoir lorsque le débit de crue à évacuer est élevé; on peut aussi incorporer à ce dernier tout ou une partie d'une usine hydroélectrique.
- 3 - Le barrage se prête bien à la fabrication du béton en grande quantité, dans des usines à grand rendement.

III - 5 Conclusion.

Les courbes d'égal compression maximum pour réservoir plein et vide présentent un grand intérêt car elles nous permettent de situer les zones sensibles de l'ouvrage (pour prévoir un surdosage du béton ou apporter un soin dans la granulométrie ou une bonne vibration du béton...). Les courbes de glissement verticales (de première espèce), ne présentent pas de danger que si la fondation vient à tasser. Par ailleurs, il est contre indiqué de faire des reprises de béton le long des lignes de glissement de second espèce, légèrement inclinées vers l'aval.

CHAPITRE IV

ELEMENTS FINIS

CHAPITRE IV

ELEMENTS FINIS

IV - 1 - Introduction

L'évolution actuelle de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour dominer ces projets, l'ingénieur a besoin de modèles qui lui permettent de simuler le comportement de systèmes physiques complexes. La méthode des éléments finis est l'une des méthodes les plus utilisées pour résoudre efficacement ces équations. Cette méthode est générale, s'applique à la majorité des problèmes à savoir les problèmes stationnaires ou non stationnaires, linéaires ou non linéaires en une, deux, ou trois dimensions. Elle fait appel aux sciences de l'ingénieur pour poser les équations, aux méthodes numériques, à et l'informatique. Cette méthode est basée sur une formulation des bilans énergétiques et des méthodes d'approximations.

IV - 2 - Les différentes formulations de la méthode des éléments finis.

Il existe trois formulations:

* formulation "déplacement" on considère les champs des déplacements comme inconnus et cette formulation est basée sur la stationnarité de l'énergie potentielle;

* formulation "contrainte" on considère les champs de contraintes ou les fonctions de contraintes comme inconnus et on se base sur la théorie de l'énergie complémentaire;

* formulation "mixte" qui est un mélange des deux précédentes. L'étude d'un milieu plan par la méthode des éléments finis consiste à le subdiviser en un nombre fini d'éléments. Ces éléments sont supposés être reliés entre eux par un nombre fini de points nodaux, les déplacements de ces points sont les inconnus du problème. On choisit une fonction d'interpolation permettant de définir de manière unique le champ de déplacement. On détermine un système de forces concentrées aux noeuds qui équilibre les contraintes qui s'exercent aux frontières. On évalue la matrice de rigidité élémentaire. On assemble les matrices élémentaires pour former la matrice globale. On résout le système après avoir introduit les conditions aux limites, pour obtenir les déplacements et les contraintes.

IV - 3 Choix de l'élément de référence.

Dans le but de simplifier la définition analytique des éléments de forme complexe, on introduit la notion d'élément de référence. L'élément que nous avons utilisé est l'élément isoparamétrique à huit noeuds. Ainsi, on aura les fonctions d'interpolation définissant la géométrie de l'élément identique à celle qui exprime le champs de déplacement, et nous permettra de travailler dans un repère local unique: dit de référence

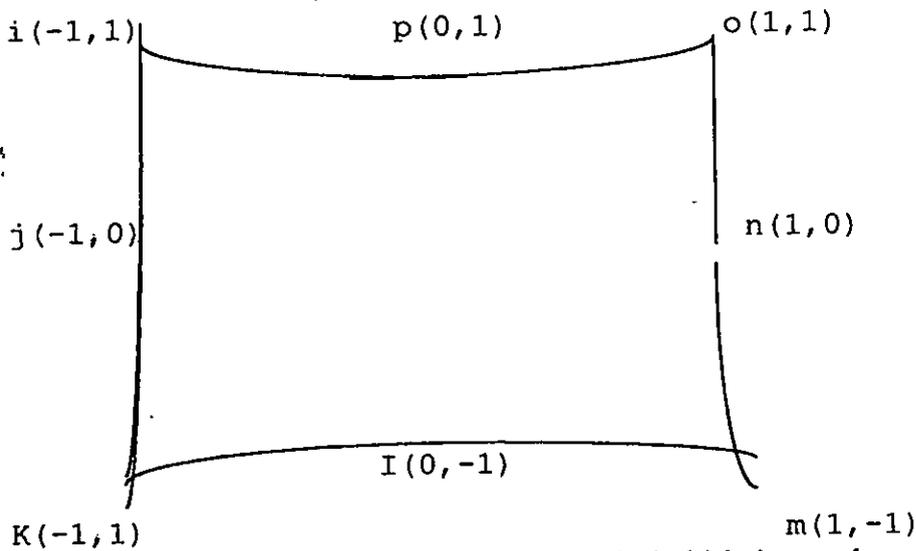


Figure IV - 1 : élément quadrilatéral à huit noeuds.

IV - 4 - Choix de la fonction déplacement.

On doit imposer un champ de déplacement qui satisfait certaines conditions:

- les fonctions choisies doivent être continues à l'intérieur de l'élément et à l'interface inter - éléments.
- Les équations forces - déplacements découlant des fonctions choisies doivent refléter une énergie de déformation nulle lorsque l'élément subit un déplacement d'ensemble rigide.
- Les fonctions supposées doivent permettre la représentation des valeurs uniformes pour toutes les contraintes ou déformations.
- Le nombre de termes indépendants dans le polynôme doit être égal au nombre des composantes des déplacements qui sont à calculés.

IV - 5 Matrice d'interpolation.

Les fonctions d'interpolation permettent d'avoir une relation entre les déplacements $\delta(x,y)$ dans l'élément en fonction des déplacements nodaux δ^e on a:

$$\delta(x,y) = [N(x,y)] \{\delta^e\}$$

N = Fonction d'interpolation Le fait de connaître les déplacements en tout point intérieur à l'élément, rend possible la détermination des déformations en un point quelconque. La relation des déformations $\varepsilon(x,y)$ en chaque point de l'élément aux déplacements nodaux est:

$$\{\varepsilon(x,y)\} = [B] \{\delta^e\}$$

$[B]$ = matrice d'interpolation des déformations

$$[B] = L [N]$$

L = représente la matrice d'opérateur suivante

$$L = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix}$$

Les contraintes $\sigma(x,y)$: en supposant un comportement élastique du milieu, la relation entre les contraintes et les déformations par le biais de la loi de HOOKE généralisée

$$\{\sigma(x,y)\} = [D]\{\varepsilon(x,y)\}$$

$$\rightarrow \{\sigma(x,y)\} = [D] [B]\{\delta^e\}$$

$[D]$ = La matrice d'élasticité.

IV - 6 Relation entre les forces nodales et les déplacements.

En appliquant le théorème des travaux virtuels on a: travail des forces extérieures = travail interne total

$$W_{int} = \{\varepsilon(x,y)\}^T \{\sigma(x,y)\}$$

$$\int_v W_{int} dv = \int_v \{\varepsilon(x,y)\}^T \{\sigma(x,y)\} dv$$

$$\text{et } \{\sigma(x,y)\} = [D] [B] \{\delta^e\} \text{ or } \{\varepsilon(x,y)\} = [B] \{\delta^e\}$$

$$\rightarrow \int_v W_{int} dv = \int_v [B]^T \{\delta^e\} [D] [B] \{\delta^e\} dv$$

$$\text{et } W_{ext} = \{\delta^e\}^T \{F^e\}$$

$$\text{d'où } \{F^e\} = \left[\int_v [B]^T [D] [B] dv \right] \{\delta^e\}$$

$$\text{or } \{F^e\} = [K^e] \{\delta^e\}$$

d'où

$$[K^e] = \int [B]^T [D] [B] dv$$

On résoud le système

$$F = K U$$

F = les forces extérieures = les forces latérales calculées par la méthode pseudo-statique équivalente, on travaille en pseudo-statique (charge sismique = charge statique équivalente).

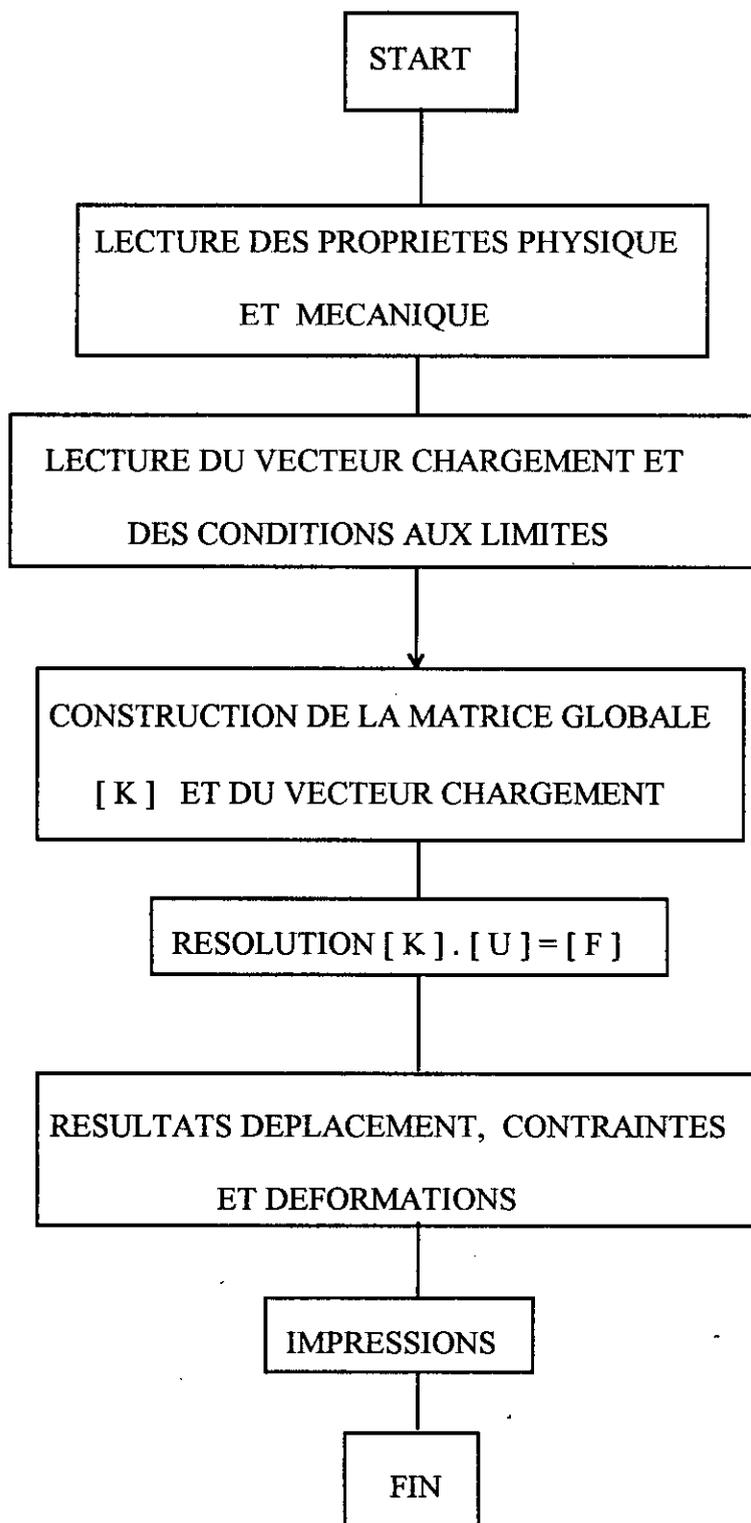
IV - 7 Elaboration d'un logiciel de calcul.

Ce logiciel permet d'évaluer l'état de déformation et de contrainte dans le corps du barrage pour différents cas de sollicitations.

1 - Un maillage automatique ainsi qu'un module graphe pour visualiser le barrage avec tous les éléments et les noeuds et permettre ainsi de vérifier la position (les coordonnées) de n'importe quel point du barrage sur l'écran ainsi que son impression graphique.

2 - Elaboration d'un programme en éléments finis qui calcule les contraintes et les déformations en chaque noeud.

IV - 8. Organigramme.



IV - 9 Conclusion.

La méthode la plus puissante connue de nos jours pour l'évaluation des réponses dynamiques d'ouvrages complexes est la méthode des éléments finis. La difficulté principale que l'on rencontre lors de telles études réside alors dans la taille du modèle numérique à mettre en oeuvre et par conséquent le coût de telles études.

CHAPITRE V

INTERACTION FLUIDE BARRAGE AVEC PRISE EN COMPTE DE L'ABSORPTION DES ONDÉS HYDRODYNAMIQUES DES MATÉRIAUX DU FOND DE RESERVOIR

CHAPITRE V

INTERACTION FLUIDE BARRAGE AVEC PRISE EN COMPTE DE L'ABSORPTION DES ONDES HYDRODYNAMIQUES DES MATERIAUX DU FOND DE RESERVOIR

V - 1 Introduction

Lorsqu'une structure est en contact avec un liquide, qu'elle contient ou dans lequel elle serait immergée, le liquide est mis en mouvement par la réponse dynamique de la structure et au même moment il modifie le mouvement de la structure. Les caractéristiques de cette dernière (fréquences de résonances, modes propres....) s'en trouvent modifiées.

L'interaction linéaire fluide-barrage a attiré l'attention des chercheurs (Westergaard 1933). On considère un barrage poids, un réservoir plein d'eau de hauteur constante H et de longueur infinie. Il est reconnu que le fluide exerce une pression hydrodynamique en excès de la pression hydrostatique sur la face amont du barrage. Cette pression dépend:

- du mouvement de l'interface fluide-barrage,
- du mouvement du fond de réservoir,
- des parois dans le cas tridimensionnel,
- de la capacité d'absorption d'énergie des matériaux du fond de réservoir,
- de la géométrie du réservoir.

La région fluide est considérée comme une étendue infinie dans une analyse; pour vérifier cette hypothèse on compare le temps de l'onde créée, durant un mouvement sismique intense, à l'interface barrage-fluide pendant un aller-retour du réservoir de longueur L [23].

Cette hypothèse de la longueur infinie est appropriée si $2L / CW \geq 0$

- L'effet de compressibilité engendre un effet d'amortissement quand la structure baigne dans un fluide infini. L'amortissement correspond à l'absorption des ondes acoustiques. A l'infini cet effet est toujours très faible par rapport aux autres effets amortisseurs par radiation ou par frottements etc... rencontrés dans la structure.
- L'effet de la viscosité contrairement à l'effet d'inertie et à l'effet de compressibilité (quand il est important), est souvent faible et ne modifie quasiment pas les fréquences de résonances et les déformées modales des structures. Il peut jouer en revanche sur l'amortissement modal. En général, l'interaction est considérée dans les équations de mouvements de la structure en introduisant un terme additionnel de chargement représentant la variation dynamique des pressions mises en jeu sur la surface de contact de liquide.

V - 1 - 1 Description phénoménologique de l'interaction fluide-barrage.

L'eau contenue dans le réservoir est entraînée par le mouvement du barrage provenant d'une excitation sismique. Il s'agit d'un problème couplé. On est en présence de deux domaines où les deux réponses interagissent, où la pression exercée sur la face amont du barrage peut être visualisée comme étant une pression d'inertie; résultant du mouvement du barrage et d'une masse d'eau solidaire au parement amont.

Sachant que la réponse sismique du barrage est affectée par la présence d'eau dans le réservoir; il est plus simple de prendre en compte cette influence dans une analyse en considérant l'eau comme étant incompressible. Toutefois, la considération de l'incompressibilité de l'eau donne des forces relativement élevées. Dans le présent travail l'effet de la compressibilité de l'eau [34] sera considérée.

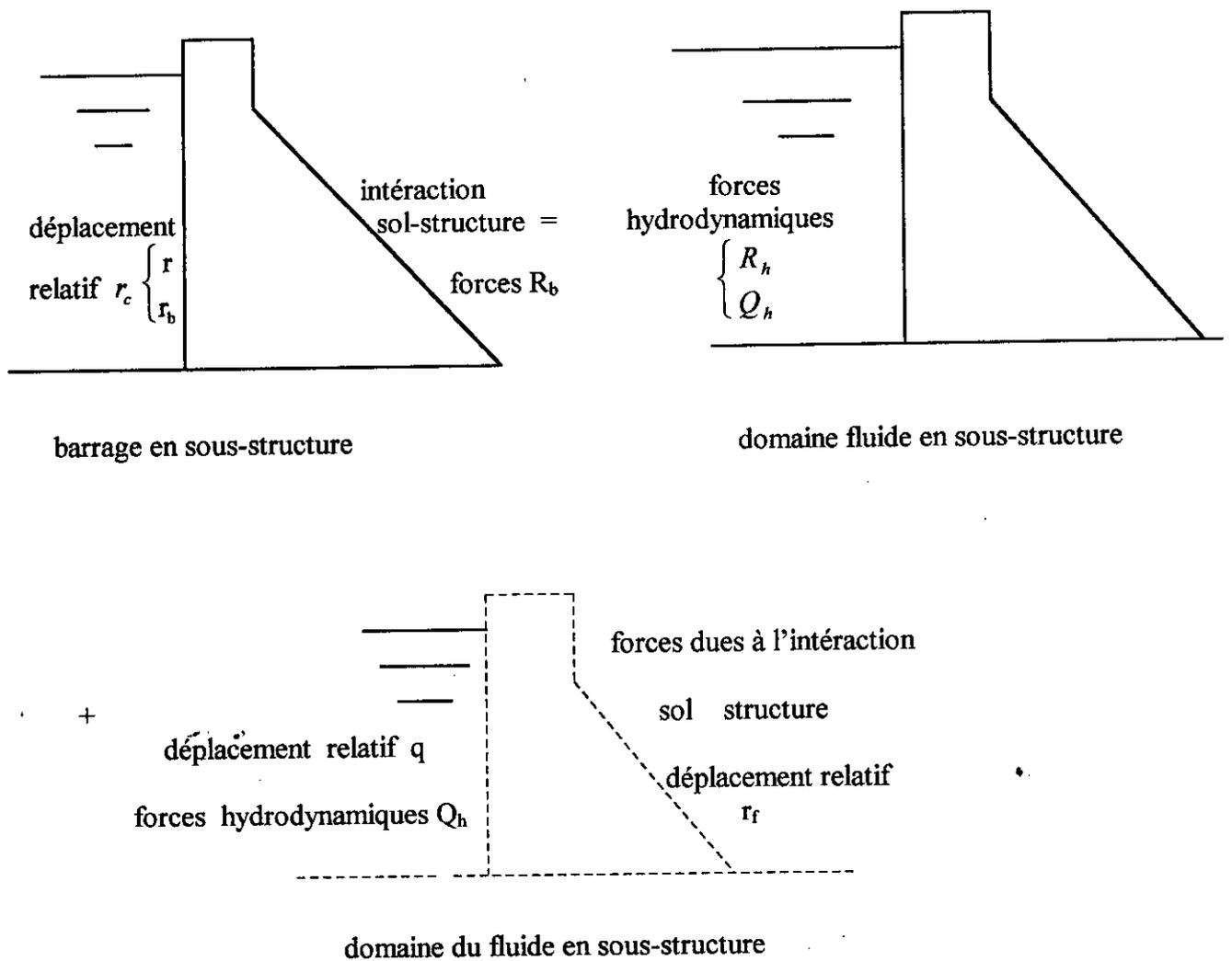
Une analyse dynamique de l'interaction fluide - barrage avec un fond de réservoir absorbant et tenant compte de la compressibilité du fluide est effectuée par la méthode des sous-structures [32, 33]. Cette interaction est introduite par le biais d'un ensemble de coefficients, caractérisant la masse d'eau en mouvement, sa compressibilité et l'absorption des ondes hydrodynamiques par les sédiments du fond de réservoir.

V - 1 - 2 Interaction fluide - barrage avec absorption des ondes de pression hydrodynamiques incidentes par les sédiments du fond de réservoir.

On sait que les cours d'eau et les pluies transportent sur leur chemin des matières solides qui se déposent dans le fond de réservoir. Ce dernier est constitué de couches de matériaux variables, telles des alluvions, du silt et autres sédiments. Au cours du temps, les dépôts qui en résultent, correspondent à la réduction de la profondeur du domaine fluide. Ce phénomène se traduit par une énergie dissipée à travers la réfraction. Les dépôts de sédiments appliquent, une pression hydrodynamique en excès de la pression hydrostatique sur la face amont et modifient l'amortissement du système.

V - 2 Présentation de la méthode sous -structures.

dans l'ensemble, la méthode des sous-structures réside dans la représentation du barrage, du plein d'eau et de la fondation comme trois sous-structures d'un système complet, avec pour chacune d'elles des idéalizations appropriées [31].



FigureV -1: Description du système sol - fluide - barrage en sous-structure.

Le système consiste en un barrage supporté par une surface horizontale de couches de roches flexibles et un réservoir plein d'eau. Il est analysé sous l'hypothèse du comportement linéaire du barrage en béton, du plein d'eau et de la roche de fondation. Ainsi, la possibilité de fissuration du béton et de la cavitation de l'eau ne sont pas permises. Seuls les déplacements de la base rigide sont considérés.

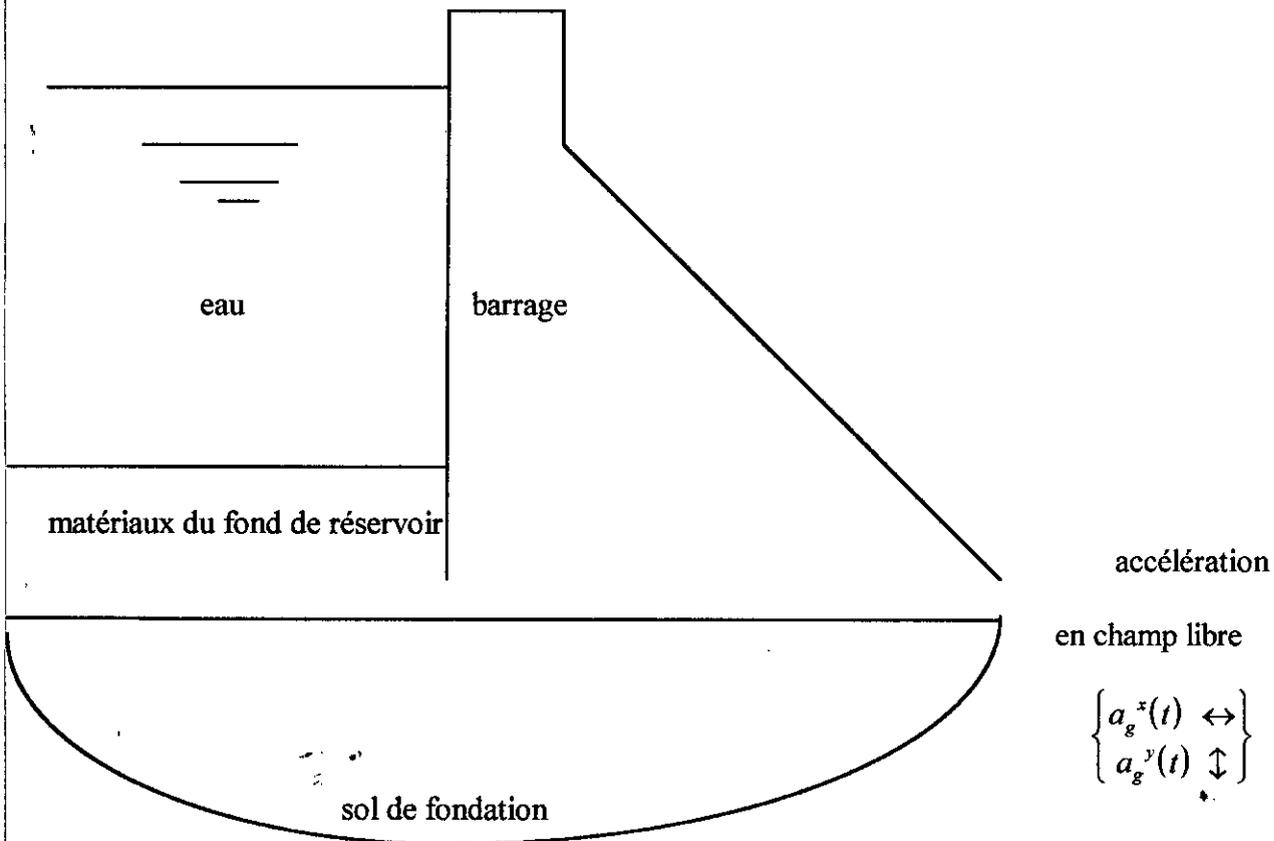


Figure V- 2: Description du système sol - fluide - barrage

Le monolithe de barrage est discrétisé en un système d'éléments finis à deux dimensions. Pour modéliser arbitrairement ce dernier et la variation de ces propriétés matérielles, certaines restrictions (parement amont verticale, la surface du sol et des matériaux du fond de réservoir doit être horizontale) sont imposées sur la géométrie du barrage. Ces restrictions permettent une solution continue de la pression hydrodynamique. Dans le but de déterminer les effets hydrodynamiques, et seulement dans ce but, la face amont du barrage est considéré verticale.

En vérité, les barrages poids ont une face amont verticale ou presque verticale sur toute la hauteur. Or la pression hydrodynamique sur la face amont est insensible à d'éventuels écarts du profil vertical notamment si cet écart se trouve près de la base. Les effets des eaux localisées à l'aval sont négligeables parce qu'ils ont peu d'influence sur la réponse du barrage [31].

Le plein d'eau est modélisé comme un domaine fluide de hauteur constante et de largeur infinie du côté amont.

Les roches sous-jacentes de fondation du barrage sont idéalisées comme un demi-plan homogène, isotrope et viscoélastique.

Les matériaux du fond de réservoir sont approximativement modélisés par un fond de réservoir qui absorbe partiellement les ondes hydrodynamiques incidentes.

L'excitation sismique du système barrage-fluide-roches de fondation est définie par deux composantes de l'accélération surfacique en champ libre de la section transversale du barrage:

La composante horizontale $a_g^x(t)$, transversale à l'axe du barrage et la composante verticale $a_g^y(t)$.

Son point d'application se trouve au niveau du substratum rocheux. Le mouvement de la surface en champ libre est supposé identique en tous points nodaux sur la base horizontale du barrage.

Les équations de mouvement pour un barrage modélisé en un système d'éléments finis à deux dimensions sont:

$$M\ddot{D} + C\dot{D} + KD = -M1^x a_g^x(t) - M1^y a_g^y(t) + R(t) \quad (1)$$

où les matrices M , C et K sont respectivement: La matrice masse, la matrice d'amortissement et la matrice de rigidité du système. D est le vecteur déplacement relatif des points nodaux au déplacement de la surface en champ libre.

$$D^T = \langle D_1^x \ D_1^y \ D_2^x \ D_2^y \ \dots \ D_n^x \ D_n^y \ \dots \ D_{N+N_b}^x \ D_{N+N_b}^y \ \rangle \quad (2)$$

Où: D_n^x et D_n^y sont les composantes suivant x et y des déplacements des points nodaux.

N est le nombre de points nodaux au dessus de la base.

N_b est le nombre de points nodaux sur la base.

$$\{ 1^x \}^T = \langle 1 \ 0 \ 1 \ 0 \quad 1 \ 0 \quad 1 \ 0 \rangle$$

$$\{ 1^y \}^T = \langle 0 \ 1 \ 0 \ 1 \quad 0 \ 1 \quad 0 \ 1 \rangle$$

$R(t)$ est le vecteur force incluant les forces hydrodynamiques sur la face amont du barrage $R_h(t)$ et les forces $R_b(t)$ sur la base du barrage due à l'interaction sol de fondation - barrage.

V - 2 - 1 Domaine du fluide en sous-structure.

Les forces inconnues $R_h(t)$ et $Q_h(t)$, apparaissent dans les fonctions de réponse de fréquence du barrage. Dans l'analyse du fluide, ces dernières peuvent être exprimées en termes d'accélération de la face amont du barrage et du fond de réservoir. En supposant que l'eau soit compressible linéairement et négligeant sa viscosité, la petite amplitude du mouvement irrotationnel de l'eau est gouvernée par l'équation d'ondes à deux dimensions.

$$\frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 p}{\partial y^2} = \frac{1}{C^2} \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} \quad (3)$$

Où $P(x,y,t)$ est la pression hydrodynamique en excès de la pression hydrostatique et C est la vitesse des ondes de pressions dans l'eau. Pour une accélération de surface harmonique

$a_g^l(t) = e^{i\omega t}$ avec:

$l = x$ pour la direction horizontale et $l = y$ pour la direction verticale, la pression hydrodynamique est exprimée par l'équation de Helmholtz:

$$\frac{\partial^2 \bar{p}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \bar{p}}{\partial y^2} + \frac{\omega^2}{C^2} \frac{\partial^2 \bar{p}}{\partial t^2} = 0 \quad (4)$$

La pression hydrodynamique dans le plein d'eau, gouvernée par l'équation d'onde bidimensionnelle précédente, est générée par l'accélération horizontale sur la face amont du barrage et l'accélération verticale sur le fond du réservoir horizontal. Elle obéit aux conditions limites imposées aux trois éléments suivants du système fluide - barrage:

- La surface libre
- L'absorption des sédiments du fond de réservoir
- La face amont du barrage

Le gradient de pression sur la face amont du barrage est proportionnel à l'accélération.

$$\frac{\partial p}{\partial x}(0,y,t) = -\rho A_B^x(t) \partial_{x1} - \rho \phi_1^x(x,y) \ddot{y}_1^l(t) \quad l = x,y \quad (5)$$

ρ = densité de l'eau;

δ = symbole de Kronecker ($\delta_{xx} = \delta_{yy} = \delta_{zz} = 1$)

Dans l'onde du fond de réservoir absorbant, la condition de proportionnalité entre le gradient perpendiculaire de pression et l'accélération verticale de cette limite horizontale est encore valable. Cependant, la condition accélération ne peut être spécifiée complètement car elle est composée d'une partie du champ libre et d'une partie causée par l'interaction entre le fluide et le demi-plan de fondation semi-infini flexible. L'interaction fluide-fondation est modélisée approximativement en considérant seulement la propagation des ondes excités verticalement dans le milieu de la fondation. Cette dernière est due aux ondes de pressions hydrodynamiques heurtant le fond de réservoir. La condition limite dans le fond de réservoir [30] est:

$$\frac{\partial p(x,0,t)}{\partial y} = -\rho A_B^y(t) \delta_{yy} + q \frac{\partial p(x,0,t)}{\partial t}; \quad l = x,y \quad (6)$$

où:

$$q = \frac{\rho}{\rho_f C_f} \quad \text{et} \quad C_f = \sqrt{\frac{E_f}{\rho_f}}$$

E_f = module de Young de la fondation

ρ_f = densité

Le second terme de cette équation représente la modification de accélération de la surface verticale en champ libre due à l'interaction fluide-fondation. Cette accélération d'interaction est proportionnelle au temps de dérivation de la pression hydrodynamique. L'onde d'absorption du fond de réservoir produit un effet d'amortissement, caractérisant l'énergie dissipée à travers la réfraction des ondes de pressions hydrodynamiques dans le milieu de fondation (absent dans le système fluide-barrage). En négligeant les effets d'onde à la surface libre de l'eau, la condition limite nous conduit à

$$P(x, H, t) = 0 \tag{7}$$

En ajoutant les condions aux limites des équations (5) et (7) les pressions hydrodynamiques doivent satisfaire la condition de radiation dans la direction amont.

L'interaction fluide - fondation est représentée uniquement par la condition au limite de l'équation (6):

L'onde de pression hydrodynamique heurtant le fond de réservoir résulte d'une onde de pression hydrodynamique réfléchiée dans l'eau (P) et deux autres ondes (P), (S) réfractées dilatationnelles et rotationnelles dans le milieu de la fondation. L'angle de réflexion = angle d'incidence et les angles de réfraction sont donnés par la loi de Snell. La condition au limite donnée par l'équation (6) permet une réflexion des ondes de pressions hydrodynamiques quel que soit l'angle d'incidence, seulement les ondes réfractées dirigées vers le bas (ondes propagées verticalement) sont permises dans le milieu de fondation. Cette représentation approximative de l'interaction fluide - fondation est équivalente à considérer la fondation composée de colonnes indépendantes, flexibles axialement, de longueur infinie et de largeur infinitésimale.

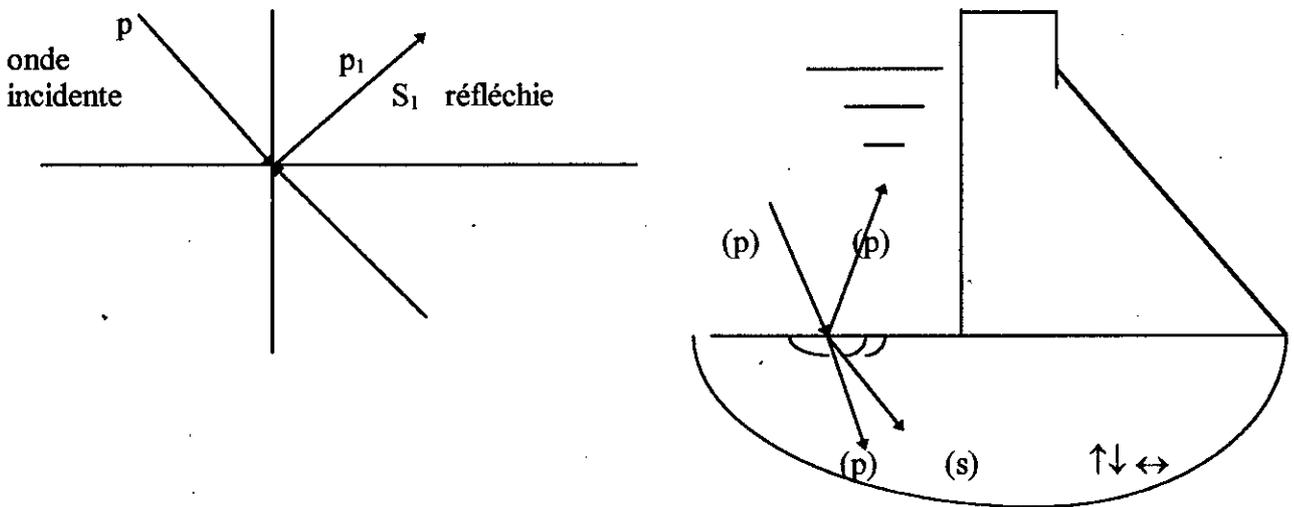


Figure V-3 Illustration de la loi de Snell

Le paramètre fondamental caractérisant les effets d'absorption des pressions hydrodynamiques dans le fond de réservoir est l'admittance ou le coefficient d'amortissement q .

Le coefficient de réflexion d'onde α est égal à:

$$\alpha = \frac{1 - qC}{1 + qC} \quad (8)$$

Le coefficient de réflexion d'onde α a un même sens physique que q (comportement des ondes de pression hydrodynamique dans le fond du réservoir). Le coefficient de réflexion d'onde α est le rapport de l'amplitude de l'onde de pression hydrodynamique réfléchie sur l'amplitude de pression incidente propagée verticalement sur le réservoir [11, 30, 31, 32, 34, 35]. Pour rester dans un intervalle de valeurs $[-1, 1]$ et on a pris dans cette étude les valeurs suivantes:

$$\alpha = 1.00, 0.90, 0.75, 0.50, 0.25, 0.$$

Pour un milieu de fondation rigide on a $C = \text{infini}$ alors $q = 0$ et $\alpha = 1$.

Pour une petite densité ou un sol de fondation flexible ρ_f ou C_f approchent le zéro et $q = \text{infini}$ et $\alpha = -1$.

Mais les valeurs comprises entre 0 et 1 correspondent aux matériaux présents rencontrés dans les fonds de réservoirs actuels. $\alpha=1$ indique que les ondes de pressions sont complètement réfléchies et les petites valeurs de α indiquent l'augmentation de l'absorption des matériaux.

V - 3 Conclusion.

La méthode des sous-structures appliquée à l'analyse des barrages poids en béton, tenant compte des effets d'interaction fluide - barrage, a été étendue pour considérer les effets des alluvions et des sédiments typiques que l'on retrouve dans les matériaux du fond de réservoir. Les déplacements sont transformés en coordonnées généralisées qui permettent une réduction substantiel des degrés de liberté et de l'effort de calcul.

CHAPITRE VI

METHODE

GENERALISEE EQUIVALENTE

CHAPITRE VI

LA METHODE GENERALISEE EQUIVALENTE

VI -1 Introduction

Les méthodes traditionnelles d'analyse statique de calcul de stabilité des barrages sont irréalistes en ce qu'elles ne considèrent pas la nature dynamique de leurs réponses sismiques, d'où la nécessité de mettre au point des techniques analytiques basées sur des critères de conception plus rationnels. Parmi, ces techniques la méthode des sous-structures [31, 41, 48] constitue une technique efficace et utile en vue de la conception parasismique des barrages poids pour lesquels toutes les conditions sécuritaires doivent être réunies afin de faire face à un séisme éventuel [47]. Cependant, compte tenu de la complexité de cette méthode d'analyse dynamique et de la lourdeur de sa mise en oeuvre d'une part, et de l'importance des interactions physiques entrant dans le calcul de la réponse sismique de ces ouvrages d'autre part, le développement de méthodes analytiques simplifiées [32, 33, 54] constitue un besoin pressant tout au moins pour les études d'avant projets et de la vérification rapide de la sécurité des barrages existants.

Pour cela deux approches ont été proposées dans la phase élastique. La première consiste à estimer la réponse maximale directement à partir d'un spectre de réponse (étude). Elle est recommandée pour le calcul et l'évaluation préliminaire de la sécurité du barrage. La seconde consiste en un calcul plus poussé de la réponse temporelle du monolithe de barrage modélisé en éléments finis bidimensionnels et implique un calcul plus précis de la réponse dynamique. Ces approches tiennent compte:

- des effets d'interaction fluide-barrage,
- des effets d'interaction fluide-barrage,
- des effets de la compressibilité de l'eau.

Afin de modéliser les tranches de barrage en éléments finis bidimensionnels, une analyse de l'histoire temporelle de la réponse, a été récemment élaborée, en tenant compte de l'interaction sol-structure et de l'absorption des pressions hydrodynamiques dans les alluvions et les sédiments déposés au fond du réservoir. A l'aide de l'analyse de la réponse, par un programme de calcul dynamique, il a été montré, que les effets d'interaction sol-structure et de l'absorption des sédiments du fond de réservoir, négligés précédemment sont très importants. La section transversale des barrages poids en béton ne variant pas beaucoup, les données standards des propriétés de vibration des barrages et les quantités dont dépendent ces propriétés sont présentées pour minimiser les calculs. Il sera également tenu compte d'une " correction statique " [38, 39, 49, 50] qui considère la contribution des réponses des modes supérieurs de vibrations, et d'une règle de combinaison des réponses modales [8, 13, 40, 53]. L'utilisation de cette méthode sera illustrée par des exemples et il sera démontré qu'elle est satisfaisante pour la conception préliminaire et l'évaluation de la sécurité des barrages.

La spécificité de ces modèles physiques simplifiés vient du fait que seuls, le mode fondamental et l'accélération spectrale associée, interviennent dans l'évaluation de la réponse sismique des barrages. Cependant, leurs mises en oeuvre restent tributaires de certaines approximations de calcul vis à vis du problème initialement posé.

Afin de mettre en oeuvre cette procédure, un logiciel de calcul a été développé pour évaluer la réponse sismique des barrages en béton. Une expérimentation numérique concernant vingt et un barrages de hauteurs variables (30 à 250 mètres) a été effectuée pour cinq cas de figure différents:

- Cas n°1 Barrage encastré avec réservoir vide (cas de référence)
- Cas n°2 Barrage encastré avec réservoir plein d'eau
- Cas n°3 Barrage encastré avec réservoir plein d'eau en présence de sédiments
- Cas n°4 Barrage reposant sur sol flexible avec réservoir vide
- Cas n°5 Barrage reposant sur un sol flexible avec un réservoir plein d'eau en présence de sédiments.

Les résultats de sorties, permettent d'obtenir une estimation rapide de la distribution des forces sismiques latérales de calcul, des contraintes, des déformations et des déplacements résultants. Les contraintes sont évaluées selon deux approches; la première basée sur la théorie de la résistance des matériaux et la seconde sur la théorie des éléments finis, ce qui présente entre autres l'avantage de pouvoir tracer automatiquement les isocontraintes. Une étude paramétrique a été également effectuée sur les périodes propres de vibration et les déplacements horizontaux aux fins de comparer les résultats avec ceux des travaux existants [41, 48] et de justifier l'intérêt ainsi que l'efficacité de la méthodologie présentée.

VI -2 Méthode généralisée équivalente.

Les effets maximaux d'un séisme sur un barrage poids en béton sont représentés par des forces latérales équivalentes dans cette méthode. Les forces latérales associées au mode fondamental sont calculées pour inclure des effets suivants:

- La compressibilité de l'eau
- L'interaction fluide - barrage
- L'absorption des sédiments du fond de réservoir
- L'interaction sol de fondation-barrage

Les contributions de la réponse des modes supérieurs de vibration sont calculées sous l'hypothèse suivante: l'amplification dynamique des modes est négligeable, les effets d'interaction fluide-barrage-sol de fondation ne sont pas importants et que les effets de compressibilité de l'eau peuvent être négligés. Ces approximations fournissent une méthode pratique tenant compte des plus importants facteurs qui affectent la réponse sismique des barrages poids en béton.

La méthode généralisée équivalente demande peu de paramètres pour décrire le système sol-eau-barrage: E_s , ζ_1 , H_1 , E_f , η_f , H et α . Le module d'Young E_s du barrage en béton est basé sur la résistance du béton, ou adapté à des données d'essais expérimentaux. La valeur de E_s peut être modifiée pour mettre en évidence les pourcentages de déformations qu'aurait subi le béton durant un séisme [14]. Les tests de vibrations forcés sur les barrages indiquent que le taux d'amortissement visqueux ζ_1 pour les barrages en béton est compris entre 1% et 3 %. Cependant, pour les grands mouvements et les contraintes élevées dans le barrage résultant d'un séisme intense, il est recommandé de prendre $\zeta_1 = 5 \%$. La hauteur du barrage est mesurée à partir de la base jusqu'à la crête H . Le module du sol de fondation E_f et le coefficient d'amortissement hystérétique η_f du sol de fondation doivent être déterminés, à partir des investigations sur site et des tests appropriés. En l'absence de données sur les propriétés de

l'amortissement du sol de fondation, la valeur de $\eta_f = 0.1$ est recommandée. La profondeur H du plein d'eau est mesurée de la surface libre au fond du réservoir. Il est nécessaire que le fond du réservoir et la base du barrage soient au même niveau. La valeur du poids volumique de l'eau: $w = 9.81 \text{ KN / m}$ et la vitesse de propagation des ondes dans l'eau $c = 1440 \text{ m / s}$. Il est difficile de déterminer le coefficient de réflexion des ondes α , car les matériaux du fond de réservoir peuvent être constitués de différentes couches. La valeur de: E_s sera égale à la valeur qui approxime le mieux par défaut le E_s calculé.

η_f sera égale à la valeur qui approxime le mieux par défaut le η_f calculé.

E_f / E_s sera égale à la valeur qui approxime le mieux par excès le E_f / E_s calculé.

α sera égale à la valeur qui approxime le mieux par excès le α calculé.

La méthode méthode pseudo-statique équivalente tient compte des deux types d'interaction suivants:

- Interaction fluide-barrage avec un fond absorbant: Barrage encastré retenant un réservoir plein d'eau.
- Interaction sol-structure: Barrage reposant sur un sol flexible.

Dans chacun des cas la réponse du mode fondamental est déterminée par la réponse d'un système pendulaire équivalent. Le mouvement sismique horizontal est spécifié par un spectre de réponse relatif à la pseudo-accélération.

VI - 3 Forces latérales équivalentes.

Considérons uniquement la contribution du mode fondamental du barrage, les effets maximum peuvent être représentés par les forces latérales équivalentes agissant sur le barrage.

$$f_1(x, y) = \frac{\tilde{L}_1}{\tilde{M}_1} \frac{S_a}{g} (\tilde{T}_1, \tilde{\zeta}_1) \left[w_s(x, y) \phi_1^x(x, y) + g \bar{p}_1(y, \tilde{T}_r) \delta(x) \right] \quad (1)$$

où

x = coordonnée suivant la largeur du monolithe du barrage

y = coordonnée suivant la hauteur mesurée à partir de la base du barrage

$w_s(x, y) = gm(x, y)$ poids par unité de longueur du barrage

$$\tilde{M}_1 = M_1 + R_e \left[\int_0^h \bar{p}_1(y, \tilde{T}_r) \phi_1^x(o, y) dy \right] \quad (2a)$$

$$M_1 = \iint m_s(x, y) \left\{ \left[\phi_1^x(x, y) \right]^2 + \left[\phi_1^y(x, y) \right]^2 \right\} dx dy \quad (2b)$$

$$\tilde{L}_1 = L_1 + \int_0^h \bar{p}_1(y, \tilde{T}_r) dy \quad (3a)$$

$$L_I = \iint m_s(x,y) \phi_i^x(x,y) dx dy \quad (3b)$$

avec M_I représentant la masse généralisée et L_I le coefficient des forces sismiques généralisées.

Les équations de M_I et L_I sont données dans (2b) et (3b) et leur intégration se fait sur toute la surface transversale du monolithe.

$\phi_1^x(x,y)$ et $\phi_1^y(x,y)$ sont respectivement les composantes horizontale et verticale des déplacements dans le mode fondamental de vibration du barrage de référence.

$\bar{p}_1(y, \tilde{T}_1)$ = fonction représentant la pression hydrodynamique sur la face amont due à une accélération harmonique à valeur complexe.

h = hauteur du plein d'eau

$\delta(x)$ = fonction de Dirac

g = accélération de la pesanteur

$S_a(\tilde{T}_1, \tilde{\zeta}_1)$ = ordonnée de la pseudo-accélération du spectre de réponse associée à une période de vibration \tilde{T}_1 et un pourcentage d'amortissement critique $\tilde{\zeta}_1$

\tilde{T}_1 et $\tilde{\zeta}_1$ = période et taux d'amortissement critique du système généralisé équivalent au système fluide-sol-barrage.

La période de vibration du système équivalent, \tilde{T}_1 , représentant la réponse du mode fondamental du barrage sur un sol flexible avec plein d'eau est donnée par la formule:

$$\tilde{T}_1 = R_r R_f T_1 \quad (4a)$$

dans laquelle T_1 est la période fondamentale de vibration du barrage de référence (encastré et vide). L'effet de la masse hydrodynamique ajoutée est représentée par le coefficient correcteur multiplicateur $R_r > 1$ résultant de l'interaction fluide - barrage [33].

Le coefficient correcteur multiplicateur $R_f > 1$ caractérisant la flexibilité du sol de fondation résultant de l'interaction sol-barrage dépend des propriétés du sol de fondation.

La période de vibration \tilde{T}_1 du système généralisé équivalent représentant la réponse du mode fondamental du barrage sur un sol rigide avec plein d'eau est:

$$\tilde{T}_1 = R_r T_1 \quad (4b)$$

Par ailleurs, le taux d'amortissement du système généralisé équivalent peut s'écrire sous la forme:

$$\tilde{\zeta}_1 = \frac{1}{R_r} \frac{1}{(R_f)^3} \zeta_1 + \zeta_r + \zeta_f \quad (5)$$

dans lequel ζ_1 est le taux d'amortissement du barrage sur sol rigide avec réservoir vide.

ζ_r représente l'amortissement ajouté dû à l'interaction fluide-barrage et à l'absorption des sédiments de fond de réservoir.

ζ_f représente la radiation ajoutée et l'amortissement du matériau dû à l'interaction sol de fondation-barrage.

Il est important de noter les effets d'interaction eau-barrage-sol de fondation sur les paramètres du système généralisé équivalent: période naturelle de vibration, taux d'amortissement critique, masse généralisée et coefficient de la force sismique sont calculés indépendamment les uns des autres et appliqués séquentiellement pour évaluer des paramètres qui prennent en compte l'effet des interactions simultanées. La capacité de séparer les effets des interactions dans le calcul de la période naturelle de vibration et de la masse généralisée est la conséquence du fait que l'interaction sol de fondation-barrage ait une petite influence sur la masse additionnelle hydrodynamique et que l'interaction eau-barrage n'altère pas substantiellement les effets de la flexibilité du sol de fondation. Une telle séparation des effets de l'interaction est moins précise dans le calcul du taux d'amortissement global et du coefficient de la force sismique, par les expressions simplifiées des équations(3a) et(5), mais les résultats sont acceptables dans la phase préliminaire de conception et dans l'évaluation préliminaire de la sécurité dans les barrages. La considération de la séparation des effets d'interaction eau-barrage et sol-barrage est une importante caractéristique de la présente méthode d'analyse, qui simplifie grandement l'évaluation de la réponse du mode fondamental de vibration du barrage sur fondation flexible avec plein d'eau [32, 33].

Les quantités $\tilde{P}_1(y, \tilde{T}_1)$, \tilde{L}_1 , \tilde{M}_1 , R_r , R_f , ζ_r et ζ_f sont nécessaires à l'évaluation de la force latérale équivalente en tenant compte des effets d'interaction sol de fondation - barrage, fluide-barrage avec un fond de réservoir absorbant. Elles contiennent toutes les modifications des propriétés de vibration du système pendulaire équivalent.

Même après cette considérable simplification nécessaire à l'obtention de l'équation (1), l'évaluation demeure très compliquée pour des applications pratiques car les quantités sus-citées sont des fonctions compliquées des termes hydrodynamiques et des termes de fondations flexibles. Heureusement, comme nous le verrons plus tard, le calcul des forces latérales peut être considérablement simplifié en remarquant que la géométrie d'une section transversale d'un barrage poids en béton ne varie pas beaucoup.

VI - 3 - 1 Approximation unidimensionnelles des forces latérales:

Les variations des déplacements dans le mode fondamental de vibration $\phi_1^x(x, y)$ à travers la largeur du barrage sont petits de sorte que $\phi_1^x(x, y) \approx \phi_1^x(0, y)$. On intègre alors $f_1(x, y)$ sur la largeur du monolithe pour obtenir des forces latérales équivalentes par unité de hauteur de barrage:

$$f_1(y) = \frac{\tilde{L}_1}{\tilde{M}_1} \frac{S_a(\tilde{T}_1, \tilde{\zeta}_1)}{g} \{w_s(y) \phi(y) + g \bar{P}_1(y, \tilde{T}_1)\} \quad (6)$$

où $\phi(y) = \phi(0,y)$ est la composante horizontale du déplacement de la face amont du barrage dans le mode fondamental de vibration, $w_s(y)$ le poids par unité de hauteur et $\tilde{T}_r = R_r T_1$.

La masse généralisée et le coefficient de la force sismique définis par les équations (2b) et (3b) peuvent ainsi être représentés par les intégrales unidimensionnelles:

$$M_1 = \frac{1}{g} \int_0^{h_s} w_s(y) \phi^2(y) dy \quad (7a)$$

$$L_1 = \frac{I}{g} \int_0^{h_s} w_s(y) \phi(y) dy \quad (7b)$$

h_s étant la hauteur du barrage.

VI - 3 - 2 Approximation de la pression hydrodynamique.

Les pressions hydrodynamiques et par suite les forces latérales induites sont réelles dans le cas d'un fond non absorbant. En cas d'absorption des ondes hydrodynamiques par les sédiments de fond de réservoir, la composante imaginaire des forces latérales est relativement petite comparativement à la composante réelle [31]. Elle augmente toutefois à proximité de la base où la raideur est considérable, et aura donc peu d'influence sur les contraintes dans le barrage. De ce fait, la valeur imaginaire de la composante $p_1(y, \tilde{T}_r)$ peut être négligée dans l'évaluation des forces latérales de sorte que l'équation (6) se réduit à:

$$f_1(y) = \frac{\tilde{L}_1}{\tilde{M}_1} \frac{S_a(\tilde{T}_1, \tilde{\xi}_1)}{g} [w_s(y) \phi(y) + g p(y, \tilde{T}_r)] \quad (8)$$

où $p(y, \tilde{T}_r) \equiv R_r [\bar{p}_r(y, \tilde{T}_r)]$ (voir Eq.(6))

A travers la valeur imaginaire de la composante de $\bar{P}_1(y, \tilde{T}_r)$ dans l'équation (8), l'effet le plus important est la contribution de l'amortissement hydrodynamique ajouté dans l'équation (5). La masse \tilde{M}_1 généralisée du système pendulaire équivalent (équation 2) dépend de la valeur réelle de la composante de la pression hydrodynamique.

$$\tilde{M}_1 = M_1 + \int_0^h p(y, \tilde{T}_r) \phi(y) dy \quad (9a)$$

où M_1 est défini par l'équation (7a) et

$$\tilde{L}_1 = L_1 + \int_0^h p(y, \tilde{T}_r) dy \quad (9b)$$

où L_1 est défini par l'équation (7b)

VI - 3 - 3 Les caractéristiques relatives à la réponse du mode fondamental.

L'évaluation directe de l'équation (8) devrait requérir un calcul compliqué de plusieurs quantités: $P(y, \tilde{T}_r)$, à partir d'équations impliquant des termes dépendant de la fréquence, le taux d'accroissement de la période R_r dû à l'interaction fluide - barrage, le taux d'accroissement de la période R_f dû à l'interaction sol - barrage, le taux d'amortissement ζ_r impliquant des termes hydrodynamique, le taux d'amortissement ζ_f impliquant des termes de flexibilité des roches de fondations. Les intégrales dans l'équation (9), la période fondamentale de vibration, la forme du barrage [32, 33], nécessitent des calculs onéreux pour une conception préliminaire des barrages. Reconnaissant que la section transversale des barrages ne varie pas beaucoup, les caractéristiques relatives aux vibrations des barrages et toutes les quantités de l'équation (8) dont elles dépendent sont développées dans cette section.

VI - 3 - 4 Propriétés de vibration des barrages.

La période fondamentale de vibration en secondes selon CHOPRA est:

$$T_1 = \frac{0.38H_s}{\sqrt{E_s}} \quad (10)$$

Où H_s représente la hauteur du barrage en mètres, E_s le module de Young du béton dans le domaine élastique, la courbe fondamentale de vibration $\phi(y)$ de la section transversale standard est donnée d'après les résultats d'essais de quatre sections transversales idéalisées et deux barrages réels. Vu que les périodes fondamentales de vibrations et les courbures pour ces sections transversales sont similaires, il est nécessaire d'utiliser la période de vibration standard et la fonction de forme standards pour la conception préliminaire et l'évaluation préliminaire des barrages poids en béton.

VI - 4 - Interaction fluide-barrage avec un fond de réservoir absorbant.

La réponse fondamentale d'un monolithe de barrage est déterminée à travers l'analyse d'un système généralisé équivalent (de période naturelle de vibration et de taux d'amortissement critique tenant - compte des effets de masse ajoutées du plein d'eau) dont les termes hydrodynamiques complexes sont représentés par des termes indépendants de la fréquence. Les déformations sismiques maximales induites et les forces latérales équivalentes sont calculées à partir d'un spectre de réponse pour un mouvement de surface spécifié.

Les forces latérales équivalentes, correspondant à la déformation maximale du système équivalent sont obtenues en distribuant la masse propre du barrage plus la masse ajoutée due à l'interaction fluide-barrage avec un fond absorbant. De nouvelles études ont conduit à une méthode analytique basée sur la méthode des sous-structures tenant - compte de toutes l'interaction sol - fluide - barrage avec un fond de réservoir absorbant.

L'interaction fluide-barrage avec absorption des ondes de pression hydrodynamiques incidentes par les sédiments du fond de réservoir augmente la période naturelle de vibration (équation 4a) et le taux d'amortissement (équation 5) du système généralisé équivalent représentant la réponse du mode fondamental de vibration du barrage. Pour la section transversale standard

du barrage, le taux d'accroissement de la période R_r et le taux d'amortissement ajouté ζ_r dépendent de plusieurs paramètres dont notamment:

Le module de Young du matériau (E_s) constituant le barrage, le rapport hauteur d'eau / hauteur du barrage (H/H_s) et le coefficient d'onde α .

La dépendance de R_r et ζ_r de E_s , H/H_s , α , ainsi que les mécanismes sous-jacents de l'interaction fluide-barrage avec un fond de réservoir absorbant sont données en détail dans [32, 33], il est à noter que R_r et ζ_r croissent avec:

- une augmentation de la profondeur de l'eau .
- une augmentation de la capacité d'absorption des matériaux du fond de réservoir.
- une augmentation du module d'élasticité du béton.

Les effets d'interaction eau-barrage avec un fond de réservoir absorbant peuvent être négligés, quand la hauteur d'eau est inférieure à la moitié du réservoir. Dans ce cas, le barrage est étudié comme s'il était vide: $H/H_s < 0.5$ $R_r = 1$ et $\zeta_r = 0$

VI - 5 Interaction sol de fondation-barrage.

L'interaction sol de fondation barrage augmente la période naturelle de vibration (équation 4b) et le taux d'amortissement (équation 5) du système pendulaire équivalent représentant la réponse du mode fondamental de vibration du barrage. Pour la section transversale, le rapport de période R_r et le taux d'amortissement ζ_r dus à l'interaction sol de fondation - barrage, dépendent de plusieurs paramètres dont notamment:

Le rapport E_f / E_s où : E_s = module de Young du barrage en béton

E_f = module de Young du sol de fondation

η_f = facteur constant d'amortissement hystérétique pour un sol de fondation (dissipation d'énergie, hystérésis).

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

Le taux d'amortissement ζ_r augmente pour la diminution du rapport E_f / E_s et avec l'augmentation du facteur d'amortissement hystérétique η_f . Dans la méthode généralisée équivalente le sol de fondation est considéré rigide si le rapport E_f / E_s est supérieur à 4. Pour cette valeur du rapport E_f / E_s , les effets d'interaction sol de fondation- barrage sont négligeables.

VI - 6 Pression hydrodynamique.

Dans le but de déterminer $P(y, \tilde{T}_r)$ qui apparaît dans les équations (8) et (9), une forme adimensionnelle de cette fonction a été calculée:

$\frac{g p(\hat{y})}{w H}$ où $\hat{y} = \frac{y}{H}$ et w = poids unitaire de l'eau; et les valeurs de cette dernière sont données [32] pour différentes valeurs du coefficient d'onde α et du rapport R_w défini par:

$$R_w = \frac{\tilde{T}_1}{T_1^r} \quad (11)$$

$T_1^r = 4H / C$ représente la période fondamentale de vibration du plein d'eau avec $C =$ vitesse des ondes de pression dans l'eau.

La fonction de la pression hydrodynamique $gp(\hat{y})/wh$ pour une valeur quelconque de H/H_s est approximée par $(H/H_s)^2$ que multiplie la valeur de cette fonction pour $H/H_s = 1$.

L'interaction fluide-barrage habituellement augmente la période fondamentale de vibration T du barrage pour une valeur supérieure à T_1^r le rapport de périodes R_w ne peut excéder l'unité.

Pour R_w inférieur ou égal à 0.5, les effets de compressibilité de l'eau sont négligeables et $P(y)$ est essentiellement indépendant de R_w . Le rapport de période peut excéder l'unité si $\alpha < 1$, mais $P(\hat{y})$ augmente quand R_w diminue à cause du barrage qui devient de plus en plus rigide. La limite supérieure de R_w est de 1.5, valeur maximale résultant des essais antérieurs.

VI - 7 Masse et coefficient de la force sismique généralisés.

La masse généralisée \tilde{M}_1 (Eq. (9a)) du système peut s'écrire également [32]:

$$\tilde{M}_1 = (R_r)^2 M_1 \quad (12a)$$

Le coefficient des forces sismiques généralisées \tilde{L}_1 (Eq. (9b)) s'écrit:

$$\tilde{L}_1 = L_1 + \frac{1}{g} F_{st} \left\{ \frac{h}{h_s} \right\}^2 A_p \quad (12b)$$

$F_{st} = \frac{1}{2} w h^2$ représente la force hydrostatique résultante s'appliquant sur le barrage et w le poids volumique de l'eau.

A_p désigne l'intégrale de la fonction $2gp(\hat{y}, R_w)/wh$ pour $h/h_s = 1$, avec $\hat{y} = \frac{y}{h_s}$ et

$$R_w = \frac{T_1^r}{\tilde{T}_1}$$

La période fondamentale de vibration de l'eau est donnée par: $T_1^r = 4h/C$, C étant la vitesse des ondes de pressions dans l'eau.

VI - 8 La correction des modes supérieurs de la réponse statique.

La réponse sismique des structures de courte période de vibration, tels que les barrages poids en béton est principalement due au mode fondamental de vibration. Quant à la contribution des modes supérieurs, elle a été jusqu'à présent négligée dans la méthode généralisée équivalente. Cependant, la distribution de la masse selon la hauteur des barrages poids en béton est telle

que la masse effective dans le mode fondamental de vibration est petite, ordre de 35 % de la masse totale pour la section standard du barrage mentionnée au début. Ainsi la contribution des modes supérieurs de vibration des forces sismiques peut ne pas être négligeable, une méthode simple qui considère ces modes supérieurs est présentée dans ce qui suit.

VI - 8 - 1 Barrages reposant sur une fondation rigide avec réservoir vide.

Sachant que les périodes des modes supérieurs de vibration des barrages poids en béton sont courtes, les ordonnées correspondantes du spectre de réponse de la pseudo-accélération pour l'étude sismique devraient être pratiquement égales à l'ordonnée correspondant à la période nulle ou donc à l'accélération maximale du sol. Avec une petite amplification dynamique, les modes supérieurs de vibration répondent d'une manière essentiellement statique à un mouvement de surface sismique conduisant à un concept de "correction statique" [38, 39, 49, 50]. Les effets maximaux du séisme associés aux modes supérieurs peuvent alors être représentés par des forces latérales équivalentes:

$$f_{sc}(y) = \frac{1}{g} w_s(y) \left\{ 1 - \frac{L_1}{M_1 \phi(y)} \right\} a_g \quad (13)$$

où a_g est l'accélération maximale du sol.

Seule la forme propre correspondant au mode fondamental de vibration intervient dans l'équation (13) et les formes propres correspondant aux modes supérieurs de vibration ne sont pas exigées ainsi la méthode s'en trouve considérablement simplifiée.

VI - 8 - 2 Barrage reposant sur sol flexible avec plein d'eau.

L'interaction fluide-barrage introduit un amortissement important dans la réponse des modes supérieurs des barrages poids en béton; mais elle a un effet moindre sur les périodes. Comme ces dernières sont très courtes et les modes correspondants sont lourdement amortis, la méthode de "correction statique" peut être convenable pour représenter les réponses des modes supérieurs des barrages même avec plein d'eau. Les forces sismiques latérales équivalentes associées aux modes supérieurs de vibrations des barrages, en tenant compte du plein d'eau, sont données par une extension de l'équation (13).

$$f_{sc}(y) = \frac{1}{g} \left\{ w_s(y) \left[1 - \frac{L_1}{M_1} \phi(y) \right] + \left[g p_0(y) - \frac{B_1}{M_1} w_s(y) \phi(y) \right] \right\} a_g \quad (14)$$

Dans l'équation (14) $p_0(y)$ est une fonction à valeurs réelles indépendante des fréquences décrivant la pression hydrodynamique sur un barrage rigide sous l'effet d'une accélération unité avec la compressibilité de l'eau négligée. Les deux hypothèses sont compatibles avec le concept de la "correction statique"; B_1 donne une mesure de la fraction de $p_0(y)$ qui agit dans le mode fondamental; des valeurs standards de $p_0(y)$ sont données d'après des essais. En utilisant les propriétés du mode fondamental du barrage standard B_1 est donné par:

$$B_1 = 0.052 \frac{F_{st}^2}{g} \left[\frac{h}{h_s} \right] \quad (15)$$

F_{st} est la force hydrostatique totale sur le barrage.

VI - 9 Calcul de la réponse totale.

Réponse dynamique.

Comme montré dans les deux sections précédentes, les effets maximaux de l'excitation sismique dans le mode fondamental de vibration des barrages ont été représentés par les forces latérales équivalentes $f_1(y)$ et ceux dues aux modes supérieurs par $f_{sc}(y)$. L'analyse statique du barrage pour ces deux ensembles de forces donne des valeurs r_1 et r_{sc} pour n'importe quelle réponse r (la force de cisaillement ou le moment de flexion au niveau d'une section horizontale donnée, où les contraintes de cisaillement ou de flexion en n'importe quel point). Comme les réponses maximales r_1 et r_{sc} ne se produisent pas en même temps durant le séisme, elles devraient être combinées pour obtenir une estimation de la réponse dynamique r_d suivant des règles de combinaisons modales bien connues S.R.S.S.: Square Root of Sum of Squares.

$$r_d = \sqrt{r_1^2 + r_{sc}^2} \quad (16)$$

ou encore la somme des valeurs absolues S.A.V. (Sum of Absolute Values) qui fournit un résultat sécuritaire, pas toujours compatible avec l'économie du projet.

$$r_d = |r_1| + |r_{sc}| \quad (17)$$

La règle S.R.S.S est retenue ici du fait qu'elle repose notamment sur la considération fondamentale que les réponses sont directement proportionnelles aux coordonnées modales généralisées.

VI - 10 Spectre de réponse de calcul.

Le mouvement sismique horizontal est spécifié par un spectre de réponse relatif à la pseudo-accelération dans la méthode généralisée équivalente. Ce dernier doit être un spectre de réponse lisse, sans irrégularités naturelles, représentant l'intensité et les caractéristiques fréquentielles d'un calcul sismique qui devrait être confirmé par des investigations sismologiques et géologiques poussées [31].

VI - 11 Calcul des contraintes.

Les forces sismiques latérales équivalentes $f_1(y)$ représentant, les effets maxima du mode fondamental et des modes supérieurs de vibration sont calculés dans les étapes 9 et 11. le barrage est subdivisé en vingt blocs d'égale hauteur, les forces réparties sont remplacées par des forces concentrées équivalentes appliquées aux centres de gravité des blocs. En considérant le monolithe du barrage comme une console, les contraintes de flexion sur la face amont et sur la face aval du monolithe sont calculées au bas de chaque bloc à partir des

formules élémentaires pour le calcul des contraintes dans les poutres. Les contraintes normales, de flexion, aux faces du monolithe sont ensuite transformées implicitement dans le calcul simple des contraintes en contraintes principales. Le sol de fondation est supposé rigide. Comme la face amont du barrage Pine Flat est presque verticale et les effets de l'eau à la face aval sont négligeables, les contraintes principales σ_1 et $\sigma_{s.c.}$, en n'importe quel point du barrage, dues aux forces $f_1(y)$ et $f_{s.c.}(y)$, peuvent être combinées en utilisant les combinaisons S.R.S.S. ou ABSUM (équations 16 et 17). Ces contraintes ont lieu à la face amont quand les forces sismiques agissent dans la direction aval et à la face aval quand les forces sismiques agissent dans la direction amont. Les contraintes principales maximales aux deux faces du monolithe obtenues en utilisant uniquement la combinaison S.R.S.S. sont représentées sur les figures de l'annexe C.

VI - 12 La réponse totale.

Dans le but d'obtenir la valeur de la réponse totale (r), l'estimation S.R.S.S. de la réponse dynamique doit être combinée avec les effets statiques $r_{s.t.}$. Cette dernière peut être déterminée par les méthodes standards de calcul des contraintes initiales dans le barrage avant un séisme, en tenant compte du poids propre du barrage, des pressions hydrostatiques et des changements de température. Dans le but de reconnaître que la direction des forces latérales sismiques est réversible, les combinaisons des contraintes statiques et dynamiques doivent admettre que le pire des cas mène à la valeur maximale de la réponse totale.

$$r_{\max} = r_{s.t.} \pm \sqrt{r_1^2 + r_{s.c.}^2} \quad (18)$$

Cette combinaison des réponses statiques et dynamiques est évidente si $r_{s.t.}$, r_1 et $r_{s.c.}$ sont orientées semblablement. Comme c'est le cas pour la force de cisaillement et la force de flexion à n'importe quelle section horizontale, et pour les contraintes de cisaillement, et les contraintes de torsion en n'importe quel point. Ceci n'est généralement pas le cas pour les contraintes principales excepté pour les conditions mentionnées ci-dessus.

VI - 13 Conclusion.

La méthode généralisée équivalente est une méthode qui, à partir d'un spectre de réponse moyen lisse de calcul (déterminé à partir des analyses temporelles de réponses), aboutit à des résultats acceptables par rapport à ceux obtenus par des études performantes plus sophistiquées: modélisation et résolution de la réponse en fonction du temps par la méthode des éléments finis (appelée méthode exacte) pour l'obtention des contraintes et des efforts induits par un séisme. Cette dernière tient compte des effets sismiques qui s'appliquent sur le barrage ainsi que des effets internes induits par ce séisme:

- Interaction barrage-eau et eau considérée comme fluide compressible: R_r, ζ_r, R_w
- Interaction barrage-sol de fondation: R_f, ζ_f
- Effets d'un fond de réservoir absorbant (ondes réfléchies): α
- Contribution des modes supérieures ("correction statique"): $F_{s.c.}$

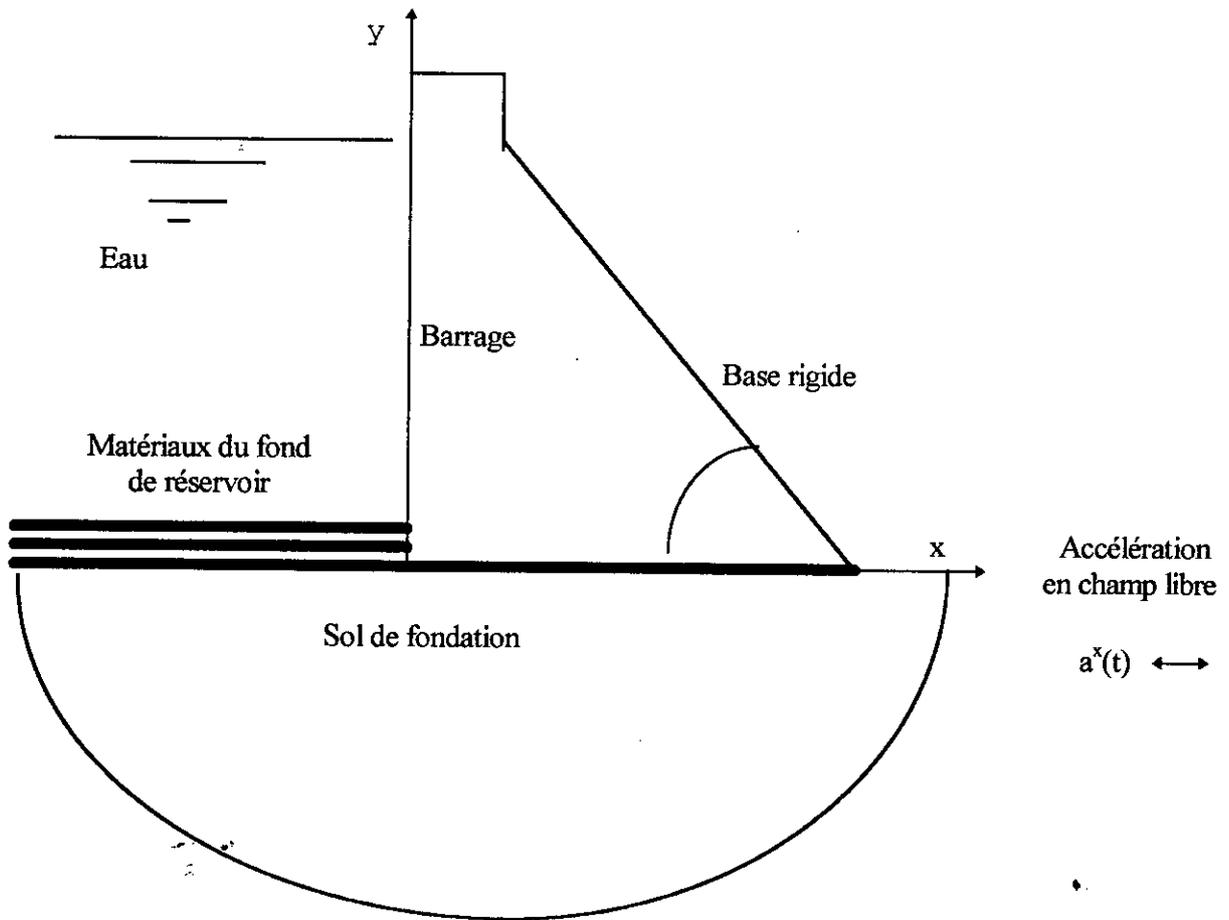


Figure VI-1: Représentation du système complet fluide-barrage-sol de fondation.

ETAPES DE CALCUL :

Le calcul de la réponse sismique du barrage se fait en trois parties:

Première partie : Le calcul des forces et des contraintes sismiques dues au mode fondamental de vibration peut se faire de manière approximative dans le but d'une conception préliminaire en adoptant la démarche suivante:

- 1) calcul de la période (en secondes) du mode fondamental de vibration du barrage T_1 , encastré avec un réservoir vide (sans aucune interaction).
- 2) Calcul de la période du mode fondamental de vibration du barrage sur un sol rigide avec réservoir plein \tilde{T}_r ,
- 3) Calcul du rapport de période R_w (utilisé pour déterminer la pression hydrodynamique)

$$R_w = \frac{\tilde{T}_1}{T_1}$$

avec \tilde{T}_r calculée dans la deuxième étape

T_1^r : période de vibration du plein d'eau, $T_1^r = 4 H/C$
 C = vitesse des ondes de pression dans l'eau = 1440
 H = hauteur d'eau

4) Calcul de la période du mode fondamental de vibration du barrage sur un sol flexible avec plein d'eau: T_1 (période du mode fondamental d'un système à un degré liberté équivalent)

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

Si $H/H_s < 0.5 \Rightarrow R_r = 1$ et $\zeta_r = 0$ on néglige l'interaction eau-barrage

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

5) Calcul du taux d'amortissement $\tilde{\zeta}_1$ du barrage pour la période du mode fondamental de vibration du système généralisé équivalent .

ζ_r : taux d'amortissement ajouté dû à l'interaction eau-barrage et l'absorption des ondes de pression hydrodynamiques incidentes par les sédiments du fond de réservoir est donnée en fonction de E_s , H/H_s et α .

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

On remarque que cinq cas peuvent se présenter:

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

$$R_r = 1; R_f = 1; \zeta_r = 0 \text{ et } \zeta_f = 0 \Rightarrow \tilde{\zeta}_1 = \zeta_1$$

2^{ème} cas : lorsque le barrage est encastré avec réservoir plein d'eau ($\alpha = 1$):

$$R_r \neq 1; R_f = 1; \zeta_r \neq 0 \text{ et } \zeta_f = 0 \Rightarrow \tilde{\zeta}_1 = \frac{1}{R_r} \zeta_1 + \zeta_r$$

$$\text{si } \tilde{\zeta}_1 < \zeta_1 \Rightarrow \tilde{\zeta}_1 = \zeta_1$$

3^{ème} cas : lorsque le barrage est encastré barrage avec réservoir plein d'eau et en présence de sédiments au fond de réservoir ($\alpha \neq 1$): utilise les mêmes formules que le 2^{ème} cas.

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

$$R_r = 1; R_f \neq 1; \zeta_r = 0 \text{ et } \zeta_f \neq 0 \Rightarrow \tilde{\zeta}_1 = \frac{1}{R_f^3} \zeta_1 + \zeta_f$$

$$\text{si } \tilde{\zeta}_1 < \zeta_1 \Rightarrow \tilde{\zeta}_1 = \zeta_1$$

5^{ème} cas : lorsque le barrage repose sur sol flexible avec réservoir plein d'eau et fond de réservoir absorbant:

$$R_r \neq 1; R_f \neq 1; \zeta_r \neq 0 \text{ et } \zeta_f \neq 0 \Rightarrow \zeta_1 = \frac{1}{R_r} \frac{1}{R_f^3} \zeta_1 + \zeta_r + \zeta_f$$

6) Détermination de la pression hydrodynamique $p(y, \tilde{T}_r)$ donnée en fonction du rapport de périodes R_w calculé dans l'étape 3. Le rapport de périodes R_w sera égal à la valeur (parmi les données disponibles) qui approxime le mieux (par excès) le rapport de périodes R_w calculé. On trouve ainsi la valeur de $gp(y, \tilde{T}_r)$ pour un α donné correspondant à un réservoir plein d'eau ($H/H_s = 1$). Pour trouver la valeur de $gp(y, \tilde{T}_r)$ pour une valeur de $H/H_s \neq 1$, on multiplie la valeur trouvée par $wH \cdot (H/H_s)^2$
Avec w = poids volumique de l'eau.

Remarque:

Si $H/H_s < 0.5 \Rightarrow$ on néglige l'effet de l'eau $\Rightarrow p(y, \tilde{T}_r) = 0$

7) Calcul de la masse généralisée \tilde{M}_1

$$\tilde{M}_1 = R_r^2 M_1$$

avec R_r = rapport déterminé dans l'étape 2.

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

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

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

8) Calcul du coefficient de la force sismique généralisée :

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

A_p = coefficient donné pour des valeurs de R_w et α .

$$F_{s,t} = 0.5 w H^2$$

On peut aussi calculer L_1 à partir d'une formule approchée : $L_1 = 0.13 W_s g$

avec W_s = poids total du monolithe.

Nota : On peut éviter le calcul des étapes 7 et 8 en utilisant:

$$\frac{\tilde{L}_1}{\tilde{M}_1} \cong 4 \text{ pour les barrages plein d'eau}$$

$$\frac{L_1}{M_1} \cong 3 \text{ pour les barrages avec réservoir vide.}$$

9) Calcul des forces sismiques latérales équivalentes associées au mode fondamental de vibration :

Le rapport $\frac{\tilde{L}_1}{\tilde{M}_1}$ calculé dans les étapes 7 et 8

$S_a(\tilde{T}_1, \tilde{\xi}_1)$ = ordonnée de la pseudo-accélération du spectre sismique (sur le spectre de réponse nous avons S_{vitesse} en fonction de $\tilde{\xi}$ et \tilde{T}_1):

$$f_1(y) = \frac{S_a \tilde{L}_1}{\tilde{M}_1 W_s \phi(y)} + \frac{S_a \tilde{L}_1}{\tilde{M}_1 gp(y)}$$

↓

terme de masse

↓

terme de pression hydrodynamique

10) Calcul des efforts concentrés sur chaque bloc:

- Terme de masse : masse répartie trapézoïdale que l'on transforme en un effort concentré $F_i = (q_i + q_{i+1}) / (2 h)$ qui est appliqué au centre de gravité du bloc (point déjà connu).
- Terme de pression : masse répartie trapézoïdale que l'on transforme en un effort concentré $F_i = (q_i + q_{i+1}) / (2 h)$ qui est appliqué au centre de gravité de chaque trapèze.

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

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

- Les moments de flexion au niveau de chaque bloc.

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

$$\sigma = M v / I \quad \text{avec } M : \text{moment de flexion} = \sum F_i x_i ; v = b / 2 ; I = b^3 h / 12 \quad h = \text{unité de largeur et } \sigma = 6 M / b^2$$

Calcul des contraintes du mode fondamental (σ_1)

Deuxième partie : Contribution des modes Supérieurs

11) Calcul des forces latérales dues aux modes supérieurs

$$f_{s.c.}(y) = \frac{a_g}{g} \left\{ w_s(y) \left[1 - \frac{L_1}{M_1} \phi(y) \right] + \left[gp_0(y) - \frac{B_1}{M_1} w_s(y) \phi(y) \right] \right\}$$

avec :

- y : ordonnée suivant la hauteur
- g : accélération de la pesanteur
- w_s et ϕ sont calculés dans l'étape précédente.
- $gp_0(y)$ donné en fonction de y/H . Pour avoir gp_0 , il faut multiplier la valeur du tableau par wH .
- $B_1 = 0.052/g, F_{st} H^2/H_s^2$ avec $F_{st} = 0.5 wH^2$
- a_g = accélération maximale donnée par le spectre de réponse pour $T = 0$ et $\zeta_r = 0.10$ on trouve $S_a = a_g$.

Calcul des contraintes dynamiques (σ_d) :

$$\text{Combinaison } \sigma_d = |\sigma_1| + |\sigma_{sc}| \quad \text{ABSUM}$$

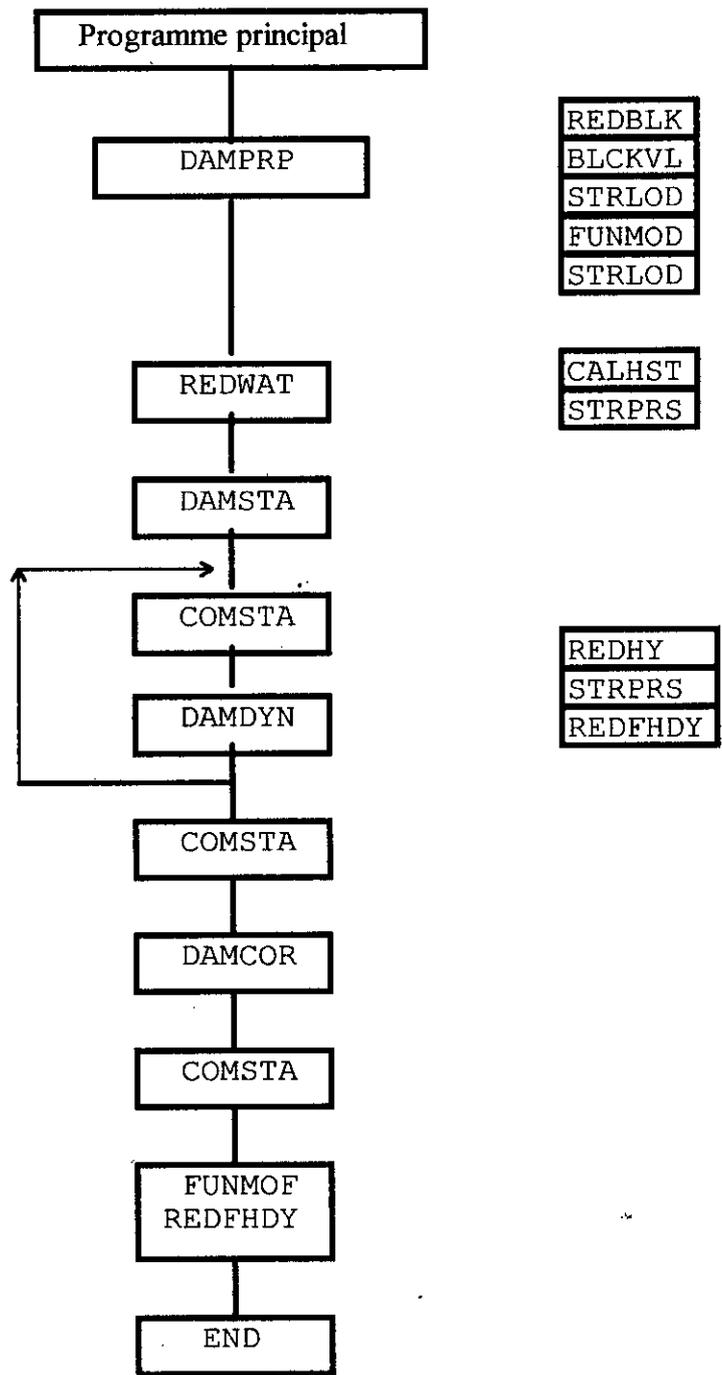
$$\sigma_d = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_{sc}^2} \quad \text{SRSS}$$

Calcul des contraintes statiques (σ_{st}) : voir le chapitre 2.

Calcul des contraintes totales (σ_{tot}) :

$$\sigma_{tot} = \sigma_d + \sigma_{st}$$

VI - 14 Présentation du logiciel



DAMP RP = Calcul du facteur de contribution du poids

REDBLK = Lecture des propriétés de chaque bloc dans le barrage

BLCKVL = Calcul des centres de gravité et poids des blocs

STRLOD = Calcul des contraintes normales au centre de gravité des blocs

FUNMOF = Calcul du terme masse

FUNMOD = Calcul des coefficients généralisés M_1 et L_1

STRLOD = Calcul des contraintes $\sigma = Mv/I = 6M/b$

CALHST = Calcul de la pression hydrostatique sur la face

STRPRS = Calcul des contraintes normales

REDWAT = Lecture de la cote d'eau et de la profondeur du fond de réservoir

DAMSTA = Calcul des contraintes statiques du plein d'eau

DAMDYN = Contrainte due à la pression hydrodynamique

REDHY = Lecture et calcul de la pression hydrodynamique à chaque niveau

DAMCOR = Contrainte due à l'eau du mode supérieur

CORPRS = Calcul de la pression $g p_0(y)$

CHAPITRE VII

APPLICATIONS ET RECOMMANDATIONS

CHAPITRE VII

APPLICATIONS ET RECOMMANDATIONS

VII - 1 INTRODUCTION

Dans une première étape, la méthodologie exposée, ci-dessus, a été programmée en introduisant les effets d'interaction du système fluide-barrage-sol de fondation avec un fond de réservoir absorbant. Dans une seconde étape, la méthodologie a été validée sur la base de résultats antérieurs [41, 48] obtenus notamment pour le barrage de Oued Fodda. Les résultats de sortie ont permis entre autres:

- d'estimer rapidement les forces sismiques latérales de calcul associées au mode fondamental, les forces sismiques latérales équivalentes dues aux modes supérieurs, ainsi que les forces sismiques résultantes combinées selon la règle (S.R.S.S), pour un barrage donné compte tenu des différentes interactions dynamiques considérées (c f. parag. 1).
- D'analyser les effets dynamiques de l'interaction fluide-barrage avec absorption des ondes de pressions hydrodynamiques dans les sédiments de fond de réservoir pour vingt et un barrages poids de hauteur et fruit aval variables.

Le paramètre fondamental caractérisant les effets d'absorption des pressions hydrodynamiques dans le fond de réservoir est l'admittance ou coefficient d'amortissement q , à partir duquel, il est possible de déterminer le coefficient de réflexion d'onde [31]:

$$\alpha = \frac{1 - qC}{1 + qC}$$

où $q = w/w_r C_r$ avec w_r , le poids volumique des matériaux de fond de réservoir et $C_r =$ vitesse d'ondes de pressions dans les sédiments.

Le coefficient de réflexion d'onde α est égal au rapport de l'amplitude de l'onde de pression hydrodynamique réfléchie sur l'amplitude de l'onde de pression incidente propagée verticalement sur le réservoir [11, 30, 31, 32, 34, 35]. Dans ce qui suit, seules les valeurs de $0 \leq \alpha \leq 1$ ($\alpha = 1, 0.9, 0.75, 0.5, 0.25, 0$) sont considérées du fait qu'elles couvrent la plage des valeurs caractéristiques des matériaux les plus fréquemment rencontrés en pratique.

En outre, un programme basé sur la méthode des éléments finis [5, 6, 55], utilisant un élément quadrilatéral à 8 noeuds a été développé, permettant d'obtenir directement les déformations et les contraintes dans les barrages aux points de Gauss. Une expérimentation numérique et les tracés des courbes d'isocontraintes ont été effectués sur plusieurs barrages. Les résultats ainsi obtenus, ont été comparés à ceux fournis par la théorie classique de la résistance des matériaux.

Les périodes calculées de manière empirique ont été préalablement vérifiées avec les résultats obtenus déterminées par la méthode des éléments finis sur les caractéristiques dynamiques d'une série de barrages mondiaux [41, 48].

Les différents cas d'interactions sont:

- cas N°1 le barrage est encastré avec un réservoir vide,

- cas N°2 le barrage est encastré avec un réservoir plein d'eau,
- cas N°3 le barrage est encastré avec un réservoir plein d'eau et présence des sédiments
- cas N°4 le barrage reposant sur un sol flexible avec un réservoir vide
- cas N°5 le barrage reposant sur un sol flexible avec plein d'eau et présence de sédiments.

VII - 2 Caractéristiques géométriques des barrages.

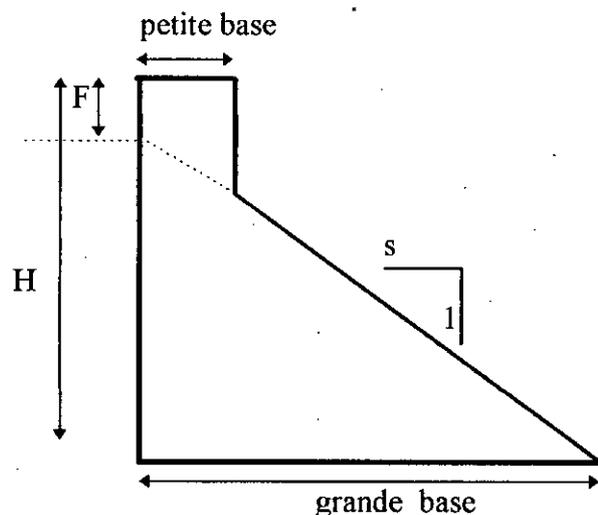


Figure VII - 1 - Profil de barrage choisi pour l'analyse dynamique

Dimensions des barrages

N° du barrage	H (m) hauteur	s pente	petite base	F (m)	grande base
1	30	0.70	8.00	2.00	19.60
2	30	0.80	8.00	2.00	22.40
3	30	0.90	8.00	2.00	25.20
4	50	0.70	8.00	2.00	33.60
5	50	0.80	8.00	2.00	38.40
6	50	0.90	8.00	2.00	43.20
7	100	0.70	8.00	3.00	67.90
8	100	0.80	8.00	3.00	77.60
9	100	0.90	8.00	3.00	87.30
10	100	1.00	8.00	3.00	97.00
11	150	0.70	8.00	4.50	101.85
12	150	0.80	8.00	4.50	116.40
13	150	0.90	8.00	4.50	130.95
14	150	1.00	8.00	4.50	145.50
15	200	0.80	8.00	5.00	156.00
16	200	0.90	8.00	5.00	175.50
17	200	1.00	8.00	5.00	195.00
18	250	0.80	8.00	5.00	196.00
19	250	0.90	8.00	5.00	220.50
20	250	1.00	8.00	5.00	245.00

Tableau VII - 1 Caractéristiques géométriques des barrage

VII - 3 Calcul statique.

VII - 3 - 1 Stabilité globale

La stabilité du barrage résulte essentiellement des conditions de stabilité au renversement et à la stabilité au glissement.

1 - Stabilité au renversement

En considérant un profil triangulaire pour le monolithe de barrage, cette condition est donnée dans le chapitre III . Trois cas peuvent se présenter:

Si ρ est le poids volumique de l'eau pris égal à 9.81 KN/m^3 et Δ le poids volumique du béton égal à 24.30 KN/m^3 on aura

* pas de sous pression:

$$m \geq \sqrt{\frac{\rho}{2\Delta}}$$

Application numérique $m > 0.45$

La condition est vérifiée pour tous les barrages donc la stabilité au renversement est assurée.

* Répartition linéaire des sous pressions

La condition de stabilité s'écrit:

$$m \geq \sqrt{\frac{\rho}{2(\Delta - \rho)}}$$

Application numérique $m > 0.58$

Condition vérifiée pour tous les barrages.

* Répartition constante des sous pressions:

$$m \geq \sqrt{\frac{\rho}{2(\Delta - 3\rho)}}$$

Application numérique $m > 0.72$

Condition non vérifiée pour certains barrages à savoir les barrages N°1, N° 4, N° 7 et N°11. Cette condition est non réaliste, elle fournit des résultats en contradiction avec les règles courantes. En outre, il convient de noter qu'une répartition constante des sous pressions constitue un critère sans ancrage physique.

*sous-pression linéaire:

$$m > \frac{4\rho}{3(\Delta - \rho)}$$

Application numérique $m > 0.9$

La condition de stabilité est satisfaite pour la moitié des barrages.

Cette condition n'est jamais satisfaite pratiquement. Si jamais une fissure horizontale s'ouvre sur le parement amont d'un barrage poids et si, de proche en proche, elle progresse vers l'aval, l'eau s'introduit dans la cassure franche obtenue, et exerce ses forces de sous pressions comme si un levier était introduit dans la fente: la ruine de l'ouvrage est inéluctable dans un délai extrêmement court.

En résumé, quand des sous pressions naissent à l'amont du barrage, la stabilité au glissement est principalement compromise, son existence risque d'être mise en jeu, si les sous pressions s'accroissent et progressent dans le corps du barrage, il est donc important d'empêcher l'apparition de sous pressions par des dispositions constructives.

VII - 3 - 2 Stabilité locale

Deux conditions à vérifier:

1) Condition de non - extension: pas de traction sur la face amont

$$\Delta - \frac{\rho}{m^2} \geq 0 \quad \Rightarrow m \geq \sqrt{\rho / \Delta}$$

Application numérique $m \geq 0.64$
condition vérifiée pour tous les barrages.

2) Condition de Maurice Levy: la contrainte élastique doit rester supérieure à la pression hydrostatique de façon à refermer toute fissure.

$$y \left(\Delta - \frac{\rho}{m^2} \right) \geq y\rho \quad \Rightarrow m \geq \sqrt{\rho / (\Delta - \rho)}$$

Application numérique $m \geq 0.82$

Cette condition n'est pas vérifiée pour tous les barrages mais nous savons que le respect de la condition de Maurice Levy s'avère trop onéreux du fait de la grande valeur du fruit amont m . Cependant on y satisfait partiellement en introduisant un coefficient correcteur r compris entre 1 et 0 tel que:

$$y \left(\Delta - \frac{\rho}{m^2} \right) \geq ry\rho \Rightarrow m \geq \sqrt{\rho / (\Delta - r\rho)}$$

VII - 4 Principaux résultats.

Afin de quantifier, l'influence de l'interaction fluide-barrage et de l'interaction fluide-barrage avec absorption des ondes de pressions hydrodynamiques dans les sédiments de fond de réservoir, une application numérique basée sur le modèle physique décrit précédemment et la méthode des éléments finis a été effectuée sur les forces sismiques latérales de calcul, les déplacements et les niveaux de contraintes induits.

Les principaux paramètres considérés dans l'étude sont:

- Le spectre de réponse associé à une excitation sismique donnée.
- La période fondamentale de vibration du barrage étudié et le pourcentage d'amortissement critique.
- Les caractéristiques mécaniques du fluide et ses propriétés dissipatrices d'énergie.
- Le coefficient de réflexion d'ondes α ,
- Et les caractéristiques géométriques du barrage.

Les principales constatations et conclusions déduites de l'étude numérique sont résumées dans les paragraphes subséquents.

VII - 4 - I Les forces sismiques latérales équivalentes

Elaboration d'un programme en fortran pour la détermination des forces sismiques latérales équivalentes par la méthode généralisée équivalente.

VII - 4 - 1.1 Calcul des forces latérales dues à la contribution du mode fondamental

Les forces dues au mode fondamental sont calculées par la méthode généralisée équivalente.

Barrages de 30 mètres de hauteur.

Les forces latérales sont très petites à la base dans les cas N°1 N°4 et sont maximales pour toutes les courbes en crête.

On remarque que les effets d'interactions sol-structure sont négligeables: les courbes du cas N°4 sont confondues avec celles du cas N°1; et les courbes du cas N°3 sont confondues avec celles du cas N°5.

Barrages de 50 mètres de hauteur.

Les courbes N°1 et N°4 sont confondues à la base et l'effort à ce niveau est nul. Toutes les courbes ont un effort maximal en crête. On constate que:

- l'effort est plus important pour $\alpha = 1$
- l'effort pour le cas N°4 est plus faible que le cas N°1.

Barrages de 100 mètres de hauteur.

L'effort dans le cas N°4 est proche du cas N°1 en diminuant de plus en plus jusqu'à s'annuler à la base. Les efforts dans les cas N°3 et N°5 sont très proches et vont en augmentant jusqu'au 2/3 de la hauteur, puis ils diminuent après.

Barrages de 150 mètres de hauteur.

Les efforts dans les cas N°1, N°4 sont très proches et s'annulent à la base. En ce qui concerne les autres cas les efforts vont en augmentant de la base jusqu'au 2/3 de la hauteur ensuite ils diminuent.

Barrages de 200 mètres de hauteur.

L'effort maximal et l'effort minimal sont donnés par le cas N°4. On remarque:

- L'effort est nul à la base dans les cas N°1 et N°4 (réservoir vide).
- L'effort maximum est atteint dans tous les cas au 2/3 de la hauteur après il diminue.

Barrages de 250 mètres de hauteur.

Mêmes constatations que pour les barrages de 200 mètres de hauteur. On souligne une différence dans ce cas de barrages l'effort du cas N°4 est nettement plus faible que dans le cas N°1.

VII - 4 - 1.2 Calcul des forces latérales dues aux modes supérieurs

Pour les barrages de 30 mètres de hauteur les forces latérales sont maximales à la base et négatives en Crête.

On remarque que les effets d'interactions sont négligeables: interactions sol - structure, fluide - structure avec un fond absorbant. Les courbes du 4^{ème} cas sont confondues avec celles du 1^{er} cas; et le 2^{ème} cas, le 3^{ème} cas et le 5^{ème} cas sont confondues: on a une courbe pour le cas où le réservoir est vide et une autre lorsque le réservoir est plein.

Pour les barrages de 50 mètres on trouve deux courbes; la première correspond au cas où le réservoir est vide et la deuxième correspond au cas où le réservoir est plein d'eau. Les forces latérales sont maximales et négatives en crête.

Les remarques apportées précédemment sont appliquées aux barrages de hauteur 100 et 150 mètres. Pour les barrages de 200 mètres de hauteur l'effort maximal (positif) se trouve à la base. l'effort négatif se situe au sommet de grandeur 1/10 de l'effort maximal positif. Pour les barrages de 250 mètres de hauteur mêmes constatations leurs sont attribuées que les barrages de 200 mètres de hauteur.

VII - 4 - 1.3 Calcul des forces latérales équivalentes combinaison S.R.S.S

- Pour les barrages de 30 mètres de hauteur (fig 2a) les effets d'interactions sol-structure sont négligeables. Les forces latérales sont du même ordre de grandeur à la base et en crête.
- Pour les barrages de 50 mètres de hauteur, l'effort est plus important quand on néglige les sédiments.
- Pour les barrages de 100 mètres de hauteur, les efforts sont proches pour les cas où le réservoir est vide reposant sur un sol flexible et pour le cas de référence. L'effort augmente de la base jusqu'aux 2/3 de la hauteur et il diminue par la suite.
- Pour les barrages de 150 mètres de hauteur, l'effort le plus grand est obtenu dans le cas du réservoir plein d'eau sans sédiments et l'effort le plus petit est donné pour le cas du réservoir vide reposant sur un sol flexible.
- Pour les barrages de 200 mètres de hauteur, l'effort maximal se trouve à la base et le minimum se situe en crête.
- Pour les barrages de 250 mètres de hauteur, l'effort maximal se trouve à la base, l'effort minimal est en crête jusqu'au 1/5 de la hauteur.

VII - 4 - 1.4 Tracé des forces latérales

Le tracé des forces latérales équivalentes a été fait pour les cinq cas d'interactions (5 cas) des vingt barrages considérés. Remarques:

- 1) Lorsqu'on tient compte uniquement de l'interaction fluide - barrage, les forces sismiques latérales sont surestimées.
- 2) La réflexion de l'onde décroît avec α , dans ce cas l'effort sismique est faible.
- 3) Plus la réflexion de l'onde des matériaux du fond de réservoir est grande, et plus l'effort sismique sera important.
- 4) Pour $\alpha = 0$: il n'y a pas de réflexion d'onde (il n'existe pas de matériau naturel qui réponde à cette condition, il y a toujours une partie réfractée et une partie réfléchi).
- 5) Pour $\alpha = 1$: l'onde est totalement réfléchi. Physiquement, une partie de l'onde est toujours absorbée par un matériau.
- 6) Si $\alpha < 0.5$: l'effort sismique est faible, la sécurité de la structure est assurée.
- 7) Si $\alpha > 0.5$: l'effort sismique est important, la sécurité de la structure n'est plus assurée.

VII - 4 - 1.5 Interaction fluide-structure

La démarche adoptée est la suivante:

- Prise en compte uniquement de l'interaction fluide-barrage avec fond de sédiments en faisant varier α de 0 à 1: $\alpha = 0, 0.25, 0.5, 0.75, 0.9, 1$ (six valeurs).

- Tracé des forces sismiques latérales pour différentes valeurs de α et comparaison des courbes obtenues aux deux courbes de référence:

R_0 qui correspond au premier cas (aucune interaction) et
R au cinquième cas (toutes interactions).

Les résultats sont classés suivant la hauteur des barrages, en faisant varier α pour chaque barrage.
On distinguera alors:

a) Barrages dont la hauteur est égale à 30 m.

le paramètre α n'a pas beaucoup d'effet sur les courbes.

On est en présence d'un fuseau.

Lorsqu'on est proche du sommet le cas n°1 est une prédiction.

b) Barrages dont la hauteur est égale à 50 m.

- Quelque soit la pente aucune interaction n'est surestimée.

- Le cas n°4 et le cas n°5 sont proches.

- $\alpha = 0.5$ très proche du cas n°4 en étant sécuritaire.

- La courbe n°4 représente une moyenne de la courbe n°1 et de la courbe n°8.

- L'impact de α est important.

On constate un éclatement des courbes.

c) Barrages dont la hauteur est égale à 100 m.

- L'impact de α est de plus en plus important quand la hauteur croît.

- La courbe n°4 est une moyenne des courbes n°1 et n°8.

- La courbe n°4 est proche de la courbe n°5 qui est sécuritaire.

- Il y a changement de concavité.

- Quelque soit la base il n'y a pas de différences de comportements des courbes.

d) Barrages dont la hauteur est égale à 150 m et 200 m.

- L'impact de α est important.

- La notion de moyenne est respectée.

e) Barrages dont la hauteur est égale à 250 m.

- L'impact de α est important.

- Il y a éclatement des courbes.

- La notion de moyenne est perdue car la courbe n° 4 est plus proche de la courbe n°1.

Pour un taux de remplissage inférieur à 50% les valeurs propre de vibration du barrage sont identique à un cas de retenue vide.

D'après l'analyse des réponses dynamiques des barrages, la prise en considération de l'interaction fluide -structure, conduit à une augmentation considérable des réponses sismiques d'autant plus qu'il n'y a pas d'absorption des ondes par les sédiments du fond du réservoir. Le phénomène de l'interaction fluide - structure conduit à une amplification des efforts sismiques donc à une amplification des contraintes.

On retiendra que:

- La prise en compte du phénomène de l'absorption des ondes de pressions hydrodynamiques par les sédiments de fond de réservoir influe de manière substantielle sur l'intensité des efforts sismiques de calcul notamment dans le cas du mode fondamental de vibration des barrages considérés; l'accroissement des efforts étant d'autant plus important que la réflexion est plus grande.
- L'incidence du phénomène d'absorption des ondes de pressions hydrodynamiques par les sédiments de fond de réservoir sur la contribution des modes supérieurs quoique importante par rapport au cas de référence (barrage encastré, vide) est relativement indépendante de la variation du coefficient de réflexion d'onde.
- La distribution des forces sismiques latérales de calcul des barrages de grande hauteur exhibe des différences notables par rapport à celle des barrages de faible hauteur.
- La distribution des forces sismiques en élévation est non linéaire. Il est à remarquer que l'effort maximum n'est pas situé en crête, hypothèse couramment admise pour le calcul des forces sismiques latérales prescrit par les règlements parasismiques dans le cas des bâtiments réguliers.
- L'effort sismique (situé approximativement au 2/3 de la hauteur à partir de la base) prend sa plus grande valeur en absence de sédiments de fond de réservoir.

VII - 4 - 2 Calcul des périodes

Vu l'importance de ces périodes dans le calcul sismique, nous avons effectué une étude paramétrique des périodes (tableau VII - 2) et une comparaison a été faite avec un calcul dynamique pour le cas d'un de référence R_0 (aucune interaction). Les valeurs obtenues par la méthode utilisée sont très satisfaisants.

Pour les barrages encastrés vide de hauteur 100 mètres, 150 mètres et 200 mètres l'erreur est de l'ordre de 10% .

Pour les barrages de hauteur 150 mètres et 200 mètres dans le cas de l'interaction sol - structure l'erreur est comprise entre 8 et 15% .

Pour les barrages de hauteur 150mètres et 200mètres dans le cas de l'interaction fluide-barrages l'erreur est comprise entre 3 et 18% .

Par ailleurs, le tableau VII - 3 fournit, à titre indicatif, les résultats des périodes fondamentales de vibration de cinq barrages encastrés plein d'eau, de caractéristiques géométriques différentes et calculées par divers auteurs.

On voit immédiatement que:

- La prise en compte du phénomène d'interaction fluide-structure conduit à une augmentation sensible des périodes propres de vibration quelque soient les caractéristiques des barrages et des coefficients de réflexion d'ondes considérées.
- La prise en compte de l'interaction fluide-barrage, pour le calcul de la période fondamentale par la formule d'Okomato [42], conduit à des erreurs considérables.
- L'effet de l'interaction fluide-structure avec fond de réservoir absorbant ne se traduit que par une légère diminution des périodes fondamentales de vibration comparativement au cas d'un fond de réservoir rigide (réflexion totale).
- La période de vibration du mode fondamental du système généralisé équivalent fournit:
 - une approximation acceptable de la période fondamentale de résonance du barrage rempli d'eau si le fond de réservoir est non absorbant.
 - Une approximation légèrement moins précise si le fond de réservoir est absorbant.

Donc l'effet hydrodynamique influe sur la réponse dynamique d'un barrage lors d'une sollicitation sismique. Cette influence affecte la période naturelle et la répartition des efforts

N° Barrage	Hauteur (m)	Base (m)	T_1 (s)	T_1^* (s)	T_1^{exacte} (s)	Erreur %	Erreur %
						$\frac{T_1^{exacte} - T_1}{T_1^{exacte}}$	$\frac{T_1^{exacte} - T_1^*}{T_1^{exacte}}$
1	30	19.60	.075	.125	.1255	40.2	0.4
2	30	22.40	.075	.109	.1117	37.6	2.42
3	30	25.20	.075	.097	.1014	26	4.34
4	50	33.60	.126	.1567	.1752	28.1	10.6
5	50	38.40	.126	.139	.156	19.2	10.9
6	50	43.20	.126	.123	.143	11.9	15.9
7	100	67.90	.252	.262	.2962	14.9	11.5
8	100	77.60	.252	.238	.2684	6.11	11.3
9	100	87.30	.252	.217	.2495	-1	13
10	100	97.00	.252	.2	.2359	-6.82	15.2
11	150	101.85	.377	.381	.4193	10.1	9.1
12	150	116.40	.377	.342	.3853	2.15	11.2
13	150	130.95	.377	.318	.3614	-4.32	12
14	150	145.50	.377	.298	.3436	-9.72	13.3
15	200	156.00	.500	.451	.504	0.79	10.5
16	200	175.00	.500	.414	.487	-2.67	15
17	200	195.00	.500	.390	.471	-6.07	17.3
18	250	196.00	.630	.561	.6362	0.97	11.5
19	250	220.50	.630	.514	.6013	-4.77	11.8
20	250	245.00	.630	.489	.6362	0.97	13.7

Tableau VII-2: Periodes propres fondamentales de vingt barrages encastres vides.

T_1 = Période fondamentale calculée en utilisant la formule de [32].

T_1^* = Période fondamentale calculée en utilisant la formule de [46].

T_1^{exacte} = Période fondamentale calculée en utilisant la méthode des éléments finis [48].

N°	H (m)	B (m)	T ₁ (s)	T ₁ [*] (s)	T̄ ₁ (s)	T̄ ₁ [*] (s)	T _{ex} (s)	Erreur %		
								T ₁ [*] /T _{ex}	T̄ ₁ /T _{ex}	T̄ ₁ [*] /T _{ex}
1	30	25.2	.075	.207	.093	.089	.118	75.8	21.2	24.5
2	50	38.4	.126	.378	.156	.154	.201	88.6	22.1	23.3
3	150	130.9	.377	.999	.467	.409	.521	91.9	10.2	21.5
4	150	145.9	.377	.899	.467	.409	.423	86.2	3.15	3.3
5	200	156	.500	1.49	.620	.607	.758	96.7	18.2	20.9

Tableau VII-3: Etude paramétrique des périodes compte tenu de l'interaction fluide-barrage

T₁ : Période de référence (barrage encastré vide), [48].

T₁^{*} : Période calculée avec un coefficient pris égal à 1.637, [42].

T̄₁ : Période calculée avec le modèle de CHOPRA [33] avec un fond non absorbant (α = 1).

T̄₁^{*} : Période calculée avec le modèle de CHOPRA [32] avec un fond absorbant (α = 0.5).

T_{ex} : Période calculée par la méthode des éléments finis, (barrage encastré plein d'eau), [41].

VII - 6 Cas du barrage Oued Fodda

Le barrage de l'Oued Fodda est le premier en date des grands ouvrages modernes construit en Algérie, le début de sa mise en eau remontant à la fin de l'année 1932. Situé à 10 Km environ en amont de la ville de 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 ». Le barrage de l'Oued Fodda est construit à l'entrée d'une gorge profonde, dans un site particulièrement favorable à l'établissement d'un grand ouvrage d'accumulation. Il est fondé sur les calcaires durs, d'âge liasique, immédiatement à l'aval d'une cuvette de grande capacité où dominent les terrains perméables. L'existence d'une stratification oblique ayant fait écarter les solutions en voûtes qui reportent tout ou une partie des poussées sur les appuis latéraux, l'ouvrage est du type « poids », de profil classique, avec une crête rectiligne de longueur 170 mètres.

Il offre, en coupe, la forme d'un triangle de 101m de hauteur et 67.5 m de base, un fruit amont de 1/10° et un fruit aval de 0.675 (voir figure ci-dessous).

Le barrage choisi pour cette étude est le barrage de Oued Fodda, il a été discrétisé en 24 éléments et 93 noeuds (9 points de Gauss).

Le comportement du béton est supposé homogène linéaire élastique de masse volumique égale à 2640 Kg/m³, d'un module de Young E_s = 24600 Mpa et d'un coefficient de poisson égal à 0.2. Le taux d'amortissement critique pour un barrage encastré vide est pris égale à 5%.

Pour le cas de l'interaction sol - structure , le sol est supposé homogène linéaire élastique de coefficient d'élasticité $E_f = 20000 \text{ Mpa}$ correspondant à un sol calcaireux dur tel que celui de Koudiat Larouh.

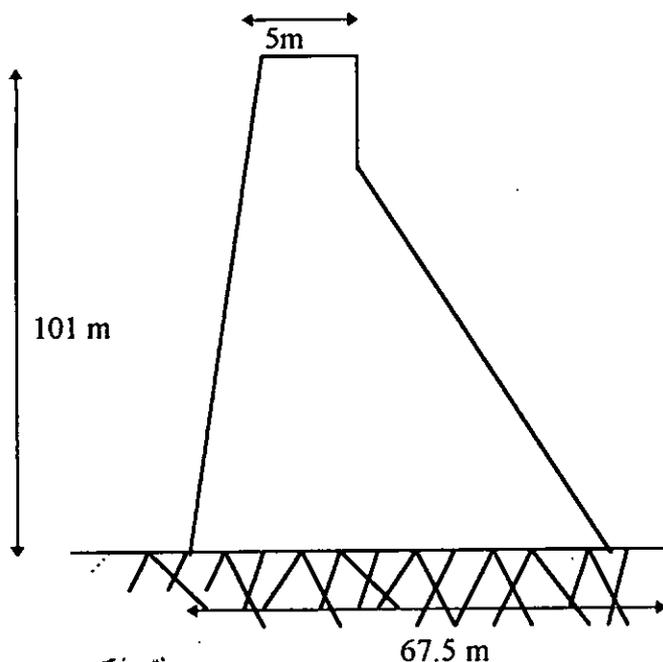


Figure VII - 2 Représentation du barrage Oued Fodda

Une étude comparative a été fait pour le calcul des déplacements du barrage Oued Fodda avec les résultats existants [41]. les résultats obtenus pour les trois cas d'interactions obtenus sont

Déplacements en crête du barrage Oued - Fodda

les déplacements horizontaux dependent du rapport $\frac{E_f}{E_s}$, de la présence de l'eau et du spectre de réponse.

Les résultats obtenus des noeuds sélectionnés :

- le noeud 1 situé sur le couronnement

- le noeud 2 situé au niveau de la section du barrage représentant un chargement brusque de rigidité sont résumés dans le tableau [VII-4] et comparer à ceux d'un calcul dynamique [41].

Cas	Noeud n°1 (crête)		Noeud n°2	
	M.E.F Chopra	M.E.F Westergaard	M.E.F Chopra	M.E.F Westergaard
Barrage encastré vide	1.29	0.44	0.55	0.19
Barrage encastré plein d'eau	1.8	1.13	0.933	0.40

Tableau VII - 4 Déplacements horizontaux du barrage Oued FODDA en cm sous la réplique d'El Attaf du séisme d'El-Asnam 1980 (Action du fluide modélisé selon le concept de masse ajoutée).

On en déduit d'après le tableau VII-4 illustrant l'influence de l'effet de l'interaction fluide-barrage sur les déplacements en deux points; le premier en crête (noeud n°1) et le second au niveau du changement brusque de rigidité (noeud n°2) du monolithe du barrage Oued Fodda sous l'excitation de la réplique d'El-Attaf (séisme d'El-Asnam 1980), que:

- Cette interaction conduit pour le barrage plein d'eau à une augmentation appréciable des déplacements aussi bien en crête qu'au niveau de changement brusque de rigidité, indépendamment du modèle physique choisi.
- On constate également, que le modèle généralisé équivalent fournit des valeurs substantiellement plus importantes que le modèle de Westergaard [52] indépendamment de la position sur la hauteur du barrage et du taux de remplissage.

Ces observations sont corroborées par le fait que le modèle généralisé équivalent se différencie du modèle de Westergaard par la prise en compte de la flexibilité du barrage et par suite d'une distribution différente des pressions hydrodynamiques.

VII - 4 - 4 Comparaison des contraintes calculées par la R.D.M et la M.E.F

Pour cela, un programme en éléments finis a été élaboré (résolution de $F = K U$). Ce logiciel donne les contraintes aux points de Gauss et les déplacements aux noeuds.

Pour la détermination des contraintes par la RDM un autre programme a été mis au point (le monolithe de barrage est considéré comme poutre console étudiée en flexion simple). Pour une section horizontale donnée (y).

Un calcul des contraintes par les deux méthodes et calcul d'erreurs (voir tableau VII - 5) pour une série de barrages pour le cas de l'interaction fluide-barrage et pour le cas où on a toutes interactions a été fait. Le tracé des isocontours (isovaleurs des contraintes principales) a été fait (voir les figures de l'annexe C).

On peut déduire que:

- Les contraintes sur des sections horizontales calculées par la résistance des matériaux (R.D.M) sont généralement plus élevées que celles étudiées par la méthode des éléments finis (M.E.F).
- Les contraintes maximales σ_{yy} obtenues par la R.D.M sont situées aux extrémités de la section considérée, résultat compatible avec l'hypothèse de linéarité des déformations (Annexe C).
- En revanche, la M.E.F permet de distinguer des positions différentes des niveaux de concentration de contraintes dont la distribution est clairement non linéaire ce qui est plus conforme à la réalité des faits.
- On observe clairement dans ces figures que les contraintes sont substantiellement plus importantes au voisinage de l'encastrement et vont en diminuant au fur et à mesure que l'on s'en éloigne.

<p>Barrage H = 50 m à la base</p> <p>$\sigma_{RM} = 737.5$ erreur = 20% $\sigma_{RDM} = 932.48$</p> <p>à $y = 2 H/3 = 33.3m$</p> <p>$\sigma_{RM} = 566$ erreur = 51% $\sigma_{RDM} = 1167$</p>	<p>Barrage H = 150 m à la base</p> <p>$\sigma_{RM} = 3294$ erreur = 7% $\sigma_{RDM} = 3550$</p> <p>à $y = 2 H/3 = 100$</p> <p>$\sigma_{RM} = 1668.86$ erreur = 45% $\sigma_{RDM} = 3048$</p>
<p>Barrage H = 100 m à la base</p> <p>$\sigma_{RM} = 2219$ erreur = 23% $\sigma_{RDM} = 2849$</p> <p>à $y = 2 H/3 = 66,6$</p> <p>$\sigma_{RM} = 133.36$ erreur = 51% $\sigma_{RDM} = 2763.9$</p>	<p>Barrage H = 200 m à la base</p> <p>$\sigma_{RM} = 3777$ erreur = 2% $\sigma_{RDM} = 3718$</p> <p>à $y = 2 H/3$</p> <p>$\sigma_{RM} = 1700.5$ erreur = 42% $\sigma_{RDM} = 2977.6$</p>

Tableau VII - 5 Comparaison des contraintes calculées par la méthode de R.D.M et la M.E.F en KN/ m^2 pour le cas de toutes interactions.

CHAPITRE VIII

CONCLUSIONS

CHAPITRE VIII

CONCLUSIONS

L'influence des phénomènes d'interaction fluide-structure et d'absorption des ondes de pressions hydrodynamiques dans les sédiments de fond de réservoir, sur les effets sismiques, les niveaux de déplacements et les contraintes dans les barrages poids en béton, a été examinée. Les résultats, obtenus à partir de l'application conjuguée du modèle généralisé équivalent et de la méthode des éléments finis à une série de vingt et un barrages poids mondiaux de hauteur variable, permettent de conclure notamment que:

La réponse dynamique des barrages à une excitation sismique peut être substantiellement affectée par leurs caractéristiques dynamiques, les caractéristiques et le niveau du fluide de remplissage ainsi que du coefficient de réflexion des ondes de pressions hydrodynamiques dans les sédiments de fond de réservoir.

En particulier, il est montré que:

- La prise en compte de l'interaction fluide-structure conduit à une amplification sensible des périodes de vibrations quel que soient les caractéristiques (géométriques et mécaniques) des barrages et des coefficients de réflexion d'onde considérés.

- L'effet de l'interaction fluide-structure avec fond de réservoir absorbant ne se traduit que par une légère diminution des périodes fondamentales de vibration comparativement au cas d'un fond de réservoir rigide (réflexion totale).

- La distribution des efforts sismiques en élévation compte tenu de l'interaction fluide-barrage est non linéaire, l'effort maximum n'étant pas situé en crête contrairement aux hypothèses couramment admises par les règlements parasismiques pour le calcul des forces latérales dans le cas des bâtiments réguliers.

- Les effets de couronnement et du niveau du plein d'eau se traduisent par une modification de l'intensité et de la distribution des efforts sismiques latéraux à partir du point de changement brusque de rigidité.

Par ailleurs, il est observé également que:

- l'interaction fluide-barrage conduit pour le barrage plein d'eau à une augmentation appréciable des déplacements aussi bien en crête qu'au niveau de changement brusque de rigidité, indépendamment du modèle physique choisi.

- Le modèle généralisé équivalent fournit des valeurs substantiellement plus importantes que le modèle de Westergaard indépendamment de la position sur le parement amont du barrage et du taux de remplissage.

- Les contraintes principales sont substantiellement plus importantes au voisinage de l'encastrement et vont en diminuant au fur et à mesure que l'on s'en éloigne exception faite au droit du changement brusque de rigidité.

- La distribution des contraintes sur des sections horizontales calculées par la méthode des éléments finis est différente de celle déterminée selon la théorie classique de la résistance des matériaux qui conduit en général à des valeurs plus élevées notamment au voisinage du parement aval.

La méthodologie utilisée et le programme développé dans le cadre de cette étude permettent une estimation rapide de la distribution des forces sismiques latérales, des déplacements, des déformations et des contraintes, ne nécessitant pas l'emploi de modèles numériques dynamiques complexes. Elle peut être recommandée pour les études d'avant projets des barrages poids en béton et une vérification rapide de la sécurité des barrages existants.

Toutefois, il importe de noter que l'application du modèle généralisé équivalent à des barrages de faible hauteur ($H < 50\text{m}$) conduit à des différences notables par rapport au cas réel dans l'évaluation des caractéristiques dynamiques d'une part et dans la distribution des forces sismiques latérales de calcul d'autre part.

BIBLIOGRAPHIE

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- 1 - M. Abada et A. Areski, "Analyse des Structures Complexes par Éléments Finis Isoparamétriques", Département Génie Civil, Ecole Nationale Polytechnique Alger (1990).
- 2 - L. Abdelouel "Algraph Version 1.0" Département de Génie Electrique, Ecole Nationale Polytechnique Alger (1992).
- 3 - H. D. Alexander et A. M. Cheng "Effect of Sediment on Earthquake-Induced Reservoir Hydrodynamique Response".
- 4 - S. A. Anagnostopoulos "Wave and Earthquake Response of Offshore Structures: Evaluation of Modal Solutions", Journal of the Structural Division, ASCE, vol.108, (1982).
- 5 - D. Aubry "Éléments Finis en Mécanique", Ecole Centrale des Arts & Manufactures (1986).
- 6 - K. J. Bathe "Finite Element Procedures in Engineering Analysis", Prentice-Hall, Englewood Cliffs, U.S.A.,(1982).
- 7 - P. Y. Bard "Les Effets de Site d'Origine Structurale en Séismologie. Modélisation et Intérprétation. Application au Risque Sismique", Thèse de Doctorat Université de Grenoble (1983).
- 8 - G. Boring and G. Muscolino , " Mode Superposition Methods in Dynamic Analysis of Classically and Non Classically Damped Linear Systems ", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.14, (1986).
- 9 - Bourgin "Cours de Calcul des Barrages", Eyrolles, (1955).
- 10 - A. Capra et V. Davidovici "Calcul Dynamique des Structures en Zone Sismique", Eyrolles, (1984).
- 11 - P. Chakrabarti et A.K. Chopra "Hydrodynamic Effect in Earthquake Response of Concrete Dams", Journal of Structural Division, (1974).
- 12 - A. V. Chandorkar "Design Seismic Coefficient and Costs of Gravity Dams " Synopsis.
- 13 - C. Cherfa , " Inter-Correlation Modale dans le Cas d'Excitations Sismiques non Uniformes", Thèse de Magister, Département de Génie Civil, Ecole Nationale Polytechnique, (1995).
- 14 - A. K. Chopra "Earthquake Response of Concrete Dams", Journal of Engineering Mechanics Division,(1970).
- 15 - A. K. Chopra "Earthquake Resistant Design of Concrete Dams", Journal of Structural Division, ASCE, vol.104, (1978).

- 16 - A. K. Chopra et C. F. Corns "Dynamic Method for Earthquake Resistant Design and Safety Evaluation of Concrete Gravity Dams" Treizième Congrès des Grands Barrages New Delhi, (1979).
- 17 - R. W. Clough et J. Penzien "Dynamics of Structures", Mac Graw-Hill, London, England, (1975).
- 18 - Commission Internationale des Grands Barrages et de la Conférence de l'Énergie, Comité Algérien des Grands Barrages, New Delhi (1951).
- 19 - Commission Internationale des Grands Barrages, "Calcul Sismique des Barrages", (1978).
- 20 - Commission Internationale des Grands Barrages, "La méthode des Éléments Finis Appliquée aux Calculs et à la Conception des Barrages", (1978).
- 21 - Congrès Géologique International, "Éléments de Technologie des Barrages Algériens" Le Barrage de Oued Fodda, (1952).
- 22 - 1^{er} Congrès National des Grands Barrages, Agence Nationale des Barrages, (1993).
- 23 - G. R. Darbre "Nonlinear Reservoir-Dam Interaction by Way of the Hybrid Frequency-Time Domain Procedure", Structure Dynamics - EURO DYN93, (1993).
- 24 - V. Davidovici "Genie Parasismique", Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, (1985).
- 25 - G. Dhatt et G. Touzot "Présentation de la Méthode des Éléments Finis", Collection Université de Compiègne, (1984).
- 26 - J. Despyroux "Le Projet de Construction Parasismique", Dans le Genie Parasismique de Davidovici V..
- 27 - A. Dobrescu et L. Dobrescu "Dynamique des Structures et Sismologie de l'Ingénieur", O.P.U.
- 28 - J. W. Dougill "La Reponse of Concrete to Short Terme Loading", Dams and Earthquake Kugs Collège London, (1980).
- 29 - Jacques Estienne "Calcul et Construction de Barrages", Institut National Polytechnique de Toulouse, Tome 1.
- 30 - G. Fenves et A. K. Chopra "Effects of Reservoir Bottom Absorption on Earthquakes Response of Concrete Gravity Dams", Earthquake Engineering Structural Dynamics, vol. 11, (1983).
- 31 - G. Fenves et A. K. Chopra, "Earthquake Analysis of Concrete Gravity Dams Including Reservoir Bottom Absorption and Dam - Water - Foundation Rock Interaction", Earthquake Engineering Structural Dynamics, Vol. 12, (1984).

- 31 - G. Fenves et A. K. Chopra , " Earthquake Analysis of Concrete Gravity Dams Including Reservoir Bottom Absorption and Dam - Water - Foundation Rock Interaction " , Earthquake Engineering Structural Dynamics, Vol. 12, (1984).
- 32 - G. Fenves et A. K. Chopra , " Simplified Earthquake Analysis of Concrete Gravity Dams: Combined Hydrodynamic and Foundation Interaction Effects " , Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 111, (1985).
- 33 - G. Fenves et A. K. Chopra , " Simplified Earthquake Analysis of concrete Gravity Dams: Separate Hydrodynamic and Foundation Interaction Effects " , Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 111, (1985).
- 34 - G. Fenves et A. K. Chopra " Effects of Reservoir Bottom Absorption and Dam-Water-Foundation Rock Interaction on Frequency Response Functions for Concrete Gravity Dams " , Earthquake Engineering Structural Dynamics, vol. 13, (1985).
- 35 - G. Fenves et A. K. Chopra "Reservoir Bottom Absorption Effects in Earthquakes Response of Concrete Gravity Dams", Journal of Structural Engineering, ASCE, vol. 111, (1985).
- 36 - P. Foray " Eléments de Sismologie, Comportement Dynamique des Barrages en Terre et en Enrochements " , Cours donné à l'Ecole Nationale Polytechnique d'Alger (1984).
- 37 - Grapher logiciel, " Représentations graphiques " ,(1988).
- 38 - J. F. Hall , " The Dynamic and Earthquake Behaviour of Concrete " , Review of Experimental Behaviour and Observational Evidence, Soil Dynamic and Earthquake Eng., Vol. 7, N°8, (1988).
- 39- O. E. Hansteen and K. Bell. " On the Accuracy of Mode Superposition Analysis in Structural Dynamics " , Earthquake Engineering Structural Dynamics, Vol. 7, (1979).
- 40 - A. Der Kiureghian, " CQC Modal Combination Rule for High-Frequency Modes " , Transaction of the 11th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, Tokyo, Japan, (1991).
- 41- S. E. Moussaoui , " Investigation du Comportement Sismique des Systèmes Sols-Barrages par la Technique des Vecteurs de Ritz " , Thèse de Magister, Département de Génie Civil, Ecole Nationale Polytechnique , (1995).
- 42 - S. Okatomo , " Introduction to Earthquake Engineering" ,University of Tokyo Press, Japan, (1973).
- 43 - G. Post , B. Tardieu et M. Lino " Conception Parasismique des Barrages " dans le Genie Parasismique de Davidovoci V..
- 44 - P. Pouyet " Méthodes d'Analyse Numérique des Problèmes Dynamiques " , Dans le Genie Parasismique de Davidovoci V..

- 46 - S. S. Saini et V. H. Kulkarni " Behaviour of Concrete Gravity Dams Subjected to Earthquakes ", Synopsis.
- 47- S.S. Saini, " Seismic Stability Analysis of Dudhganga Dam ", Water Power and Dam Construction , Vol. 44 , (1992).
- 48- D. Sais , " Analyse Dynamique des Barrages Poids en Béton en Tenant Compte de l'Interaction Sol-Structure", Thèse de Magister, Département de Génie Civil, Ecole Nationale Polytechnique, (1992).
- 49 - B. Tiliouine and A. Taibi , " Investigation Analytique des Effets de Troncature Modale sur la Réponse Dynamique des Structures ", Journal of Technology, Serie A, Vol. 9, N° 1, (1993)
- 50 - B. Tiliouine, "Dynamique des Structures ", Notes de Cours, Ecole Nationale Polytechnique. Alger (1995).
- 51 - H. Varlet " Barrages - Réservoirs " tome II Eyrolles.
- 52 - H. M. Westergaard, " Water Pressures on Dams during Earthquakes ", Transactions ASCE, Vol. 98, (1933).
- 53 - E.L. Wilson, A. Der Kiureghian and E. Bayo, "A Replacement for the SRSS Method In Seismic Analysis ", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 9, (1981).
- 54 - J.P. Wolf, "Dynamic Soil- Structure Interaction" , Prentice- Hall, 1985.
- 55 - O. C Zienkiewicz, "La Méthode des Eléments Finis", Mc. Graw. Hill, England, (1991).

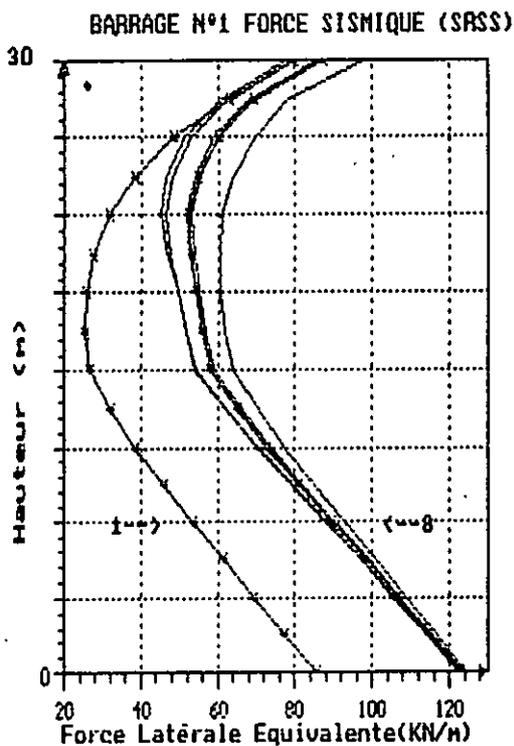
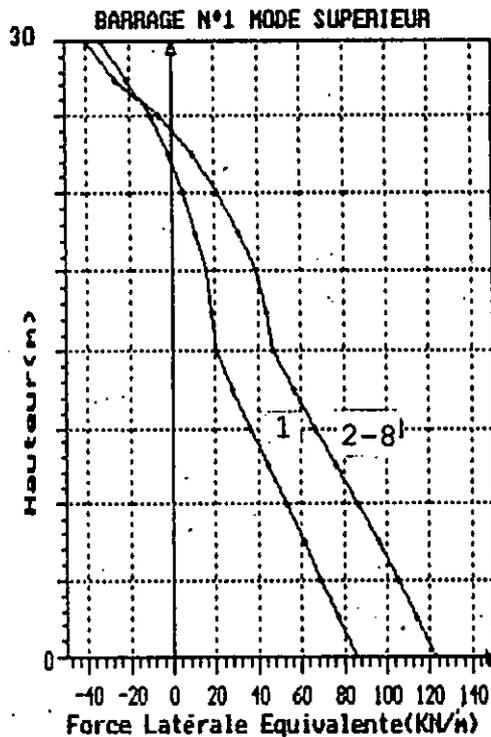
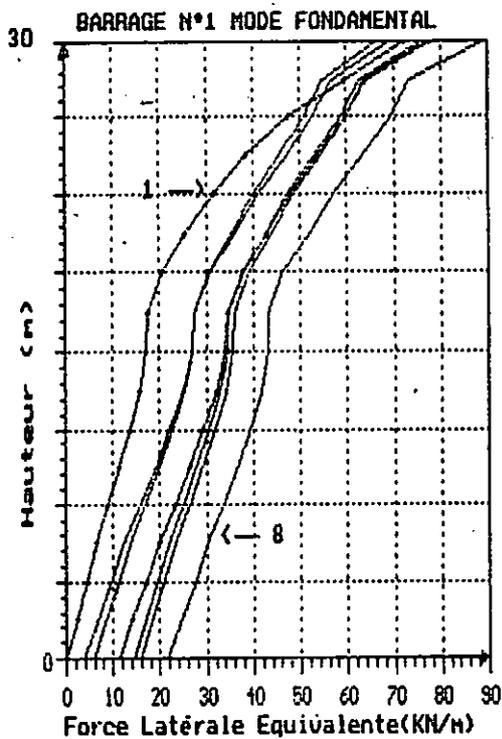
NOTATIONS

NOTATIONS ET UNITES

A_p	$= \int \frac{2gp(y)}{wH}$ quand $H/H_s=1$ (sans Unité)
a_g	$=$ Accélération maximale du mouvement (Unité g)
B_1	$=$ Coefficient
c	$=$ Vitesse des ondes de pression dans l'eau
E_f	$=$ Module d'élasticité de Young du sol de fondation
E_s	$=$ Module d'élasticité de Young du Barrage en béton
F_s	$= 0,5 w H^2$
$f_1(x,y)$	$=$ Forces latérales équivalentes dues au mode de vibration fondamental agissantes sur le barrage (en KN/m pour une longueur de 1 m)
$f_{sa}(y)$	$=$ Forces latérales équivalentes dues à la contribution des modes supérieurs agissantes sur le barrage en KN/m par mètre linéaire)
g	$=$ accélération de la pesanteur
H	$=$ Hauteur d'eau dans le réservoir (en mètres)
H_s	$=$ Hauteur du barrage (en mètres)
L_1 et \tilde{L}_1	$=$ Coefficients d'intégrales définis dans l'équation (en 1/g)
M_1 et \tilde{M}_1	$=$ Coefficients de masse définis dans l'équation (en 1/g)
$m_s(x,y)$	$=$ Masse unité du béton
$P_0(y)$	$=$ Pression hydrodynamique appliquée sur un barrage rigide et supposant l'eau incompressible (en kN/m)
$p(y, \tilde{T}_1)$	$=$ Pression hydrodynamique appliquée sur la face amont due au vibration du mode fondamental (en kN/m)
R_f	$=$ Rapport de période du aux effets de flexibilité. coefficient tenant compte de l'interaction sol-barragee (sans unité)
R_r	$=$ Rapport de période du aux effets de flexibilité. coefficient tenant compte de l'interaction eau-barrage (sans unité)
$R_w = \frac{T_1^r}{\tilde{T}_1}$	$=$ Rapport de période (sans unité)
r_1	$=$ Réponse maximale due au mode fondamental
r_d	$=$ Réponse dynamique maximale
r_{max}	$=$ Réponse totale maximal du barrage
r_{sc}	$=$ Réponse maximale due aux mode supérieurs
$S_\alpha(\tilde{T}_1, \tilde{\xi}_1)$	$=$ Ordonnée de la pseudo-accélération de spectre de réponse pour un mouvement de surface donné, pour une période de T_1 et un amortissement X (en g)
T_1	$=$ Période de vibration fondamental du barrage sur un sol rigide et réservoir vide (en secondes)
\tilde{T}_1	$=$ Période de vibration du barrage avec toutes les interactions
$\tilde{T}_1^r = 4H/c$	$=$ Période de vibration fondamentale du plein d'eau
\tilde{T}_f	$=$ Période de vibration fondamental du barrage tenant compte de l'interaction sol-barrage
\tilde{T}_r	$=$ Période de vibration fondamental du barrage en tenant compte uniquement de l'interaction eau-barrage
t	$=$ Temps (en secondes)

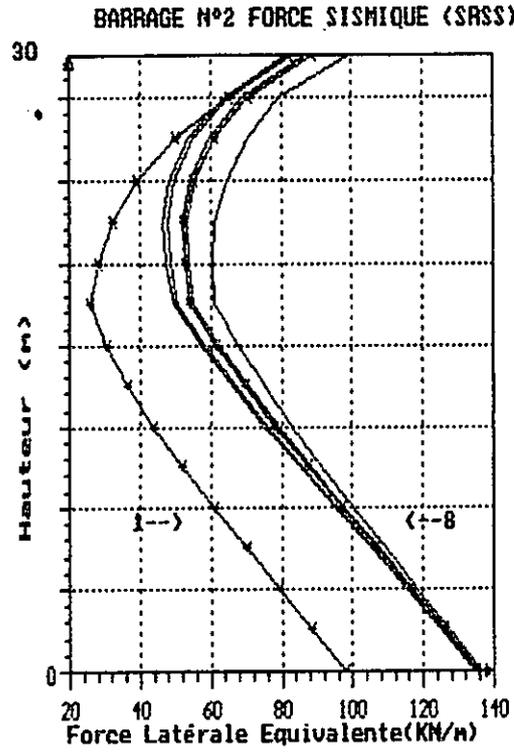
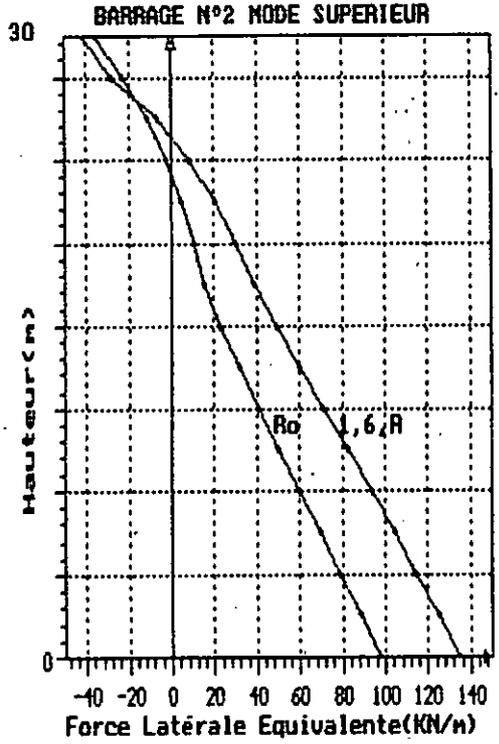
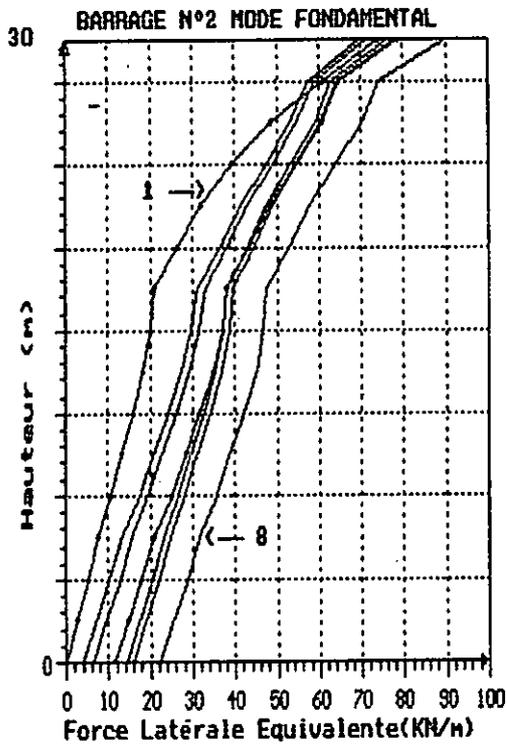
W_s	=Poids total du barrage (en kN par unité de longueur)
w	= $9.81 \text{ kN/m}^2 * 1 \text{ mètre de longueur}$ = poids volumique de l'eau
w_s	= $24.3 \text{ kN/m}^2 * 1 \text{ mètre de longueur}$ = poids volumique du béton
$w_s(y)$	=poids volumique du barrage (en kN/m pour 1 mètre de longueur et 1 mètre de hauteur)
x	=Coordonnée suivant la largeur du barrage (en mètres)
y	=Coordonnée suivant la hauteur du barrage (en mètres)
α	=Coefficient de réflexion des ondes dans les matériaux du fond de réservoir (sans unité)
$\delta(x)$	= Fonction de Dirac
η_r	=Constante d'amortissement hystéristique du sol de fondation (sans unité)
ζ_1	=Taux d'amortissement du barrage sur sol rigide et réservoir vide
$\tilde{\zeta}_1$	=Taux d'amortissement du barrage sur sol flexible et réservoir plein (sans unité)
$\tilde{\zeta}_r$	=Taux d'amortissement tenant compte de l'interaction eau-barrage
$\tilde{\zeta}_f$	=Taux d'amortissement tenant compte de l'interaction sol-barrage
Φ_y	= Fonction de forme (courbure) du barrage du mode fondamental (sans unité)

ANNEXE A



- 1° Cas de Référence (Aucune Interaction)
- 2° Cas $\alpha = 0$
- 3° Cas $\alpha = 0.25$
- 4° Cas de Référence (Toutes Interactions $\alpha = 0.5$)
- 5° Cas $\alpha = 0.50$
- 6° Cas $\alpha = 0.75$
- 7° Cas $\alpha = 0.90$
- 8° Cas $\alpha = 1.0$

Figure 1 : Distribution des Forces Sismiques Latérales du Barrage de Hauteur 30 mètres et de Base 19.6 mètres sous la Composante Accélérométrique S69E du Seisme de Taft. Interaction Fluide-Barrage.



α = coef. de reflexion d'ondes du fond de réservoir.

1° cas de référence R_0 (AUCUNE INTERACTION)

2° cas $\alpha=0$

3° cas $\alpha=0.25$

4° cas de référence R (TOUTE INTERACTION)

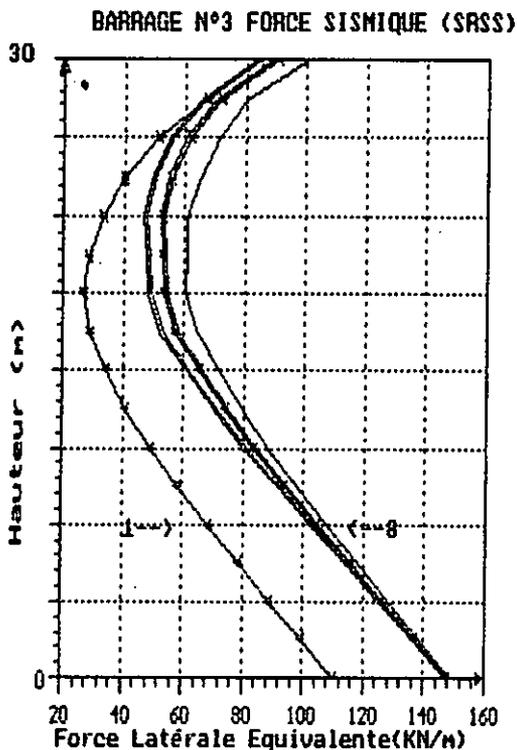
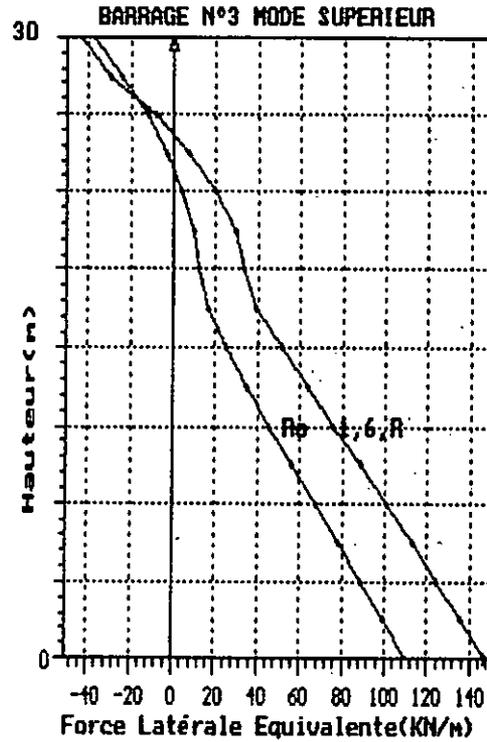
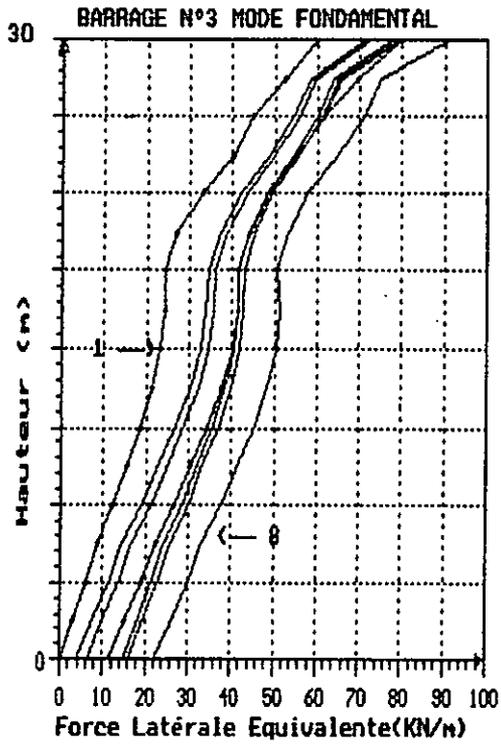
5° cas $\alpha=0.5$

6° cas $\alpha=0.75$

7° cas $\alpha=0.9$

8° cas $\alpha=1$

Figure 2 INTERACTION FLUIDE-STRUCTURE
 Variation des forces latérales équivalentes du BARRAGE 2 de hauteur $H=30m$ de base $B=22.4m$ et de pente $=.8$



α = coef. de reflexion d'ondes
du fond de réservoir.

1° cas de référence R_0
(AUCUNE INTERACTION)

2° cas $\alpha=0$

3° cas $\alpha=0.25$

4° cas de référence R

(TOUTE INTERACTION)

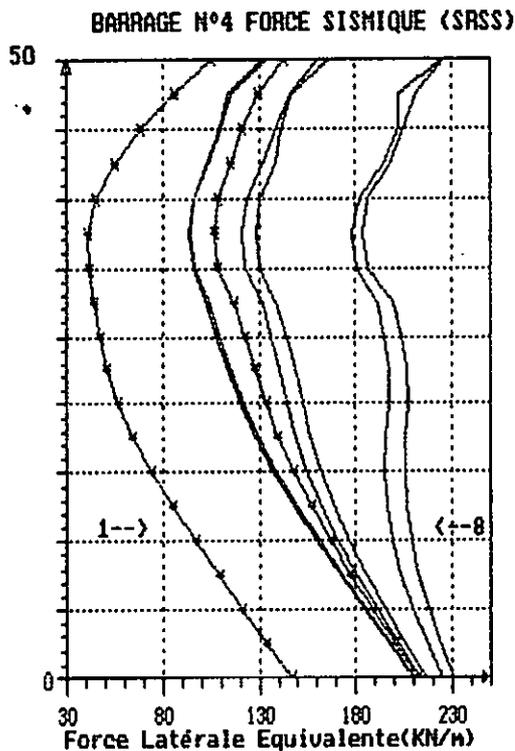
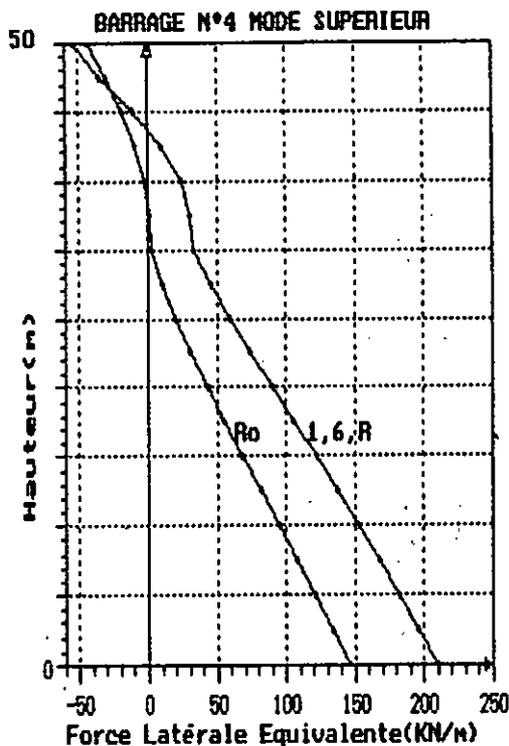
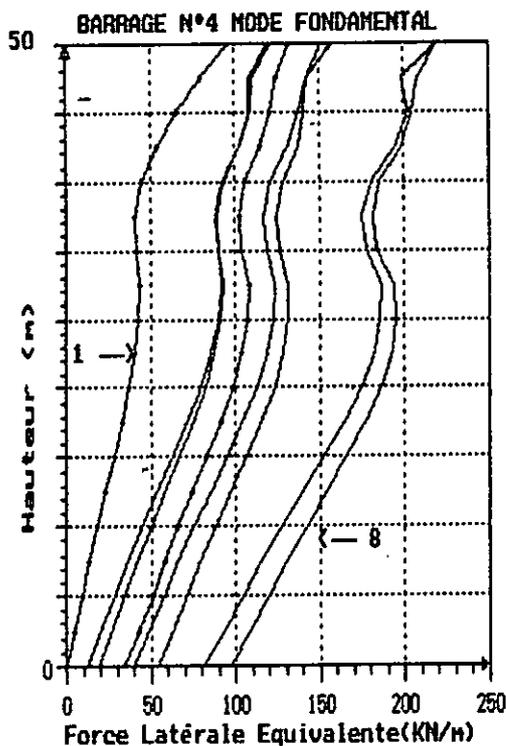
5° cas $\alpha=0.5$

6° cas $\alpha=0.75$

7° cas $\alpha=0.9$

8° cas $\alpha=1$

Figure 3 INTERACTION FLUIDE-STRUCTURE
Variation des forces latérales équivalentes du BARRAGE 3
de hauteur $H=30\text{m}$ de base $B=25.2\text{m}$ et de pente $=.9$



α = coef. de reflexion d'ondes
du fond de réservoir.

1° cas de référence R_0
(AUCUNE INTERACTION)

2° cas $\alpha=0$

3° cas $\alpha=0.25$

4° cas de référence R
(TOUTE INTERACTION)

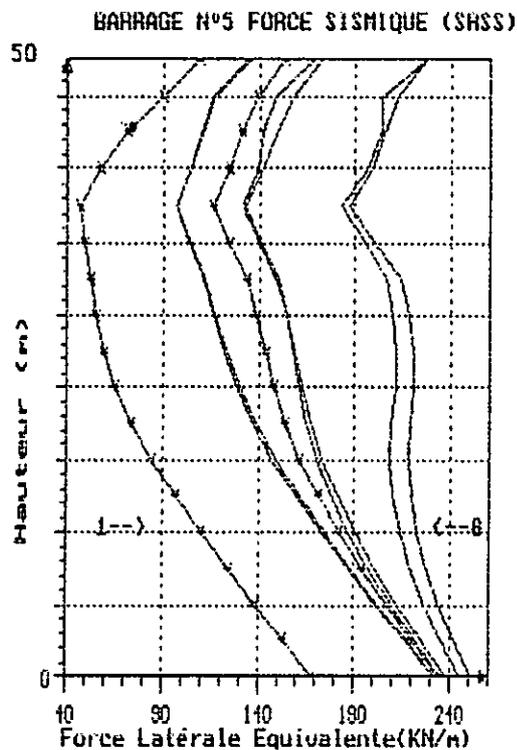
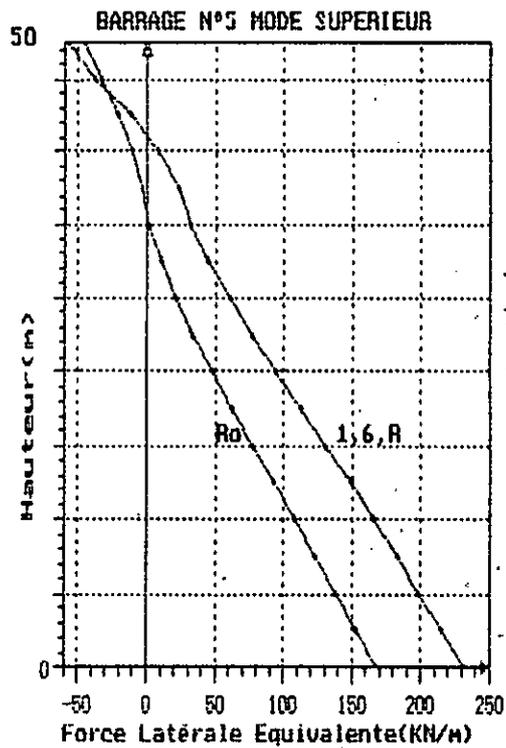
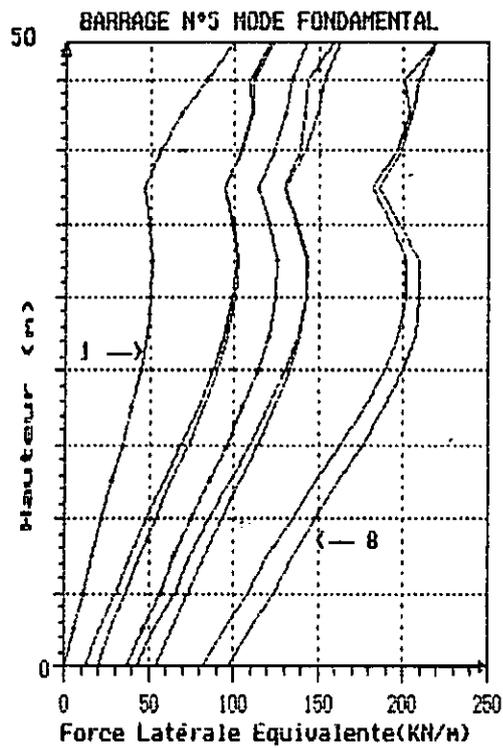
5° cas $\alpha=0.5$

6° cas $\alpha=0.75$

7° cas $\alpha=0.9$

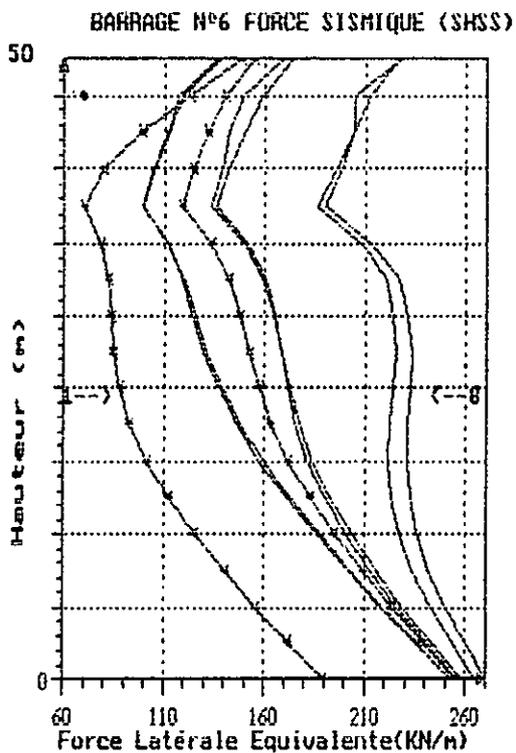
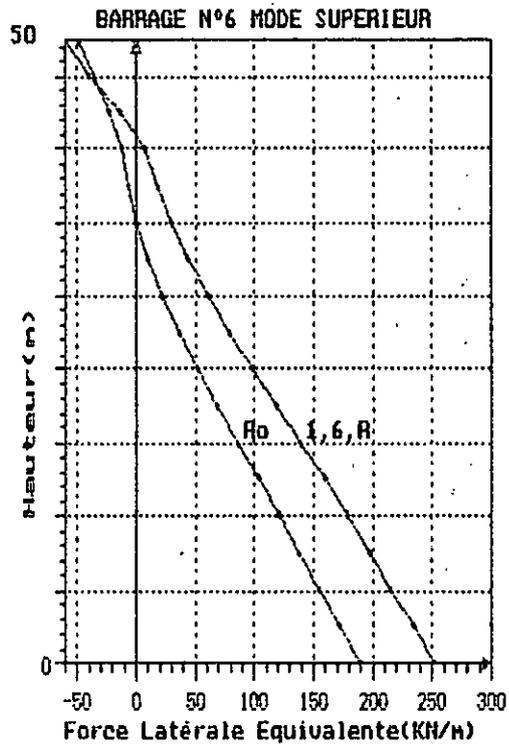
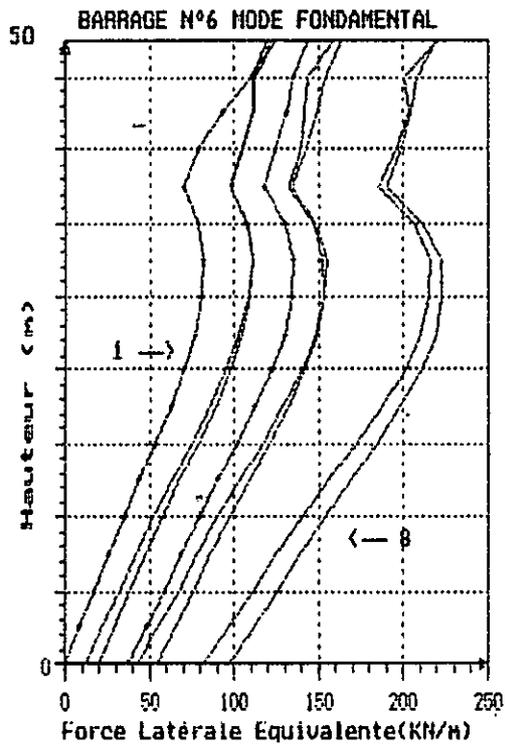
8° cas $\alpha=1$

Figure 4 INTERACTION FLUIDE-STRUCTURE
Variation des forces latérales équivalentes du BARRAGE 4
de hauteur $H=50m$ de base $B=33.6m$ et de pente $=.7$



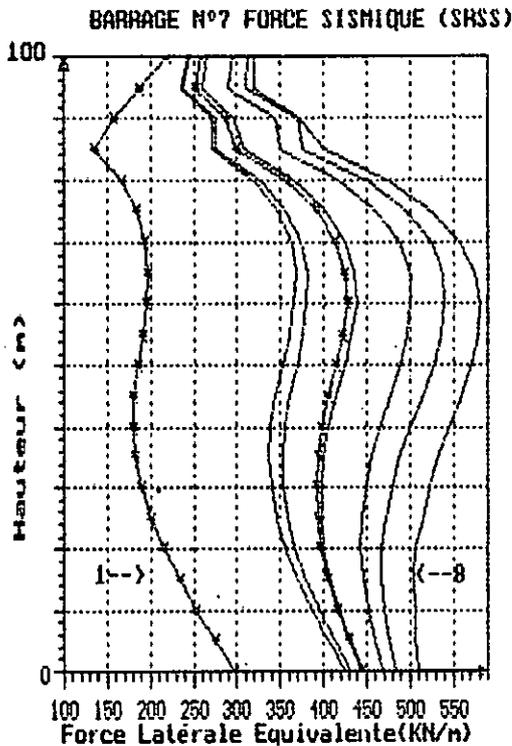
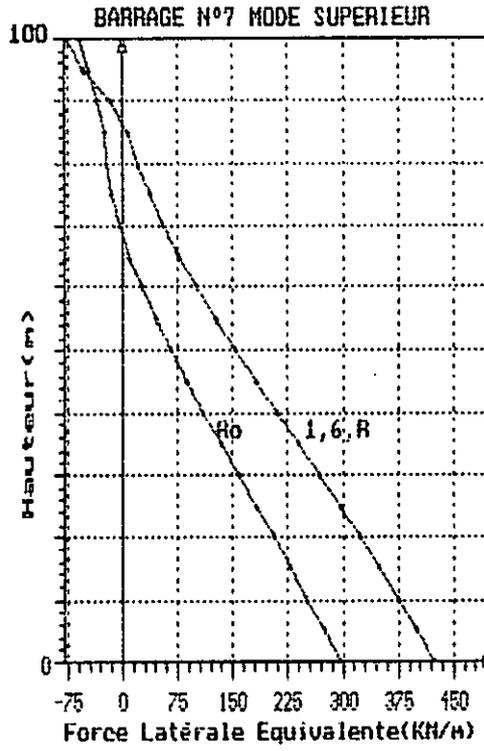
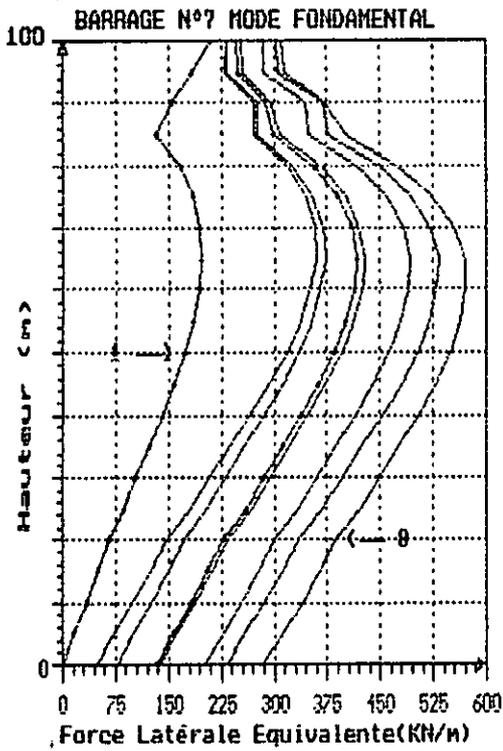
1° cas de REFERENCE (R0)	(AUCUNE INTERACTION)
2° cas	$\alpha=0$
3° cas	$\alpha=0.25$
4° cas de REFERENCE R	(TOUTE INTERACTION)
5° cas	$\alpha=0.5$
6° cas	$\alpha=0.75$
7° cas	$\alpha=0.9$
8° cas	$\alpha=1$

Figure 5 INTERACTION FLUIDE-STRUCTURE
 Variation des forces latérales équivalentes du BARRAGE 5
 de hauteur $H=50\text{m}$ de base $B=38.4\text{m}$ et de pente $=.8$



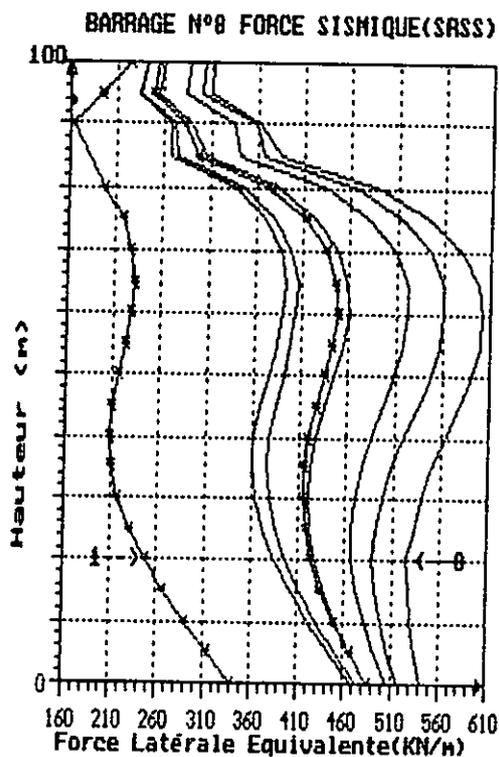
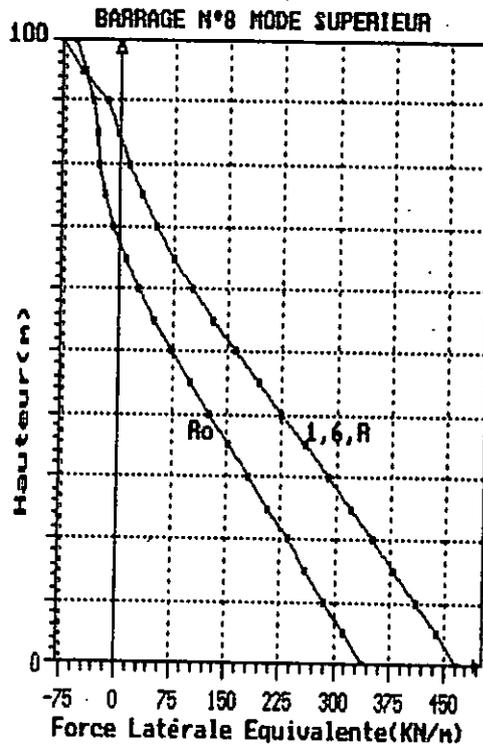
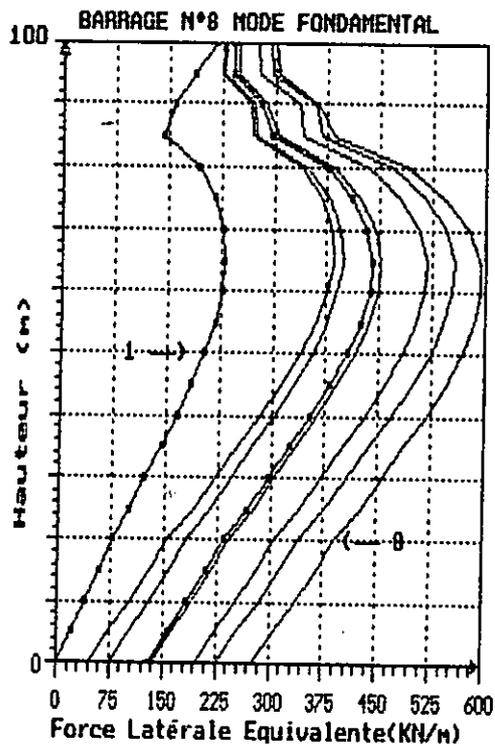
1° cas de REFERENCE (R0)	(AUCUNE INTERACTION)
2° cas	$\alpha=0$
3° cas	$\alpha=0.25$
4° cas de REFERENCE R	(TOUTE INTERACTION)
5° cas	$\alpha=0.5$
6° cas	$\alpha=0.75$
7° cas	$\alpha=0.9$
8° cas	$\alpha=1$

Figure 6 INTERACTION FLUIDE-STRUCTURE
 Variation des forces latérales équivalentes du BARRAGE 6
 de hauteur $H=50m$ de base $B=43.2m$ et de pente $=.9$



1° cas de REFERENCE (R0)	
(AUCUNE INTERACTION)	
2° cas	$\alpha=0$
3° cas	$\alpha=0.25$
4° cas de REFERENCE R	
(TOUTE INTERACTION)	
5° cas	$\alpha=0.5$
6° cas	$\alpha=0.75$
7° cas	$\alpha=0.9$
8° cas	$\alpha=1$

Figure 7 INTERACTION FLUIDE-STRUCTURE
 Variation des forces latérales équivalentes du BARRAGE 7
 de hauteur $H=100m$ de base $B=67.9m$ et de pente $=.7$



α = coef. de réflexion d'ondes
du fond de réservoir.

1° cas de référence R_0
(AUCUNE INTERACTION)

2° cas $\alpha=0$

3° cas $\alpha=0.25$

4° cas de référence R
(TOUTE INTERACTION)

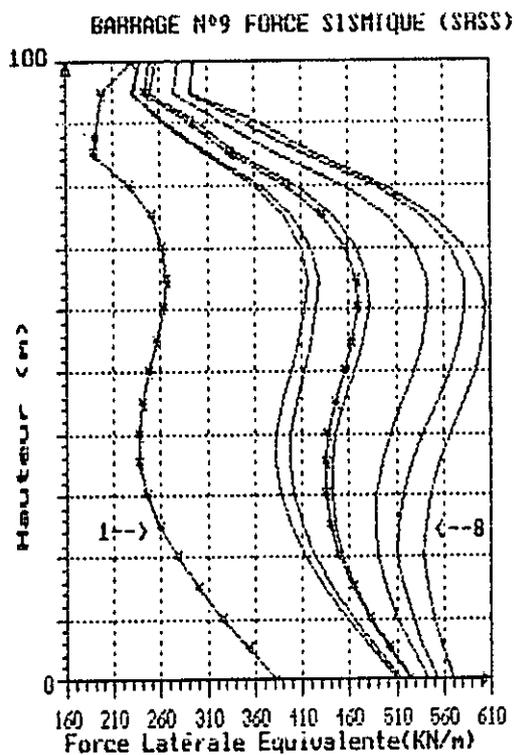
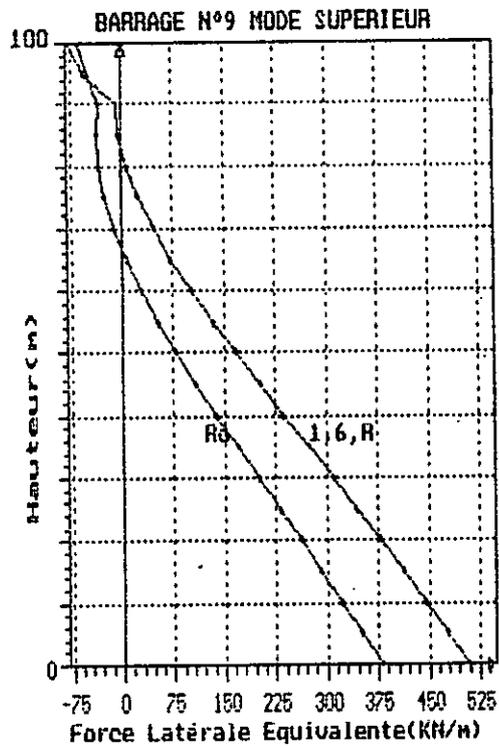
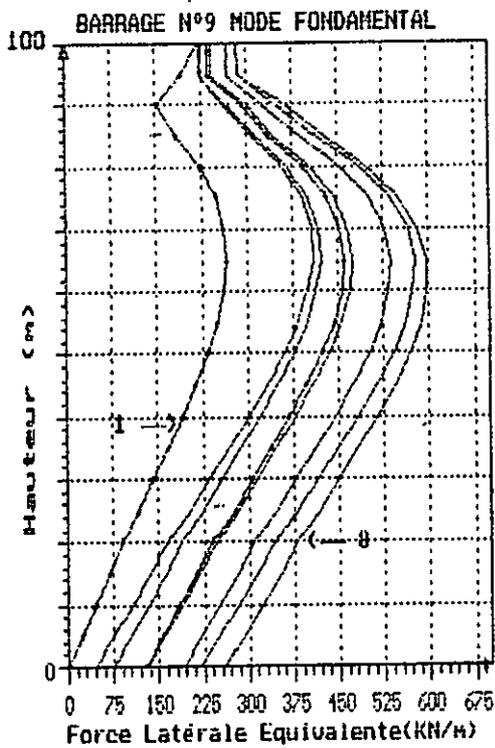
5° cas $\alpha=0.50$

6° cas $\alpha=0.75$

7° cas $\alpha=0.90$

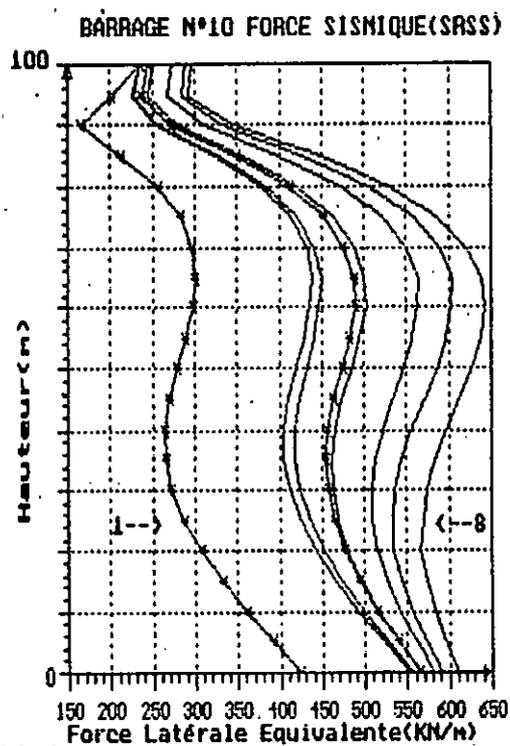
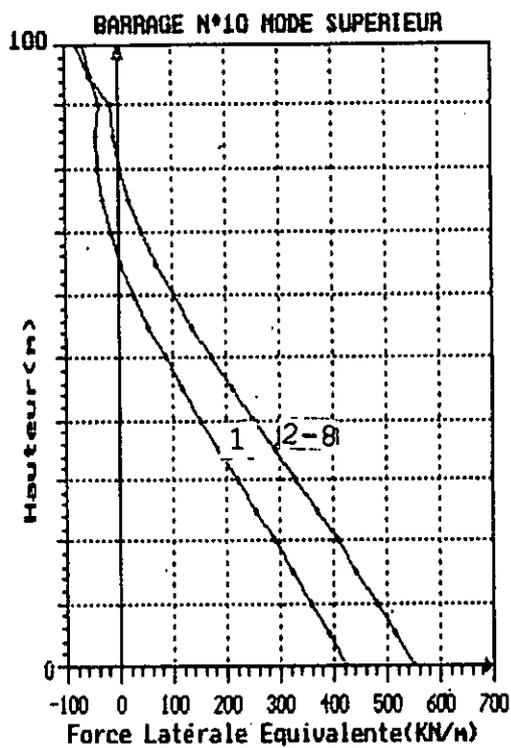
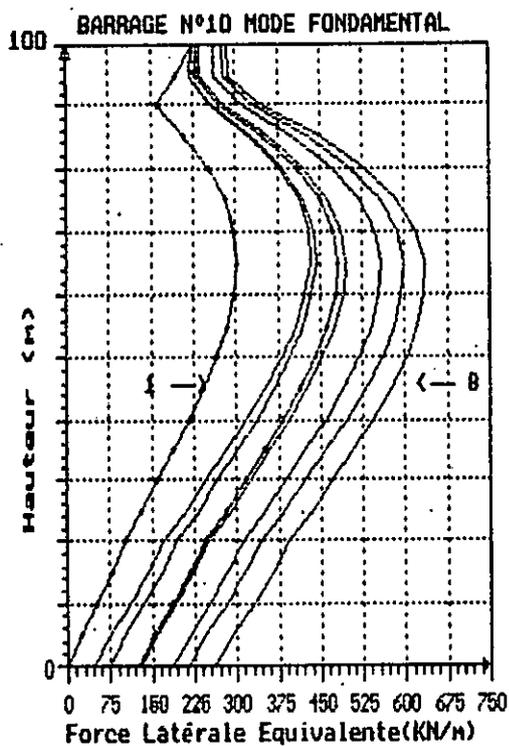
8° cas $\alpha=1$

Figure 8 - INTERACTION FLUIDE-STRUCTURE
Variation des forces latérales équivalentes du BARRAGE 8
de hauteur $H=100m$ de base $B=77.6m$ et de pente $=.8$



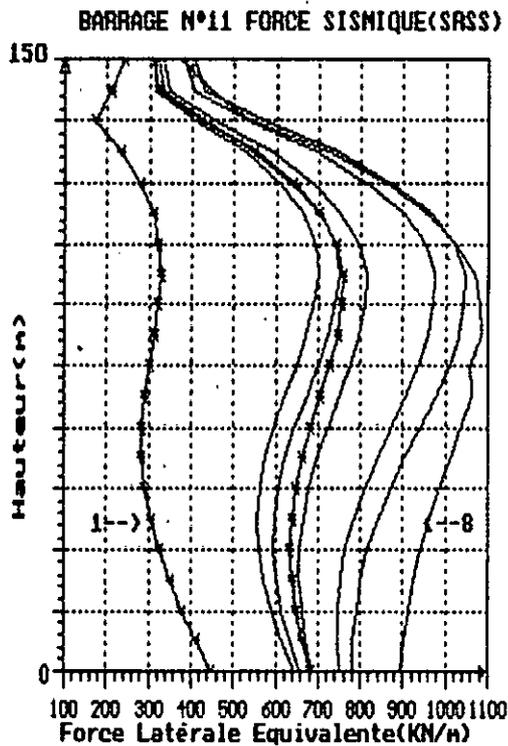
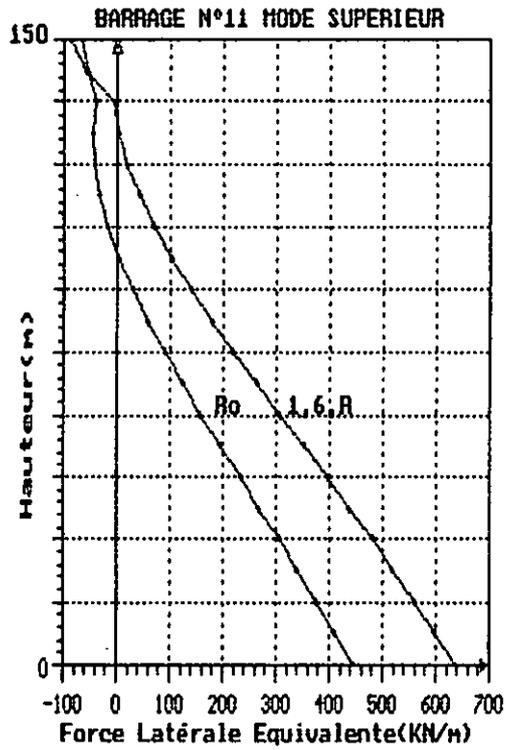
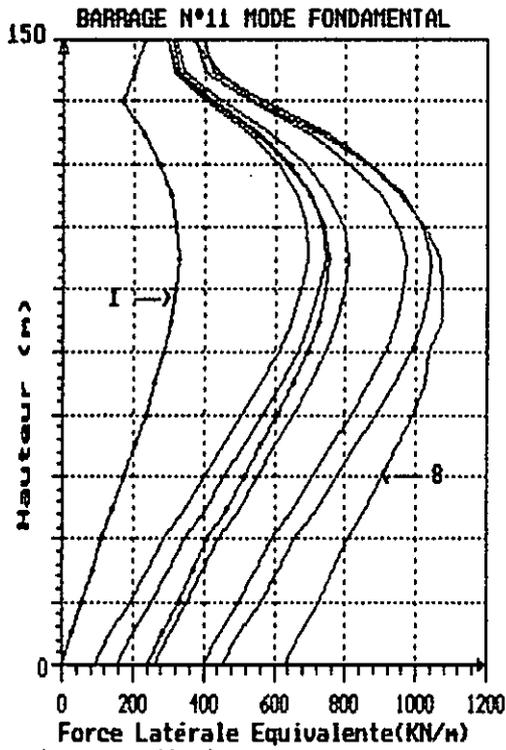
1° cas de REFERENCE (R0)	
(AUCUNE INTERACTION)	
2° cas	$\alpha=0$
3° cas	$\alpha=0.25$
4° cas de REFERENCE R	
(TOUTE INTERACTION)	
5° cas	$\alpha=0.5$
6° cas	$\alpha=0.75$
7° cas	$\alpha=0.9$
8° cas	$\alpha=1$

Figure 9 INTERACTION FLUIDE-STRUCTURE
 Variation des forces latérales équivalentes du BARRAGE 9
 de hauteur H=100m de base B=87.3m et de pente=.9



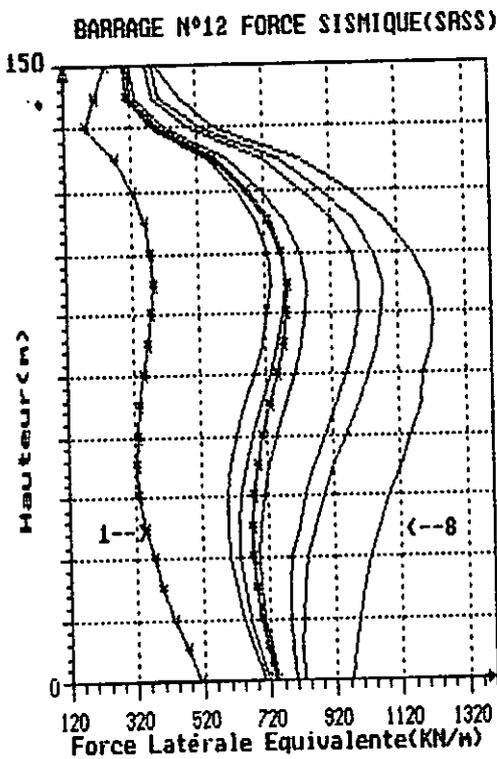
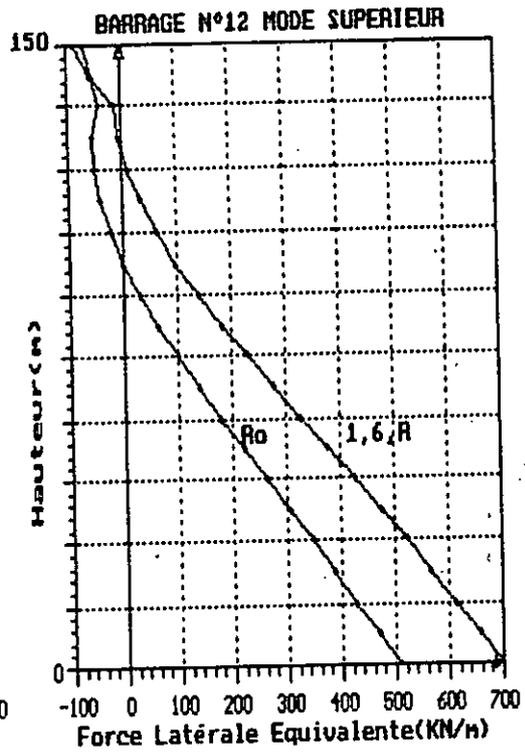
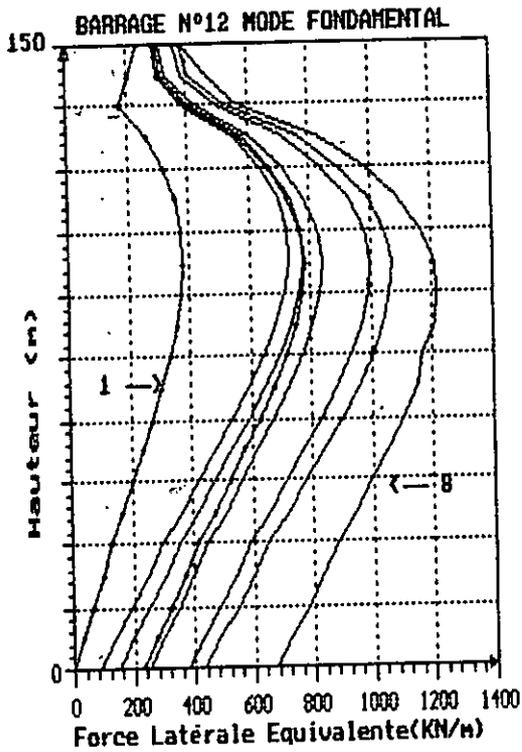
- 1° Cas de Référence (Aucune Interaction)
- 2° Cas $\alpha = 0$
- 3° Cas $\alpha = 0.25$
- 4° Cas de Référence (Toutes Interactions $\alpha = 0.5$)
- 5° Cas $\alpha = 0.50$
- 6° Cas $\alpha = 0.75$
- 7° Cas $\alpha = 0.90$
- 8° Cas $\alpha = 1.0$

Figure 10 Distribution des Forces Sismiques Latérales du Barrage de Hauteur 100 mètres et de Base 97 mètres sous la Composante Accélérométrique S69E du Seisme de Taft. Interaction Fluide-Barrage.



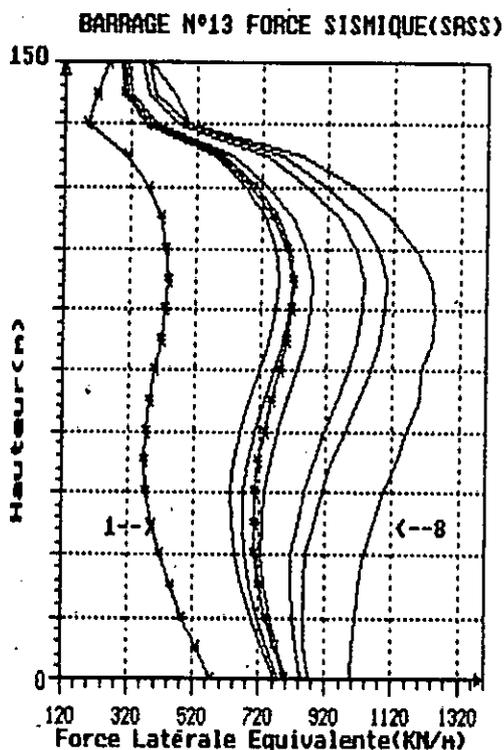
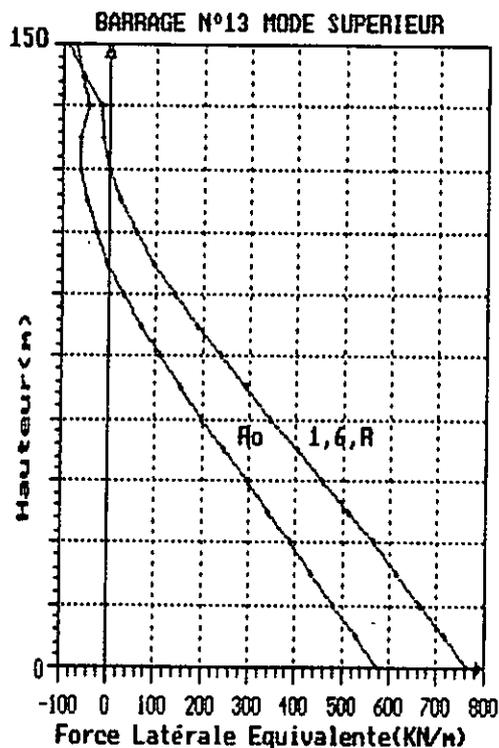
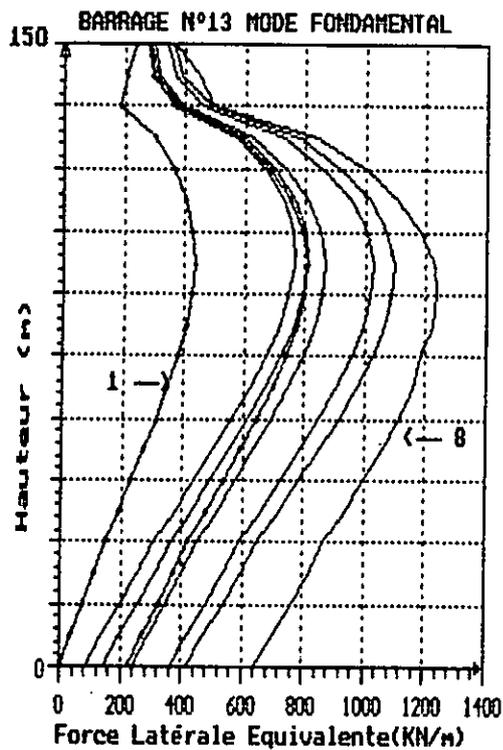
- 1° cas de Référence (Ro)
(Aucune Interaction)
- 2° cas $\alpha=0$
- 3° cas $\alpha=0.25$
- 4° cas de Référence (R)
(Toute Interaction)
- 5° cas $\alpha=0.50$
- 6° cas $\alpha=0.75$
- 7° cas $\alpha=0.90$
- 8° cas $\alpha=1$

Figure 11 INTERACTION FLUIDE - STRUCTURE
 Variation des Forces Latérales Equivalentes du BARRAGE 11
 de hauteur H=150m. de Base B=101.85m et de pente=.7



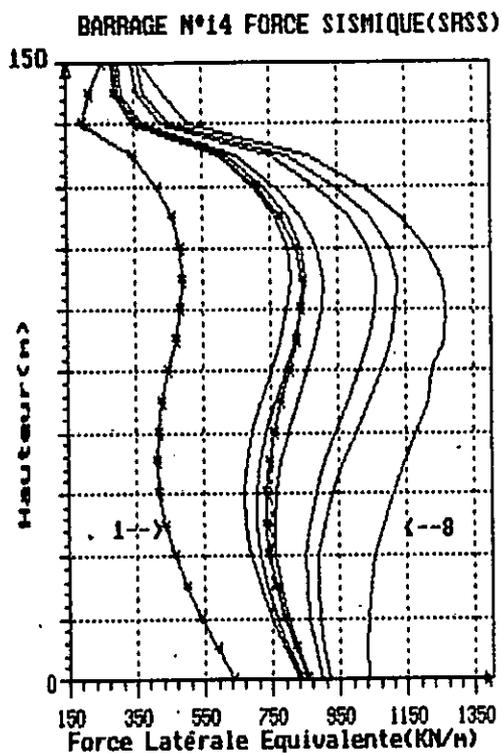
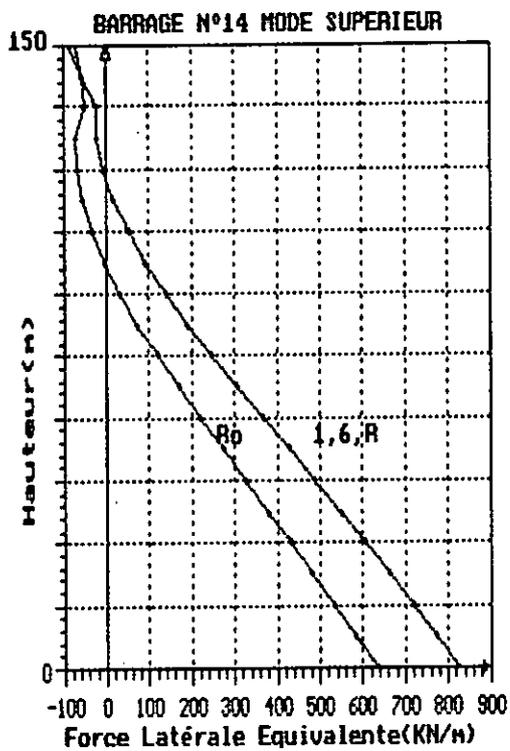
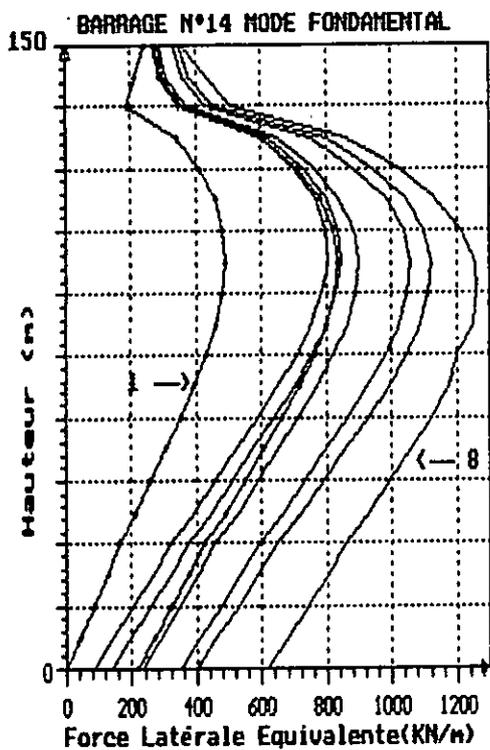
- | |
|--------------------------|
| 1° cas de Référence (Ro) |
| (Aucune Interaction) |
| 2° cas $\alpha=0$ |
| 3° cas $\alpha=0.25$ |
| 4° cas de Référence (R) |
| (Toute Interaction) |
| 5° cas $\alpha=0.50$ |
| 6° cas $\alpha=0.75$ |
| 7° cas $\alpha=0.90$ |
| 8° cas $\alpha=1$ |

Figure 12 INTERACTION FLUIDE - STRUCTURE
 Variation des Forces Latérales Equivalentes du BARRAGE 12
 de hauteur H=150m. de Base B=116.4m et de pente=.8



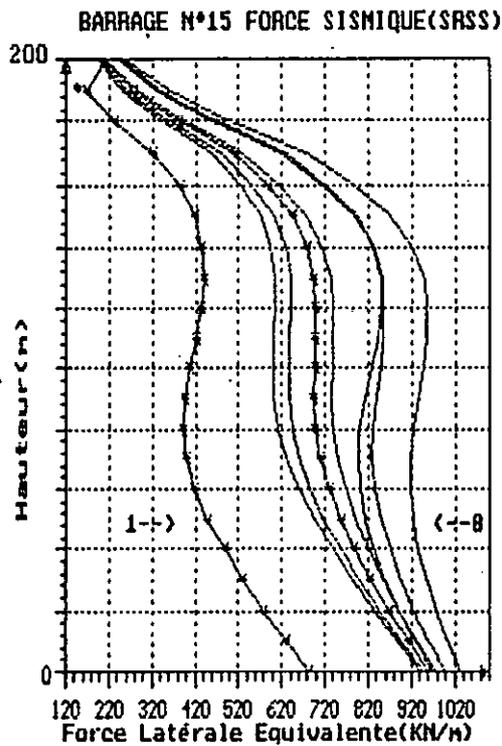
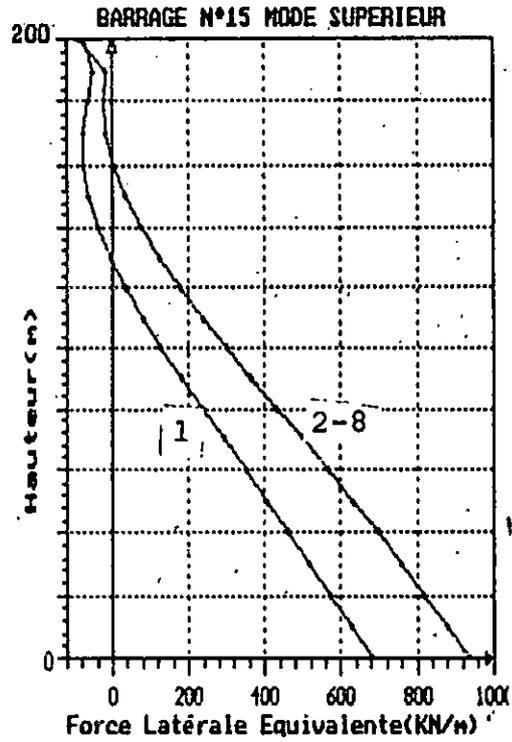
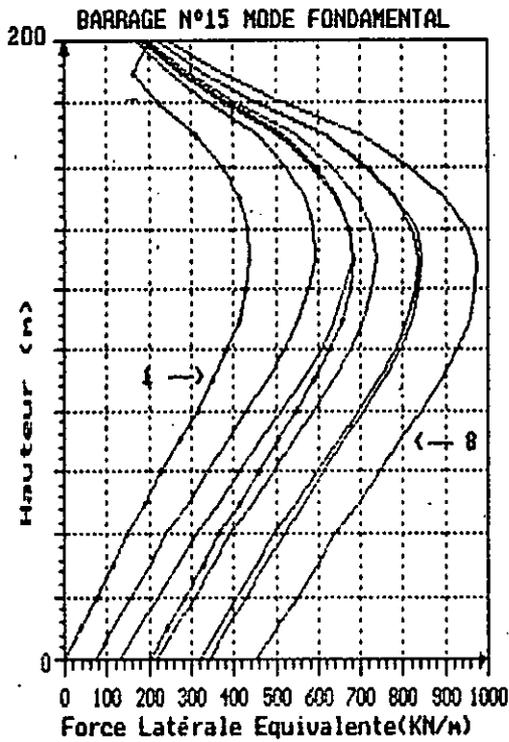
- 1° cas de Référence (R₀)
(Aucune Interaction)
- 2° cas $\alpha=0$
- 3° cas $\alpha=0.25$
- 4° cas de Référence (R)
(Toute Interaction)
- 5° cas $\alpha=0.50$
- 6° cas $\alpha=0.75$
- 7° cas $\alpha=0.90$
- 8° cas $\alpha=1$

Figure 13 Variation des Forces Latérales Equivalentes du
Variation des Forces Latérales Equivalentes du BARRAGE 13
de hauteur H=150m, de Base B=130.95m et de pente=.9



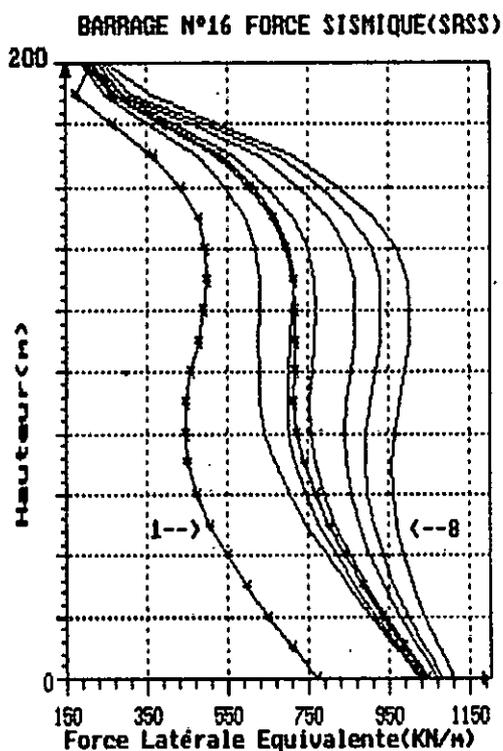
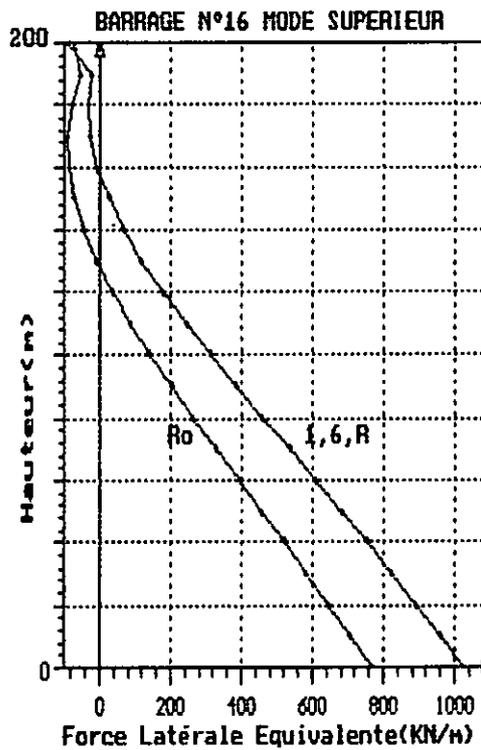
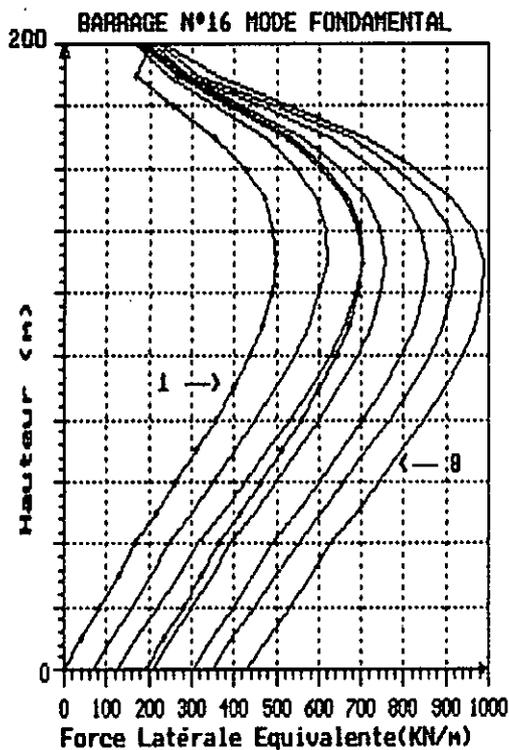
- | |
|---------------------------------------|
| 1° cas de Référence (R ₀) |
| (Aucune Interaction) |
| 2° cas $\alpha=0$ |
| 3° cas $\alpha=0.25$ |
| 4° cas de Référence (R) |
| (Toute Interaction) |
| 5° cas $\alpha=0.50$ |
| 6° cas $\alpha=0.75$ |
| 7° cas $\alpha=0.90$ |
| 8° cas $\alpha=1$ |

Figure 14 INTERACTION FLUIDE-STRUCTURE
 Variation des Forces Latérales Equivalentes du BARRAGE 14
 de hauteur $h=150m$ de base $B=145.5m$ et de pente $i=1$



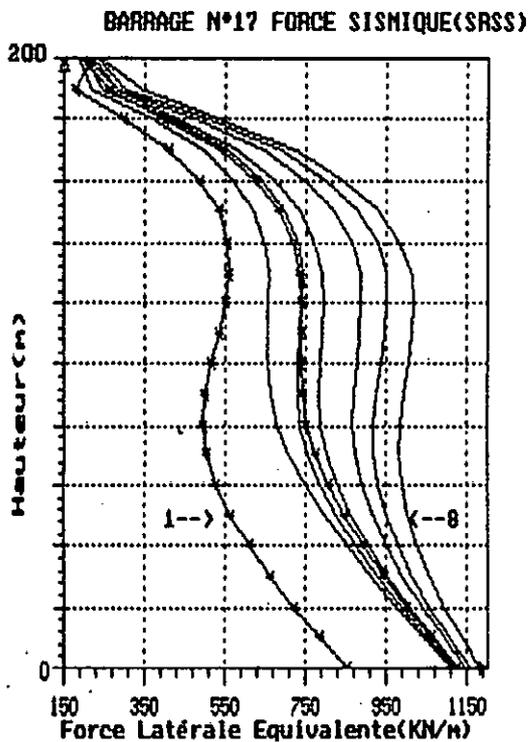
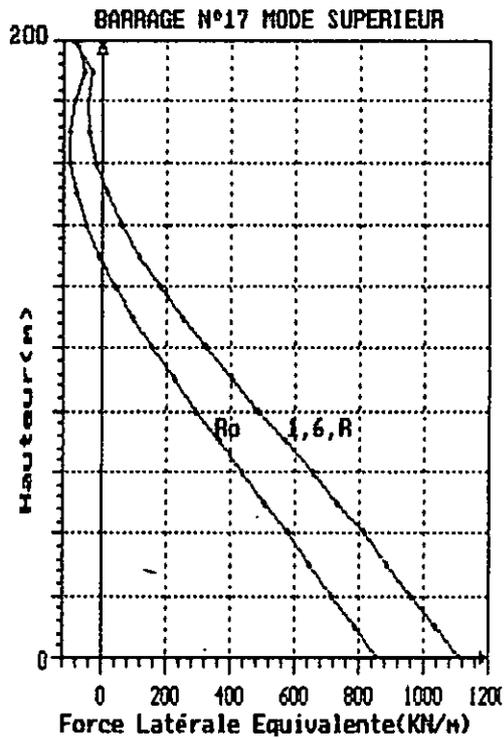
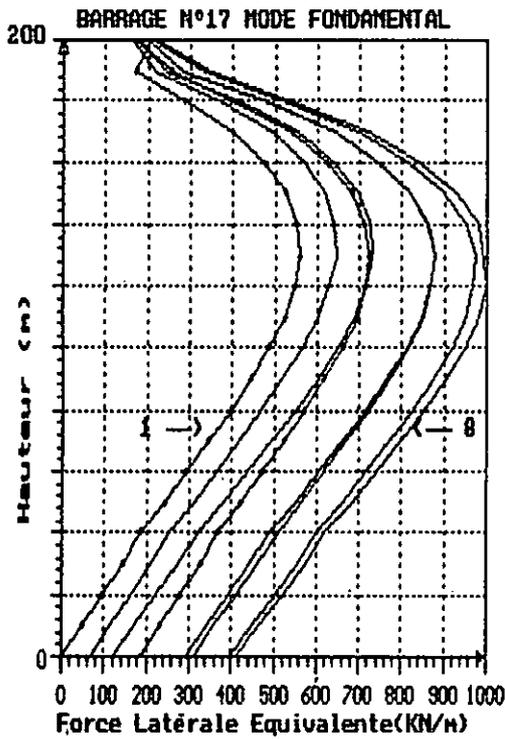
- 1° Cas de Référence (Aucune Interaction)
- 2° Cas $\alpha = 0$
- 3° Cas $\alpha = 0.25$
- 4° Cas de Référence (Toutes Interactions $\alpha = 0.5$)
- 5° Cas $\alpha = 0.50$
- 6° Cas $\alpha = 0.75$
- 7° Cas $\alpha = 0.90$
- 8° Cas $\alpha = 1.0$

Figure 15 Distribution des Forces Sismiques Latérales du Barrage de Hauteur 200 mètres et de Base 156 mètres sous la Composante Accélérométrique S69E du Seisme de Taft. Interaction Fluide-Barrage.



- 1° cas de Référence (Ro)
(Aucune interaction)
- 2° cas $\alpha=0$
- 3° cas $\alpha=0.25$
- 4° cas de Référence (R)
(Toute interaction)
- 5° cas $\alpha=0.50$
- 6° cas $\alpha=0.75$
- 7° cas $\alpha=0.90$
- 8° cas $\alpha=1$

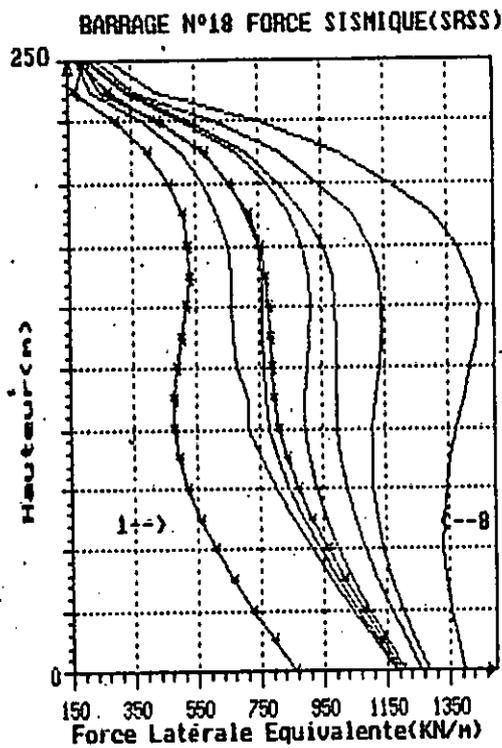
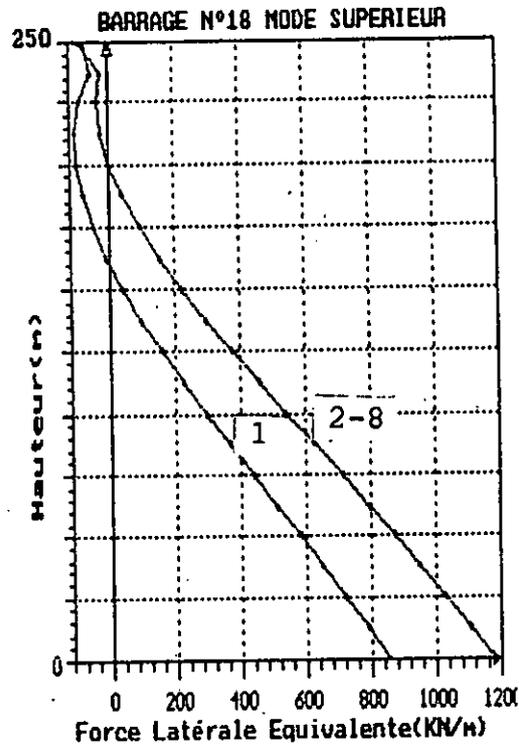
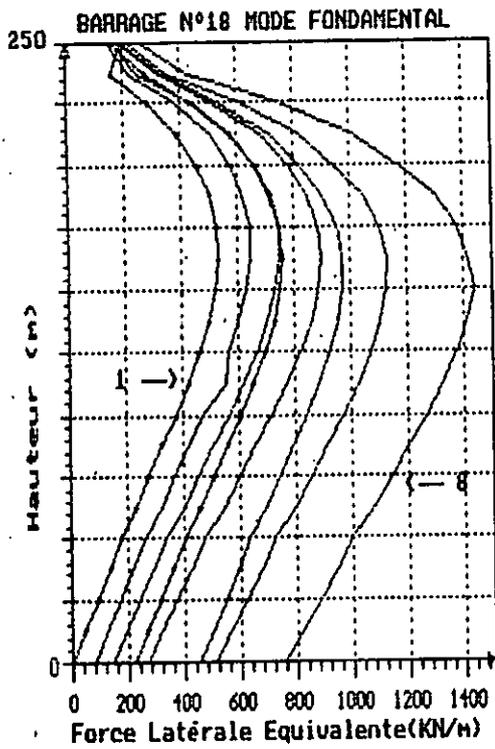
Figure 16 - INTERACTION FLUIDE-STRUCTURE
Variation des Forces Latérales Equivalentes du BARRAGE 16
de hauteur H=200m. de Base B=175.5m et de pente=.9



- 1° cas de Référence (Ro)
(Aucune Interaction)
- 2° cas $\alpha=0$
- 3° cas $\alpha=0.25$
- 4° cas de Référence (R)
(Toute Interaction)
- 5° cas $\alpha=0.50$
- 6° cas $\alpha=0.75$
- 7° cas $\alpha=0.90$
- 8° cas $\alpha=1$

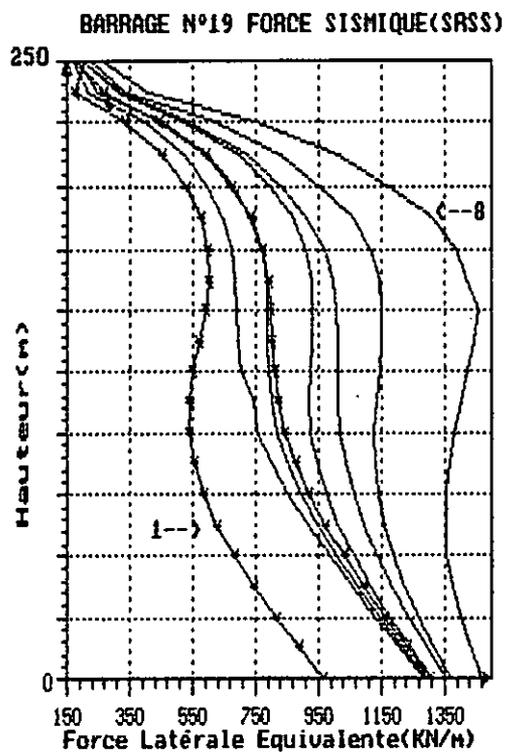
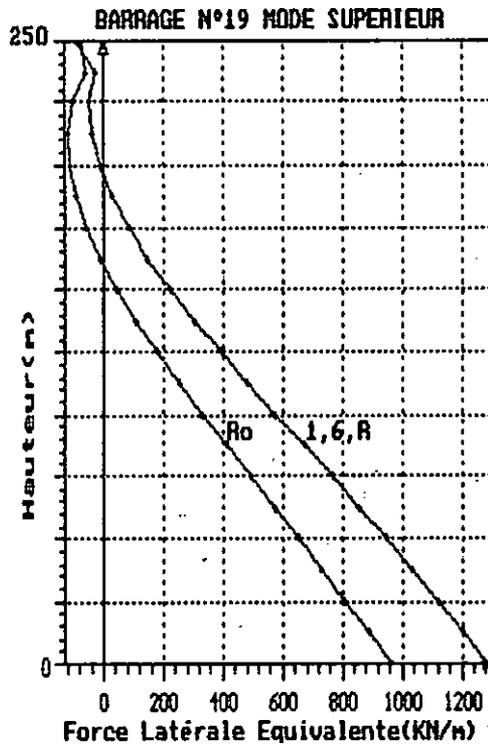
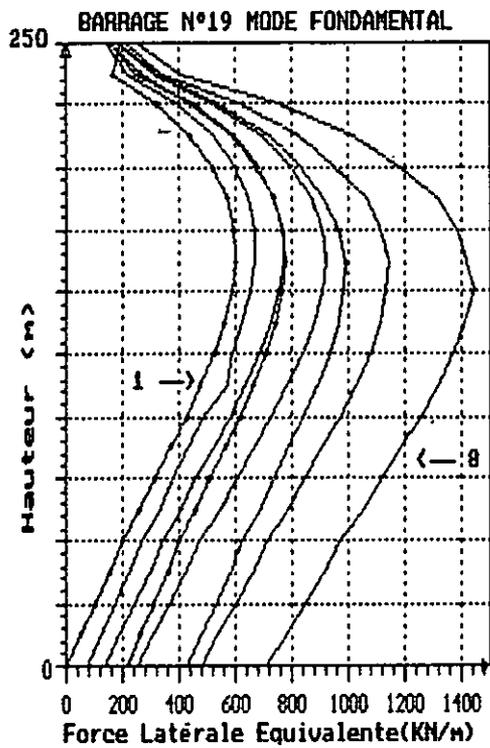
Figure 17 - INTERACTION - FLUIDE

Variation des Forces Latérales Equivalentes du BARRAGE 17
de hauteur $H=200m$. de Base $B=195m$ et de pente $=1$



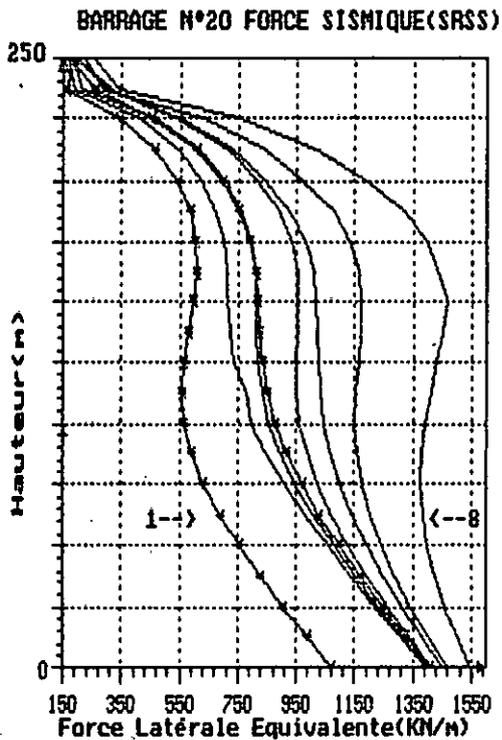
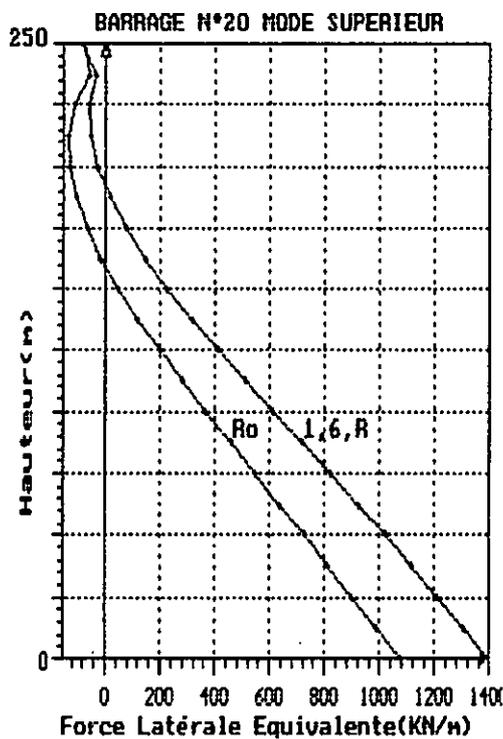
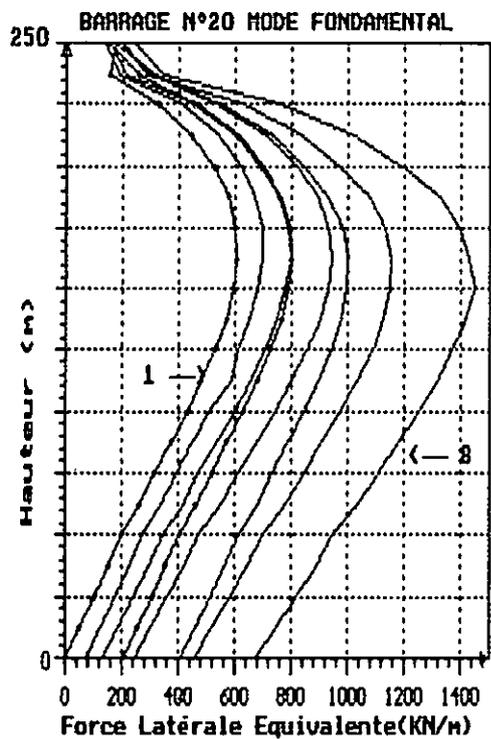
- 1° Cas de Référence
(Aucune Interaction)
- 2° Cas $\alpha = 0$
- 3° Cas $\alpha = 0.25$
- 4° Cas de Référence
(Toutes Interactions $\alpha = 0.5$)
- 5° Cas $\alpha = 0.50$
- 6° Cas $\alpha = 0.75$
- 7° Cas $\alpha = 0.90$
- 8° Cas $\alpha = 1.0$

Figure 18) Distribution des Forces Sismiques Latérales du Barrage de Hauteur 250 mètres et de Base 196 mètres sous la Composante Accélérométrique S69E du Seisme de Taft. Interaction Fluide-Barrage.



- | | |
|--------------------------|----------------------|
| 1° cas de Référence (Ro) | (Aucune Interaction) |
| 2° cas | $\alpha=0$ |
| 3° cas | $\alpha=0.25$ |
| 4° cas de Référence (R) | (Toute Interaction) |
| 5° cas | $\alpha=0.50$ |
| 6° cas | $\alpha=0.75$ |
| 7° cas | $\alpha=0.90$ |
| 8° cas | $\alpha=1$ |

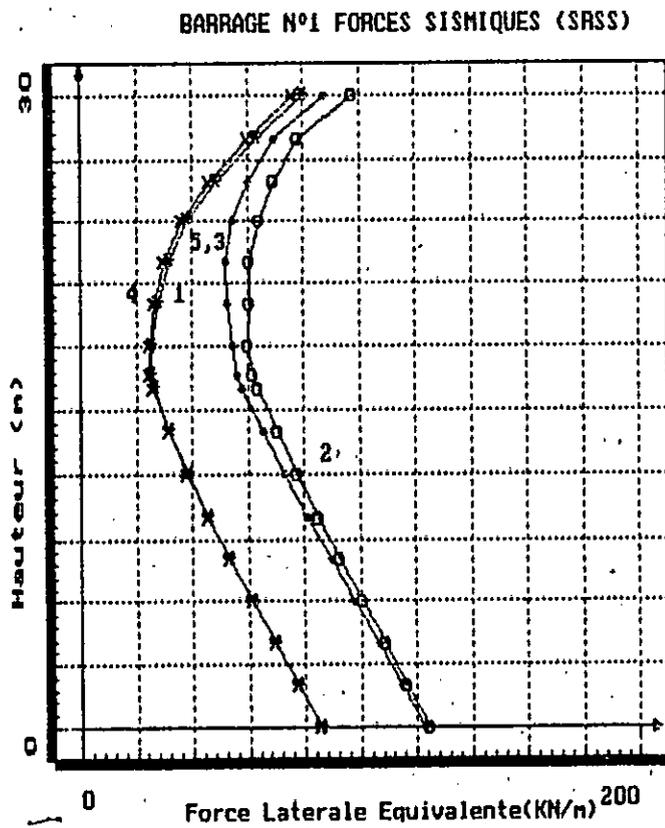
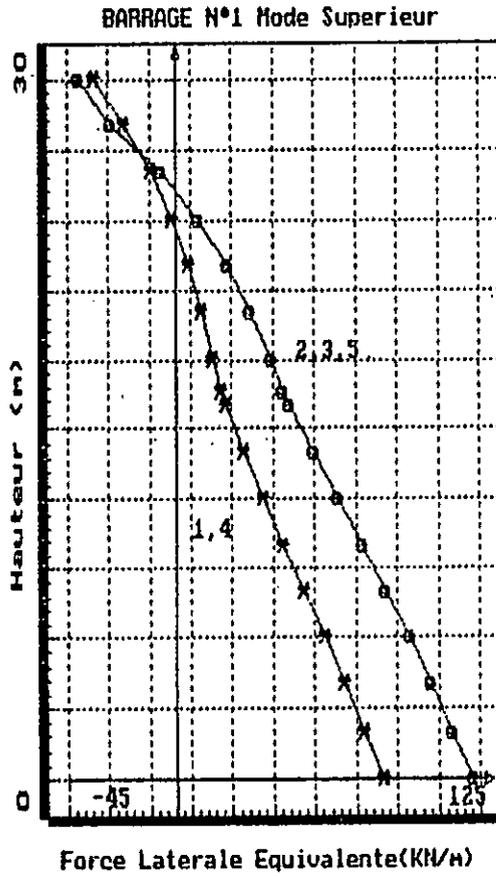
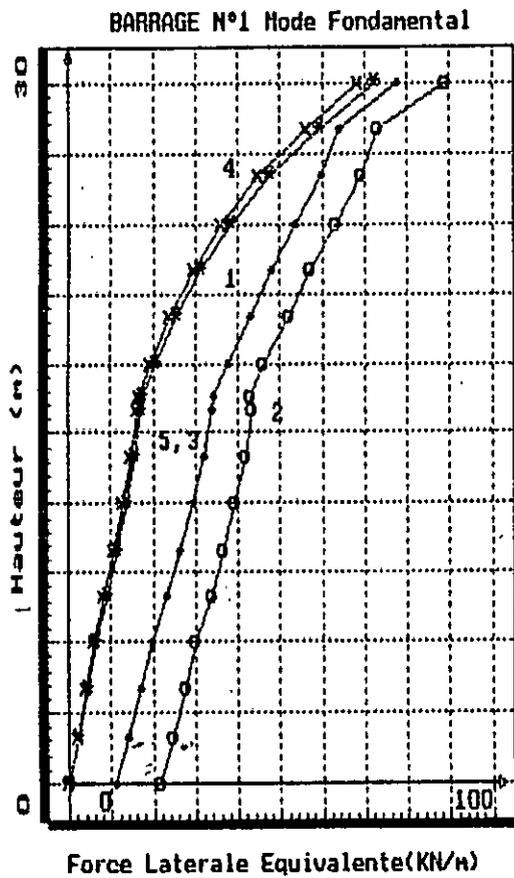
Figure 19 INTERACTION FLUIDE - STRUCTURE
 Variation des Forces Latérales Equivalentes du BARRAGE 19
 de hauteur H=250m. de Base B=220.5m et de pente=.9



- 1° cas de Référence (Ro)
(Aucune Interaction)
- 2° cas $\alpha=0$
- 3° cas $\alpha=0.25$
- 4° cas de Référence (R)
(Toute Interaction)
- 5° cas $\alpha=0.50$
- 6° cas $\alpha=0.75$
- 7° cas $\alpha=0.90$
- 8° cas $\alpha=1$

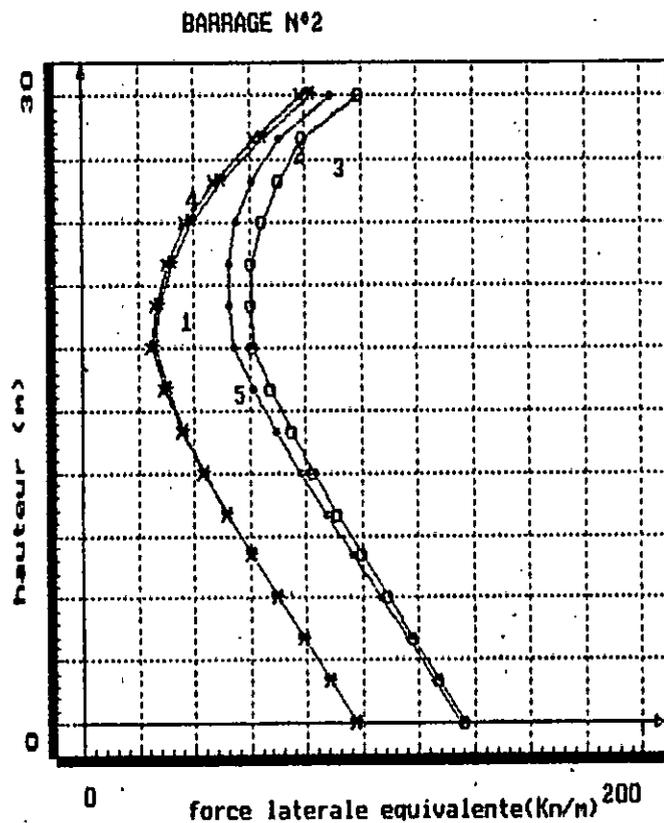
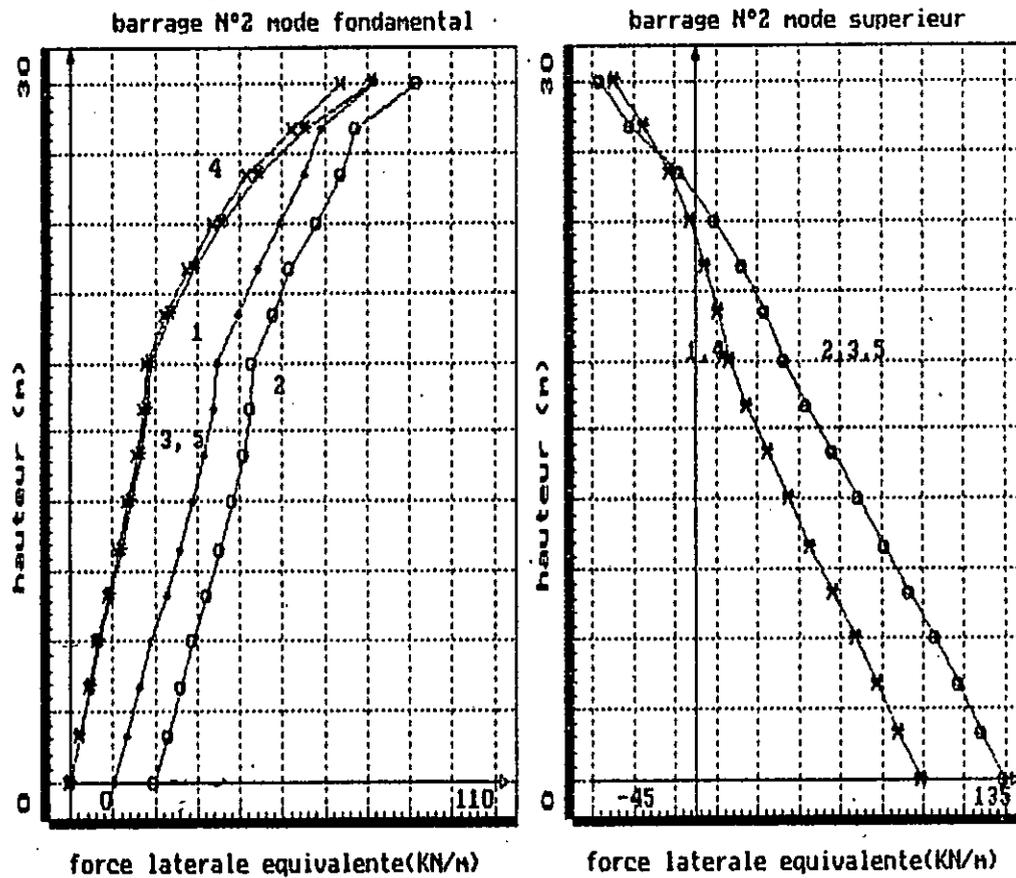
Figure 20 Distribution des forces latérales équivalentes du barrage 20 de hauteur 250 mètres et de base 245 mètres sous la composante accélérométrique S69E du seisme de Taft. Interaction fluide-barrage

ANNEXE B



- 1=Aucune Interaction
- 2=Interaction eau-barrage $\alpha=1$
- 3=Interaction eau-barrage $\alpha=1$
- 4=Interaction sol-barrage
- 5=Toutes Interactions

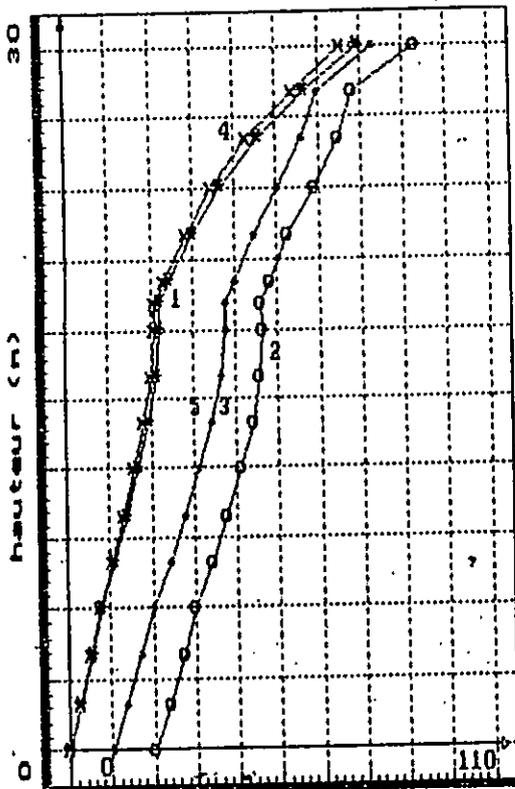
Fig. 1 - Variation des forces latérales équivalentes du Barrage N° 1



- 1=Aucune Interaction
- 2=Interaction eau-barrage
- 3=Interaction eau-barrage
- 4=Interaction sol-barrage
- 5=Toutes Interactions

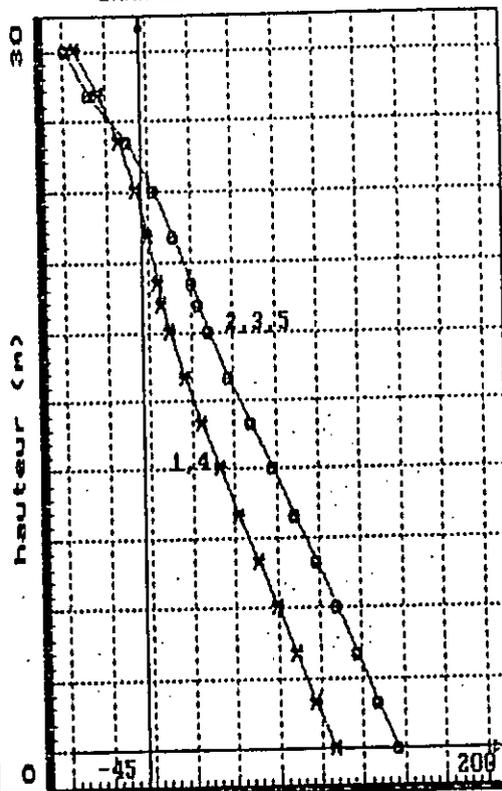
Fig. 2 - Variation des forces latérales équivalentes du Barrage N° 2

BARRAGE N°3 mode fondamental



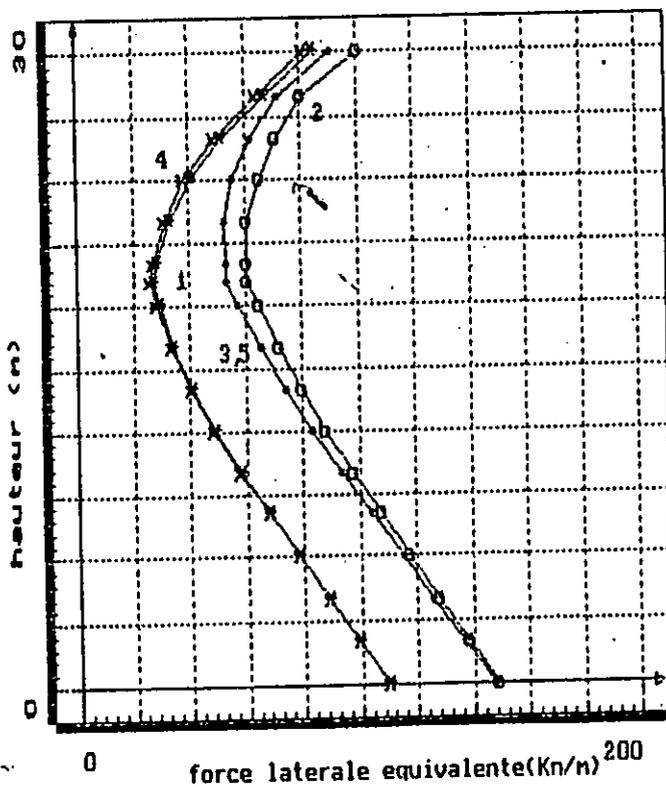
force laterale equivalente(KN/m)

BARRAGE N°3 mode superieur



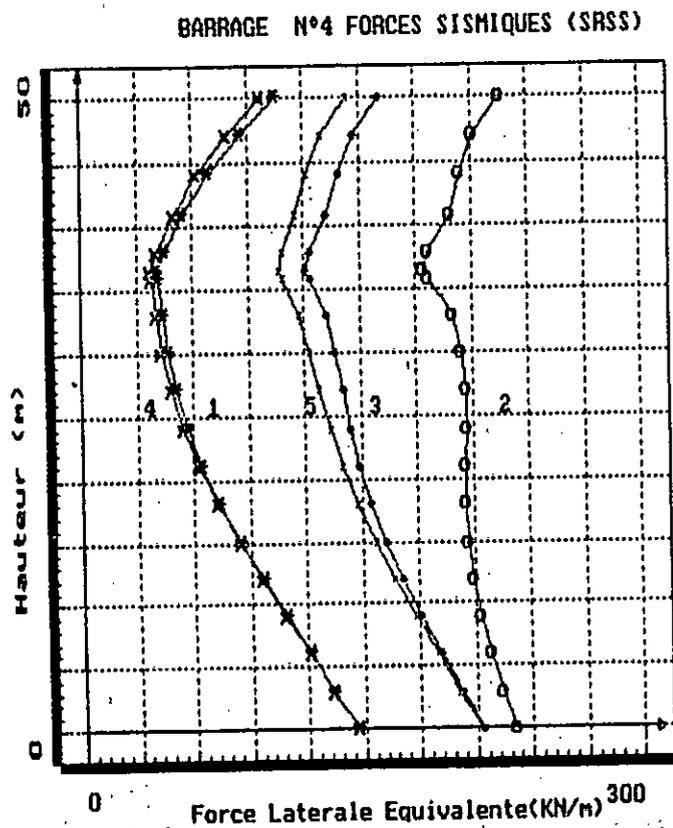
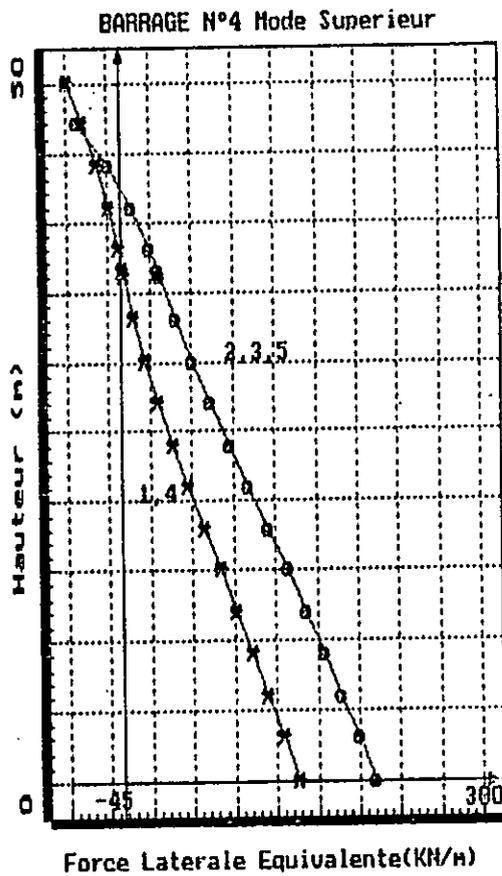
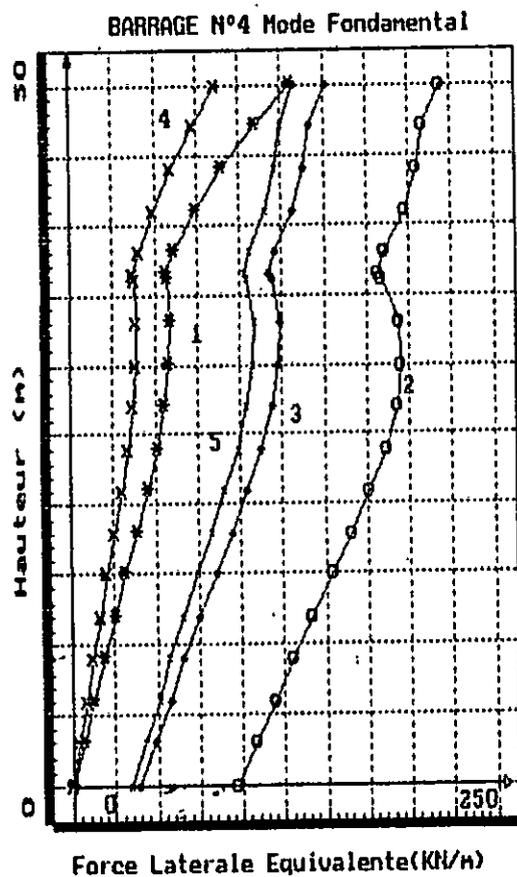
force laterale equivalente(KN/m)

BARRAGE N°3



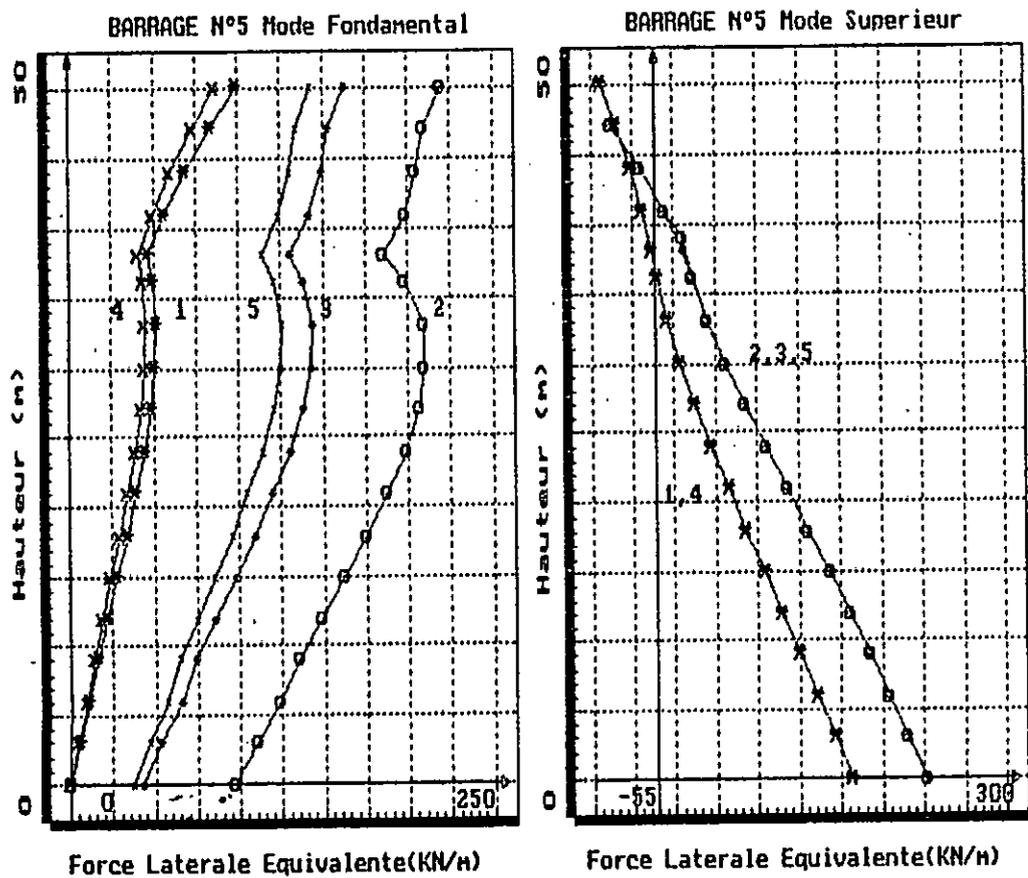
- 1=Aucune Interaction
- 2=Interaction eau-barrage
- 3=Interaction eau-barrage
- 4=Interaction sol-barrage
- 5=Toutes Interactions

Fig. 3 - Variation des forces latérales équivalents du Barrage N° 3

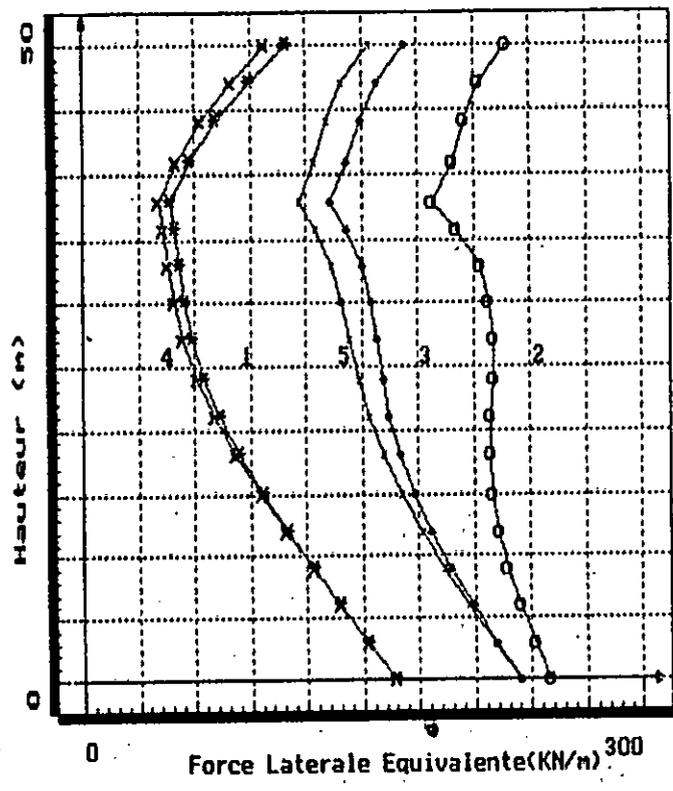


- 1=Aucune Interaction
- 2=Interaction eau-barrage $\alpha=1$
- 3=Interaction eau-barrage $\alpha=0.1$
- 4=Interaction sol-barrage
- 5=Toutes Interactions

Fig. 4 - Variation des forces latérales équivalentes du Barrage N° 4



BARRAGE N°5 FORCES SISMQUES (SRSS)



- 1=Aucune Interaction
- 2=Interaction eau-barrage $\alpha=1$
- 3=Interaction eau-barrage $\alpha \neq 1$
- 4=Interaction sol-barrage
- 5=Toutes Interactions

Fig. 5 - Variation des forces latérales équivalentes du Barrage N° 5

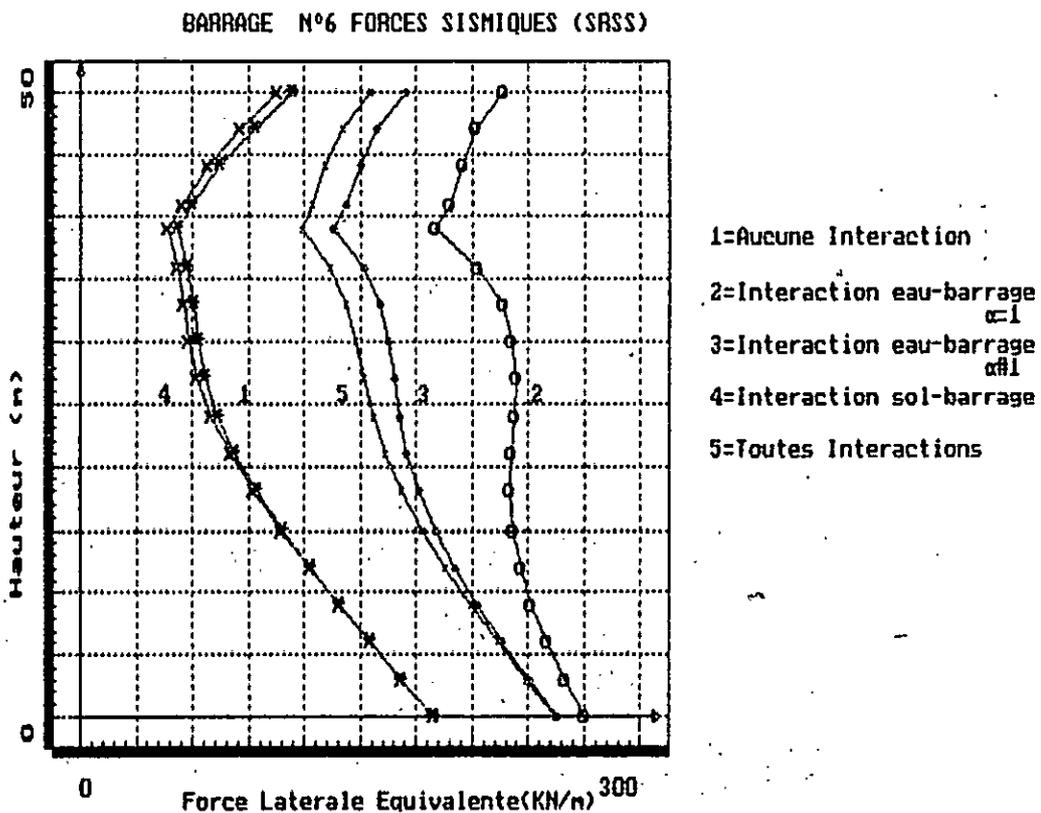
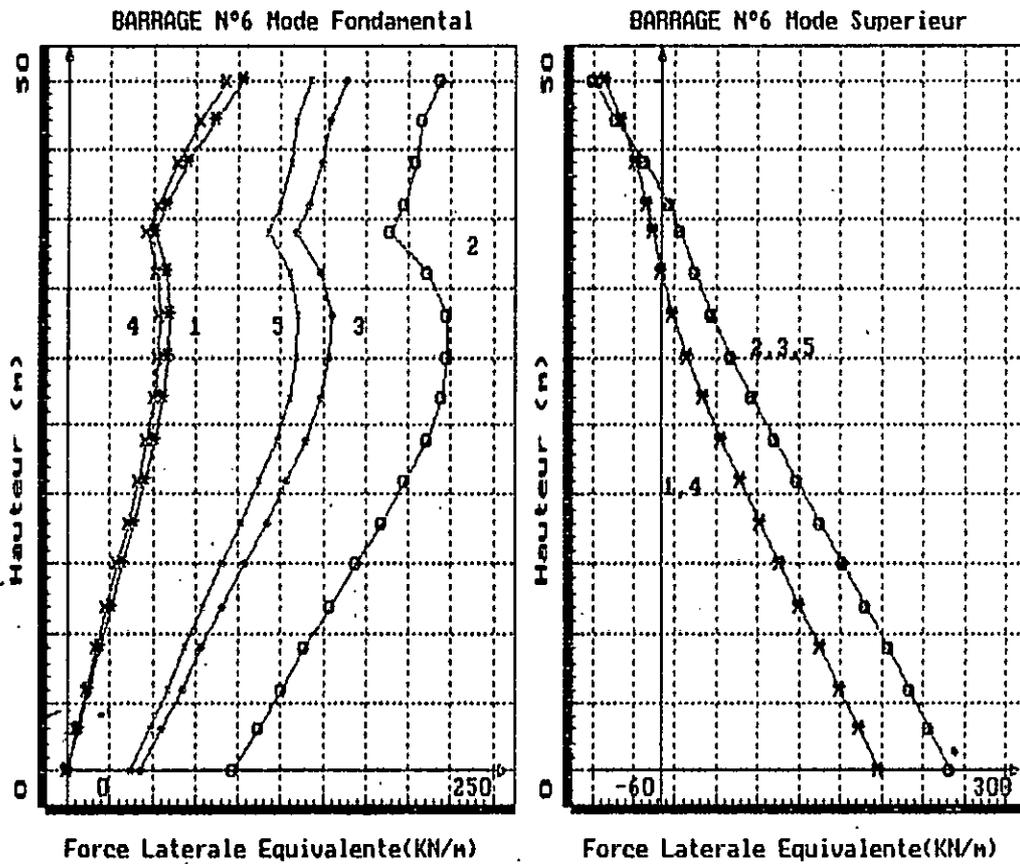


Fig. 6 - Variation des Forces latérales équivalentes du Barrage N° 6

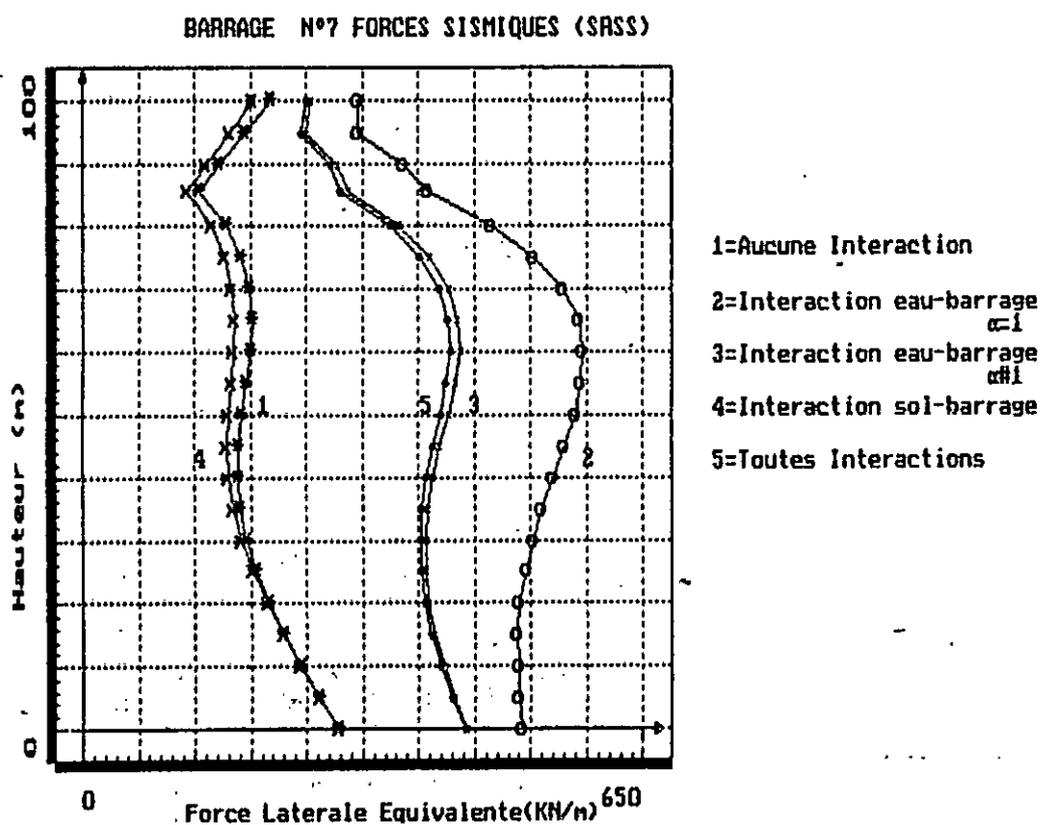
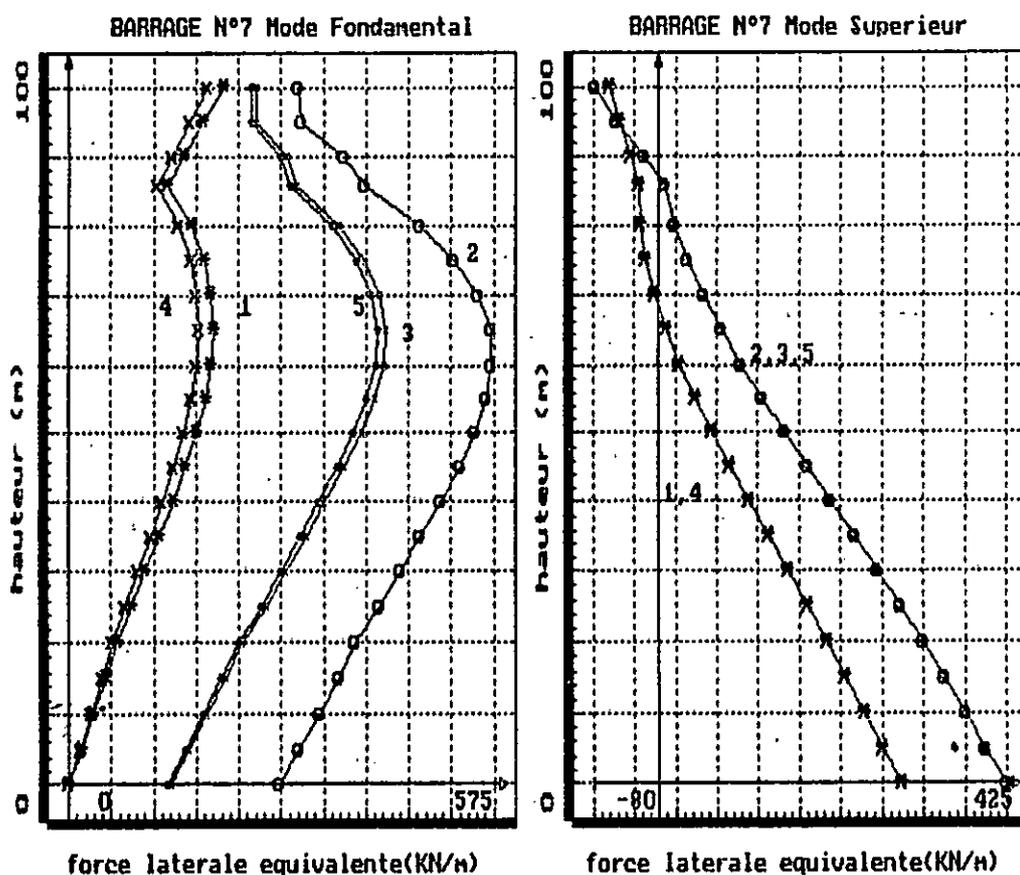


Fig. 7 - Variation des forces latérales équivalentes du Barrage N° 7

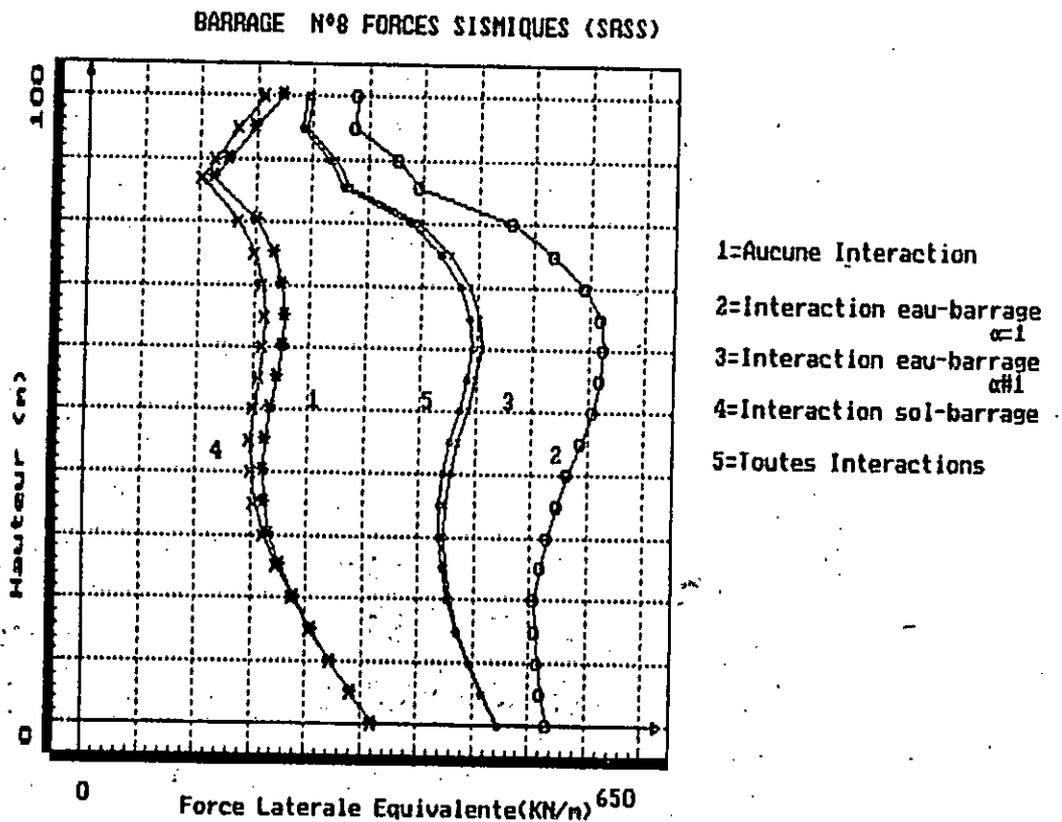
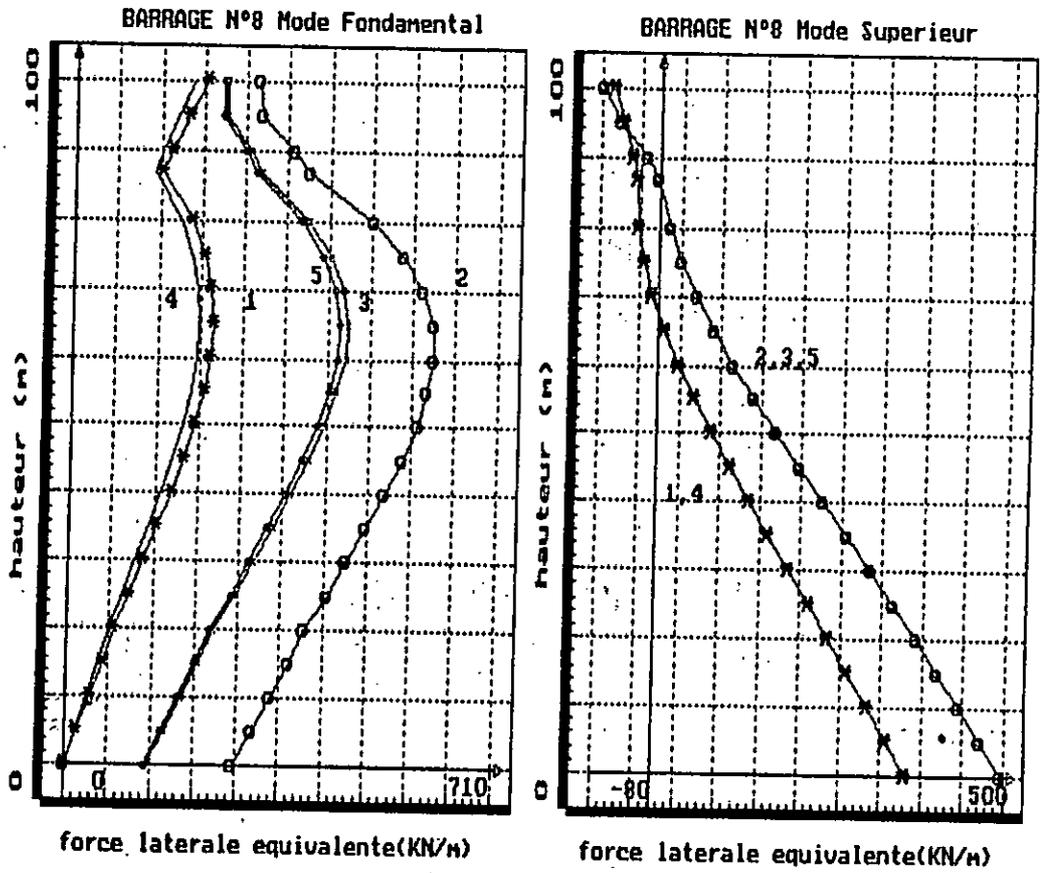


Fig. 8 - Variation des forces latérales équivalentes du Barrage N° 8

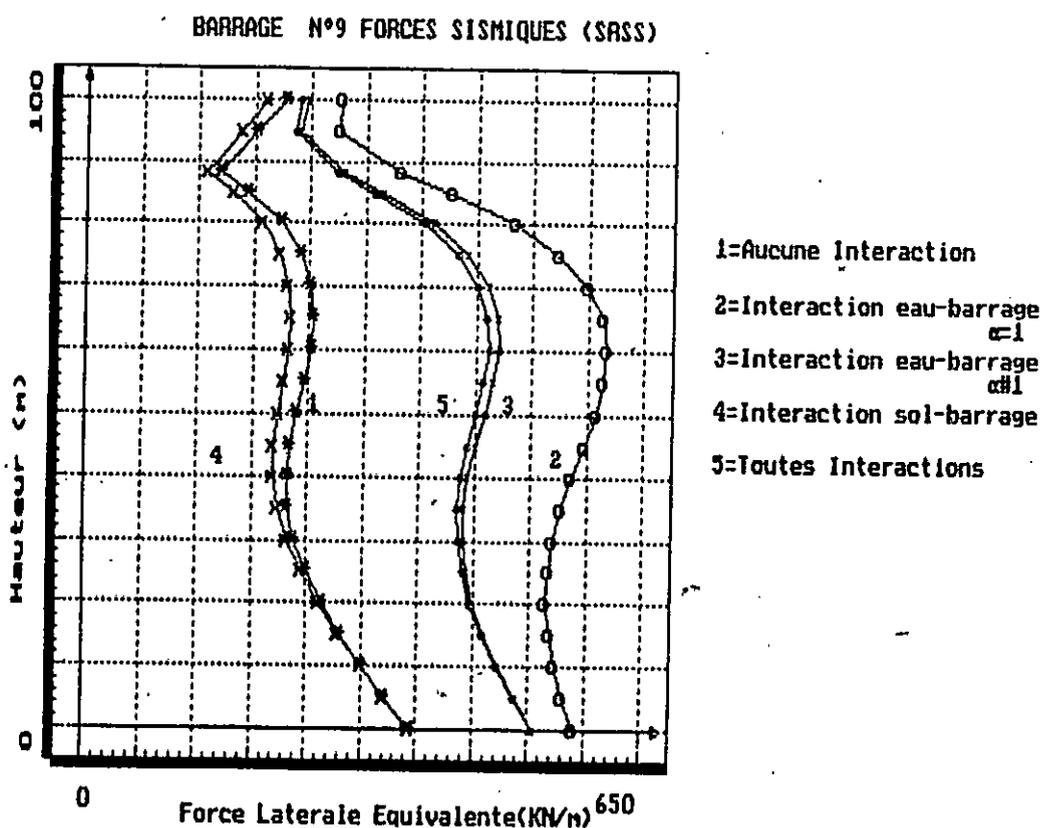
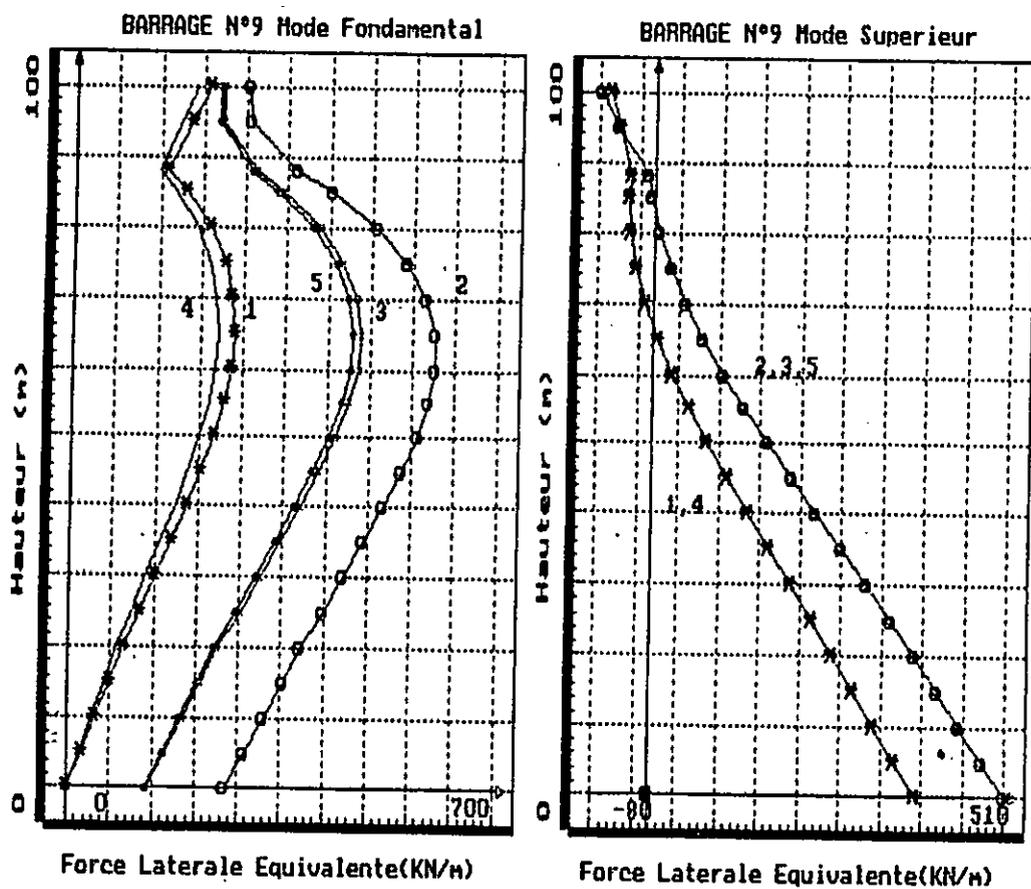
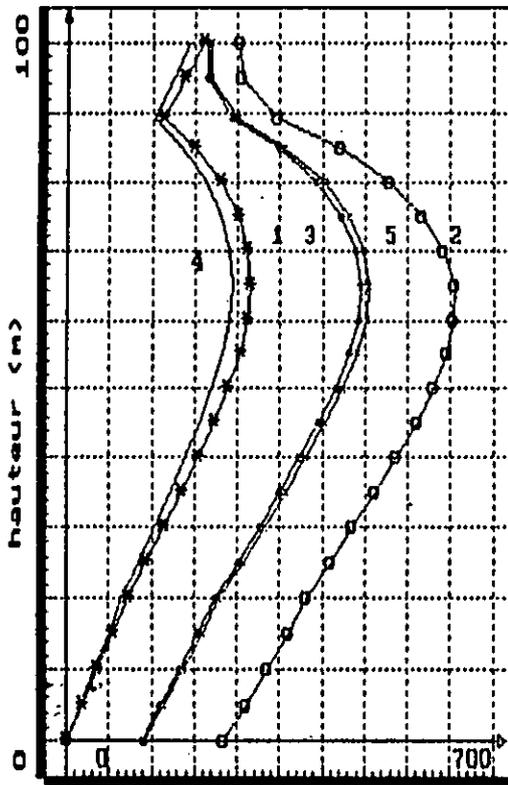


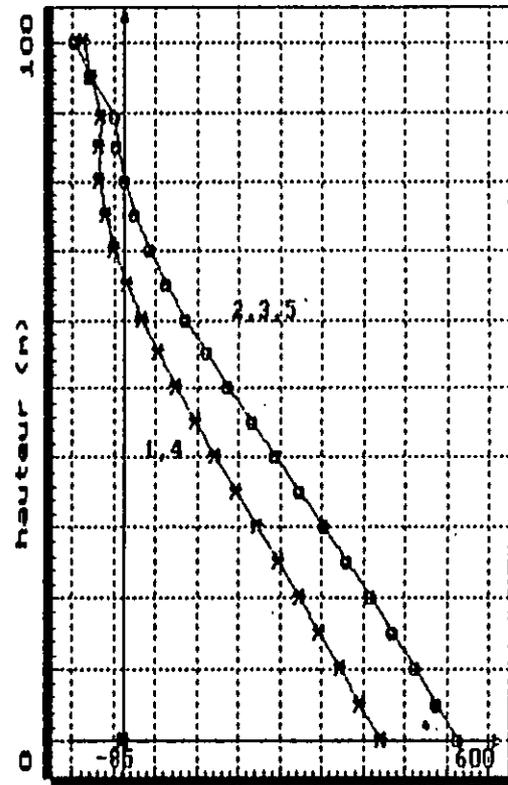
Fig. 9 - Variation des forces latérales équivalentes du Barrage N° 9

BARRAGE N°10 Mode Fondamental



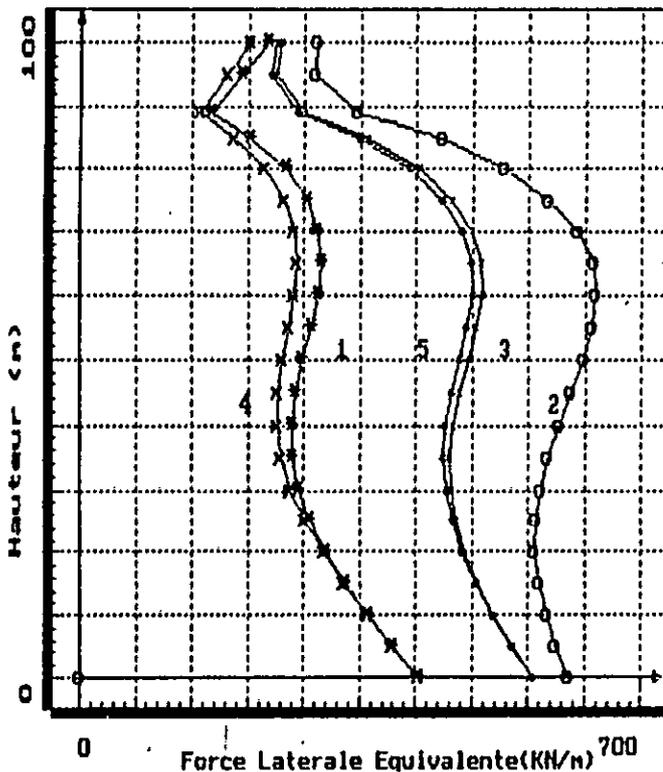
force laterale equivalente(KN/m)

BARRAGE N°10 Mode Superieur



force laterale equivalente(KN/m)

BARRAGE N°10 FORCES SISMIQUES (SRSS)



1=Aucune Interaction

2=Interaction eau-barrage

3=Interaction eau-barrage

4=Interaction sol-barrage

5=Toutes Interactions

Fig. 10 - Variation des forces latérales équivalentes du Barrage N° 10

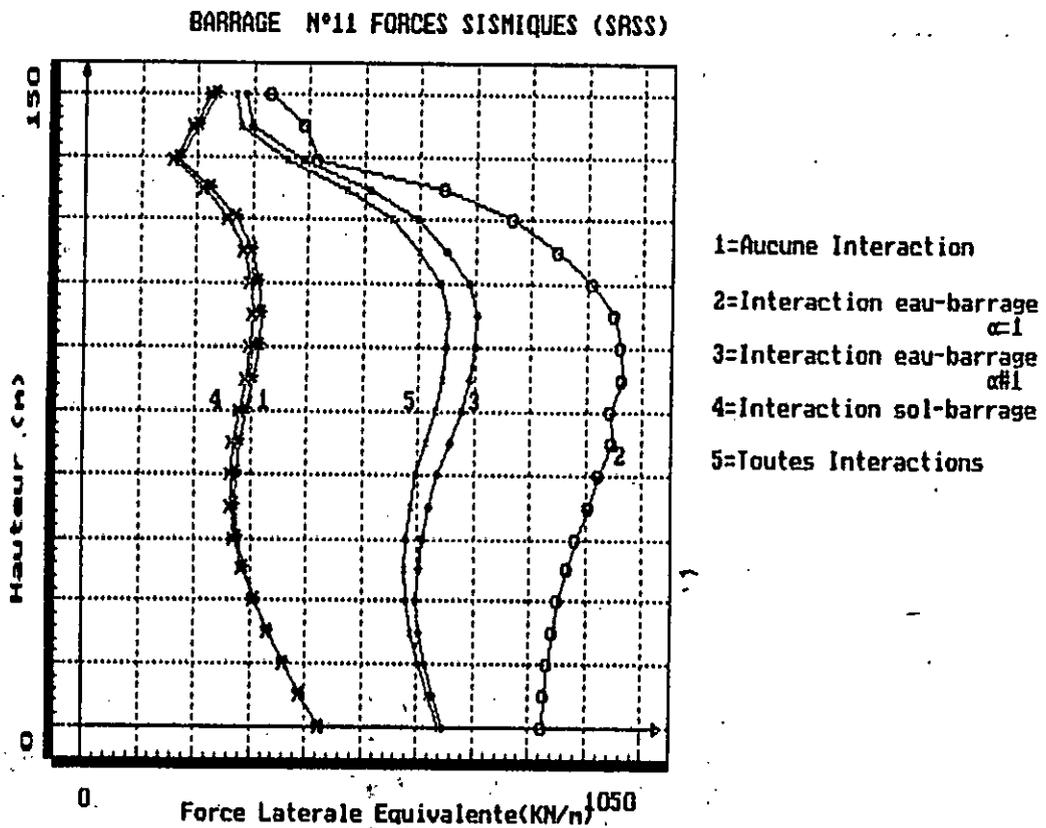
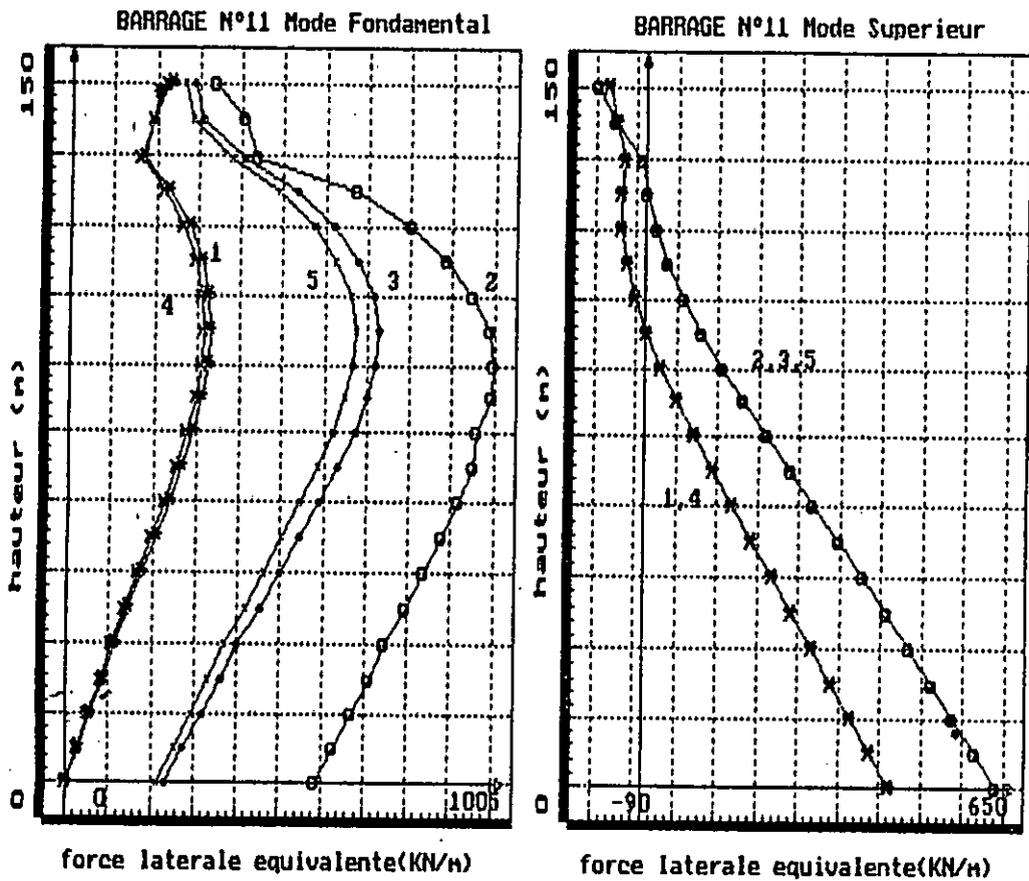


Fig. 11 - Variation des forces latérales équivalentes du Barrage N°11

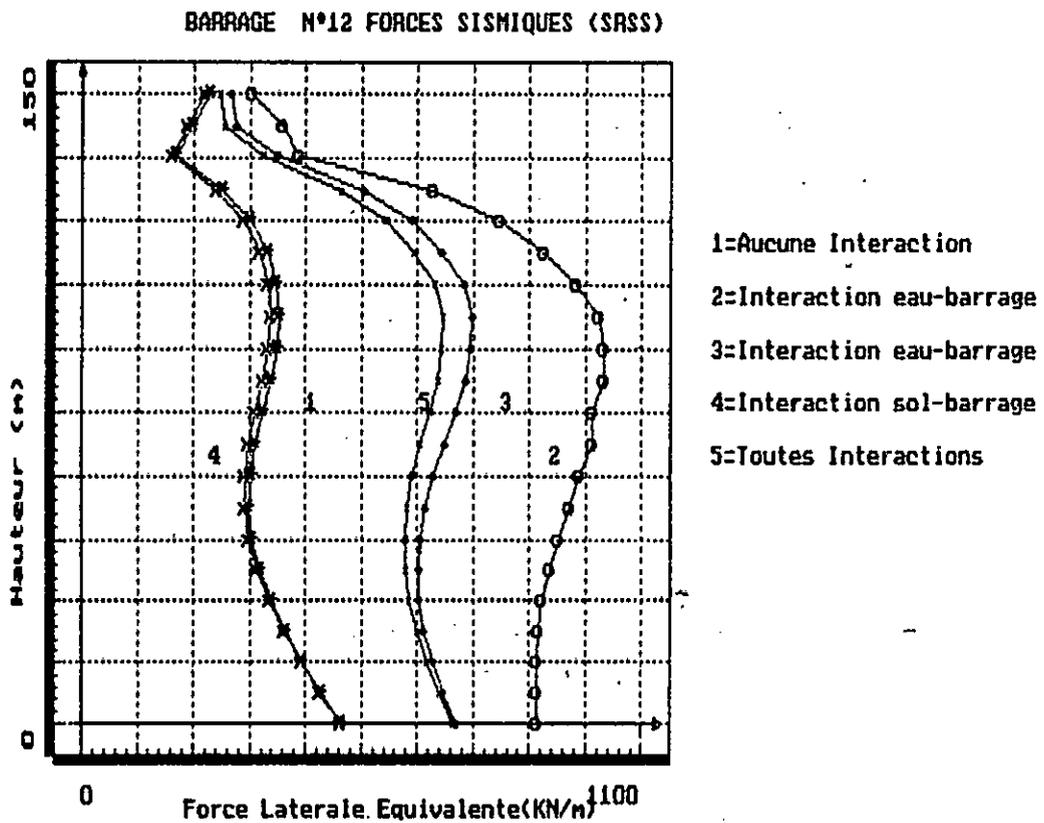
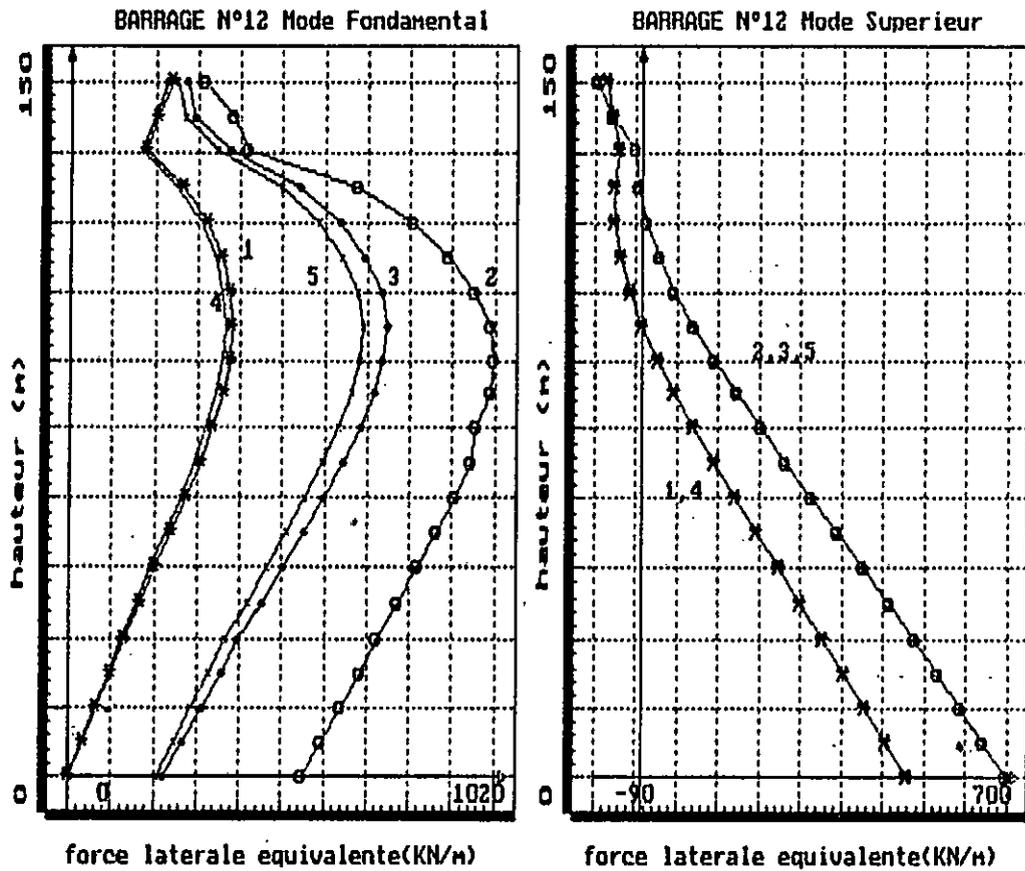


Fig. 12 - Variation des forces latérales équivalentes du Barrage N° 12

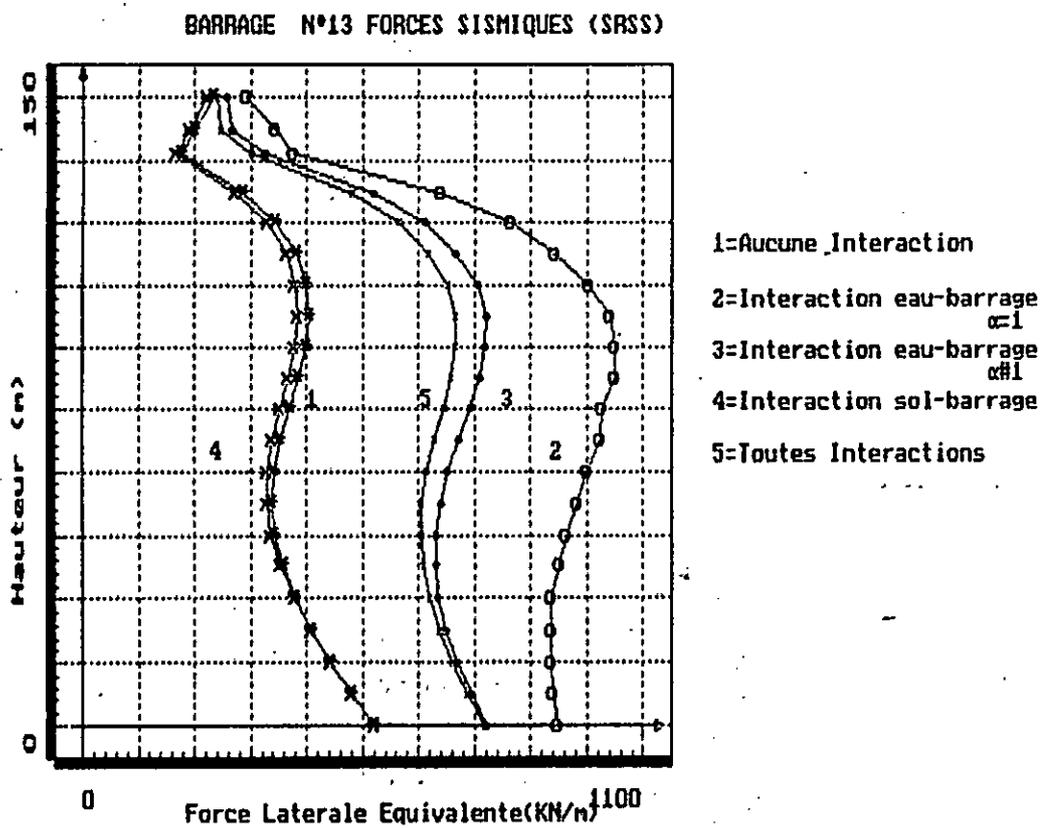
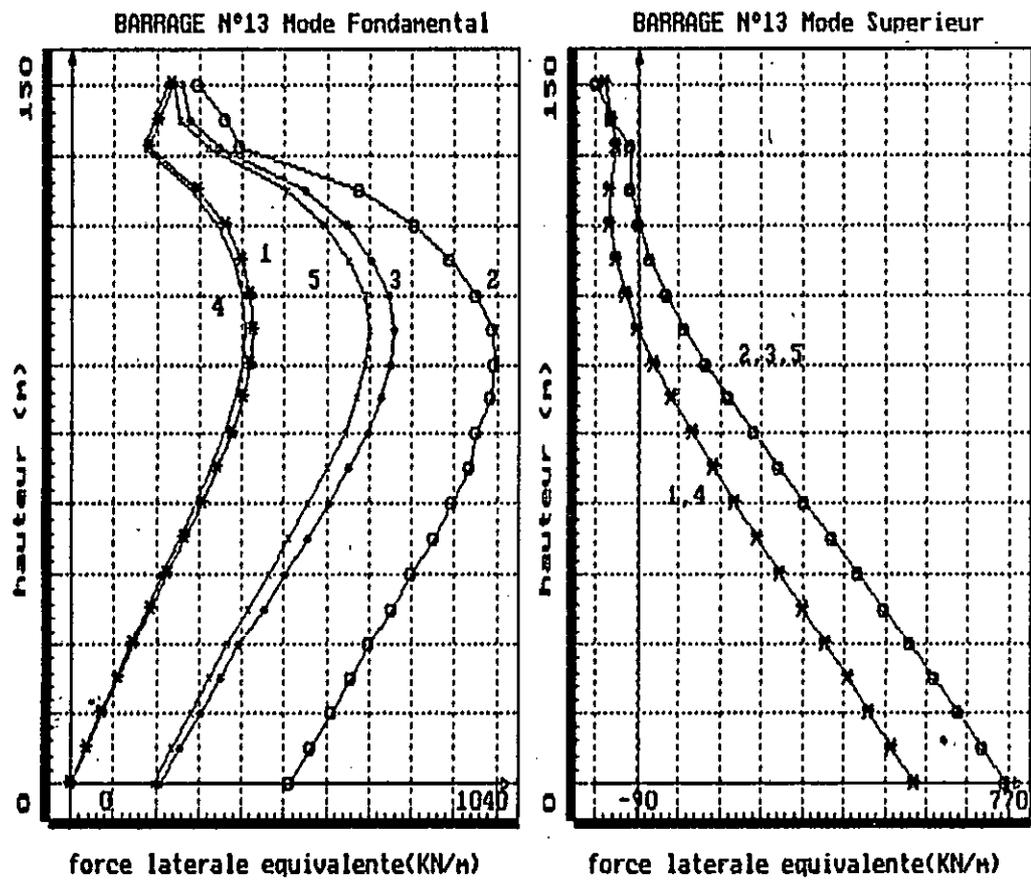


Fig. 13 - Variation des forces latérales équivalentes du Barrage N° 13

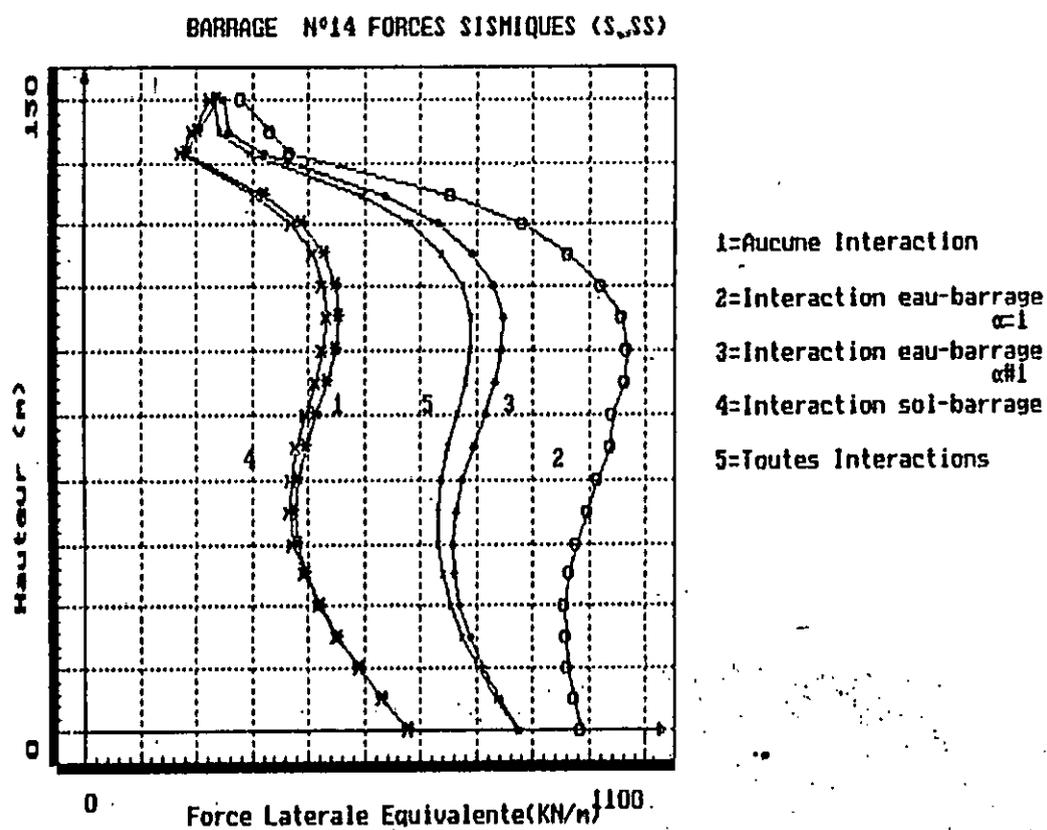
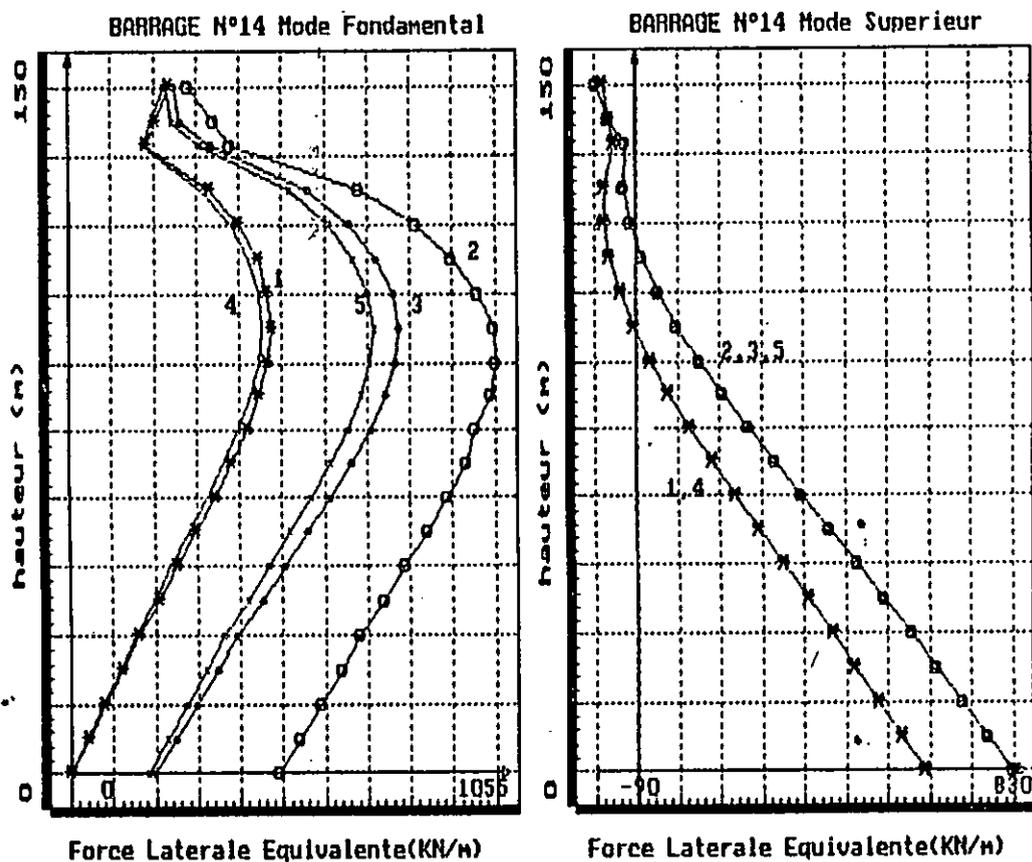
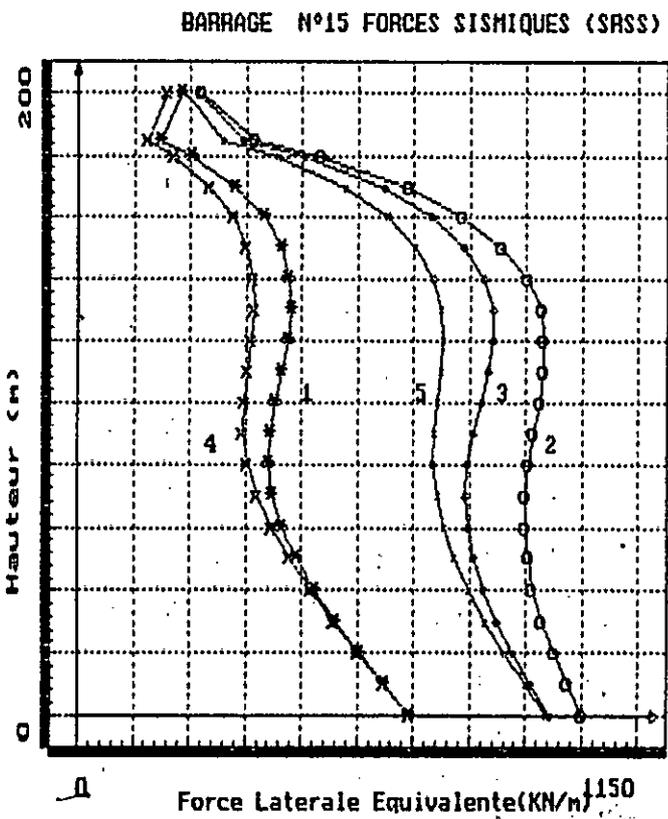
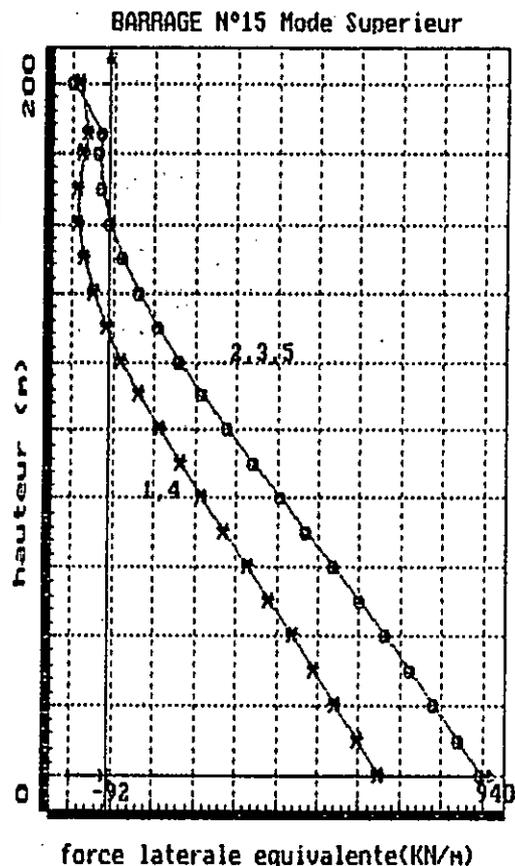
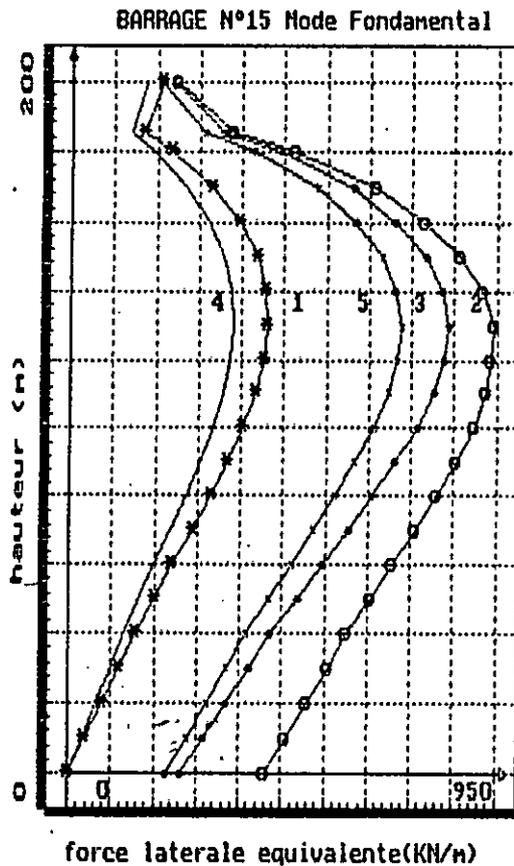


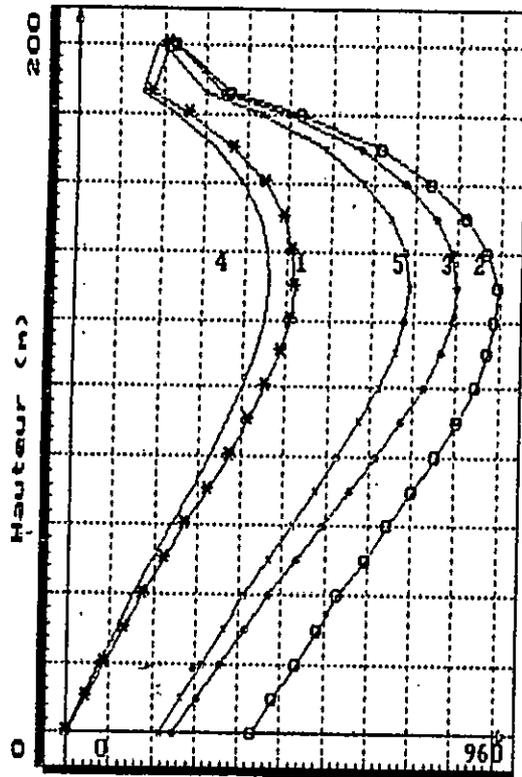
Fig. 14 - Variation des forces latérales équivalentes du Barrage N°14



- 1=Aucune Interaction
- 2=Interaction eau-barrage $\alpha=1$
- 3=Interaction eau-barrage $\alpha \neq 1$
- 4=Interaction sol-barrage
- 5=Toutes Interactions

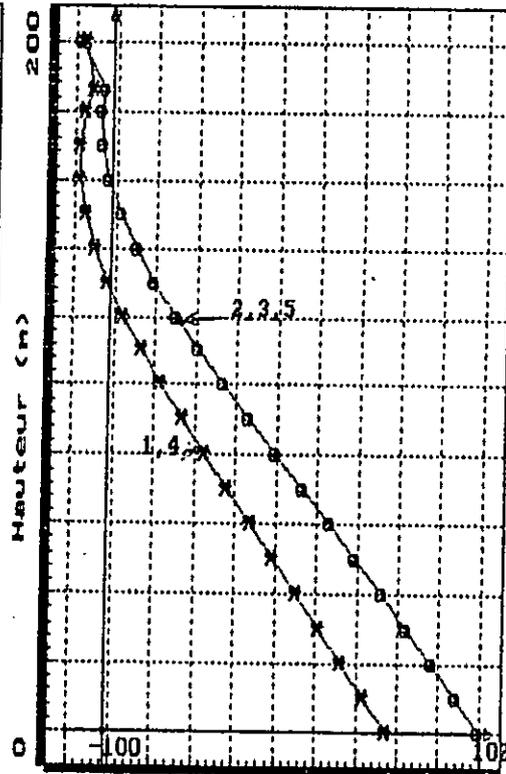
Fig 15 - VARIATIONS DES FORCES LATERALES EQUIVALENTES BARRAGE N° 15

BARRAGE N°16 Mode Fondamental



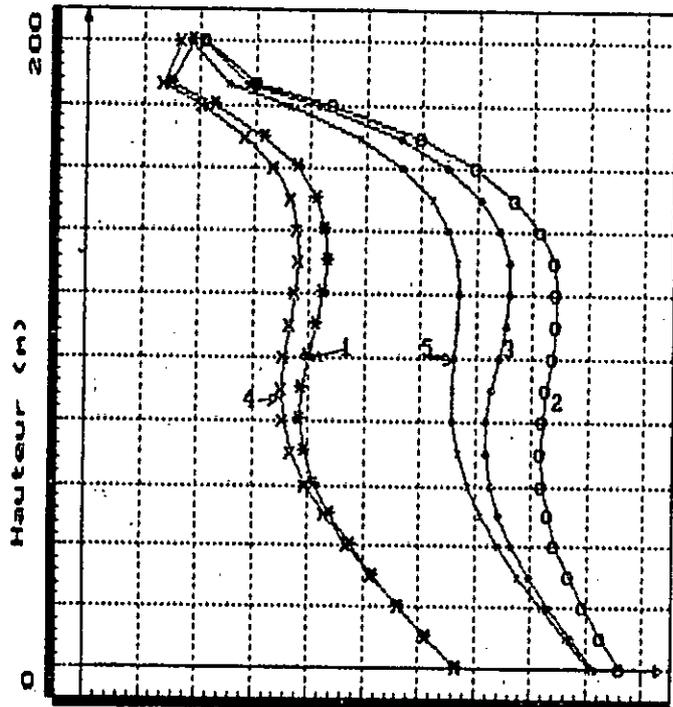
Force Laterale Equivalente (KN/m)

BARRAGE N°16 Mode Superieur



Force Laterale Equivalente (KN/m)

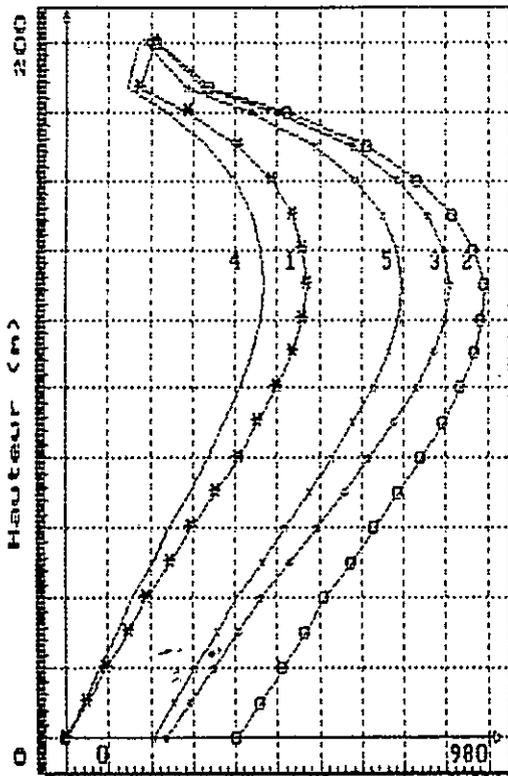
BARRAGE N°16 FORCES SISMIQUES (SRSS)



Force Laterale Equivalente (KN/m) 1150

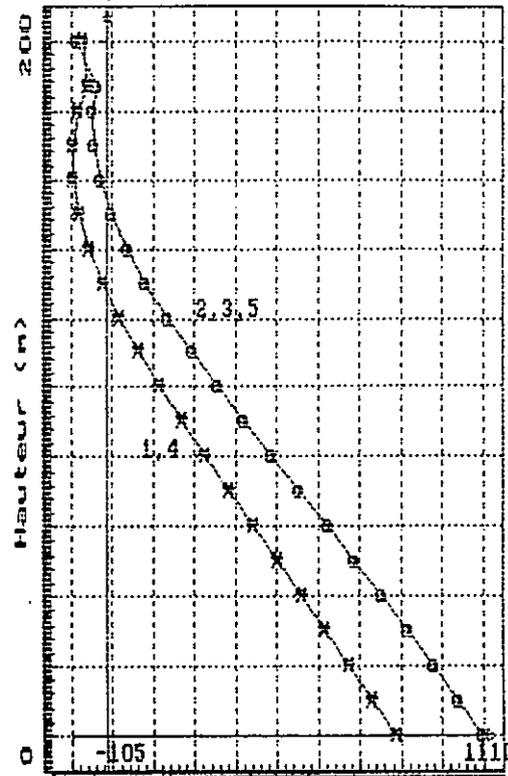
- 1=Aucune Interaction
- 2=Interaction eau-barrage $\alpha = 1$
- 3=Interaction eau-barrage $\alpha \neq 1$
- 4=Interaction sol-barrage
- 5=Toutes Interactions

BARRAGE N°17 Mode Fondamental



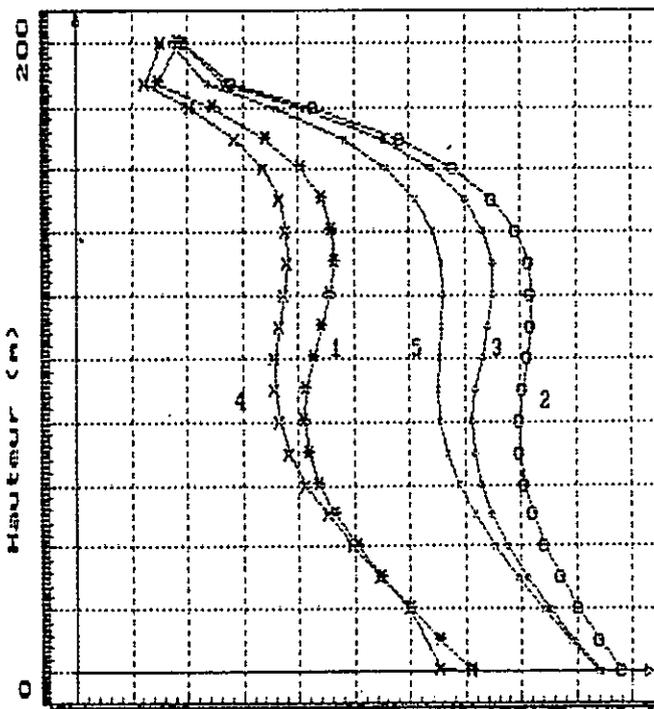
Force Laterale Equivalente(KN/m)

BARRAGE N°17 Mode Superieur



Force Laterale Equivalente(KN/m)

BARRAGE N°17 FORCES SISMQUES (SRSS)

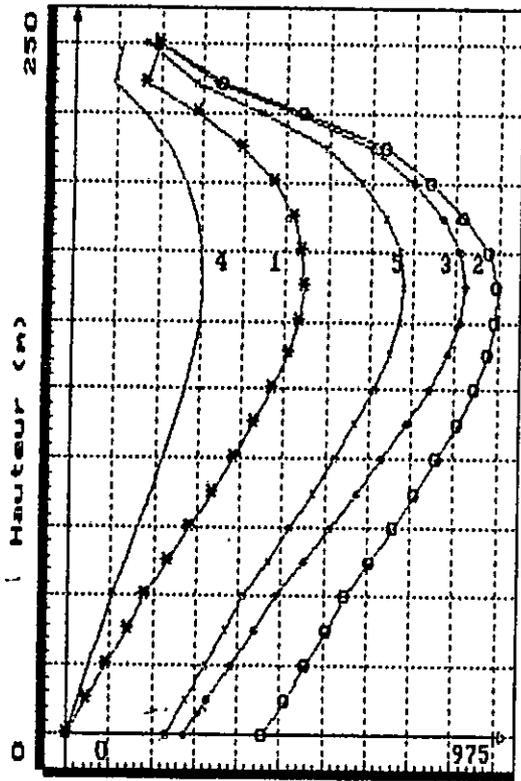


Force Laterale Equivalente(KN/m)

- 1=Aucune Interaction
- 2=Interaction eau-barrage
- 3=Interaction eau-barrage
- 4=Interaction sol-barrage
- 5=Toutes Interactions

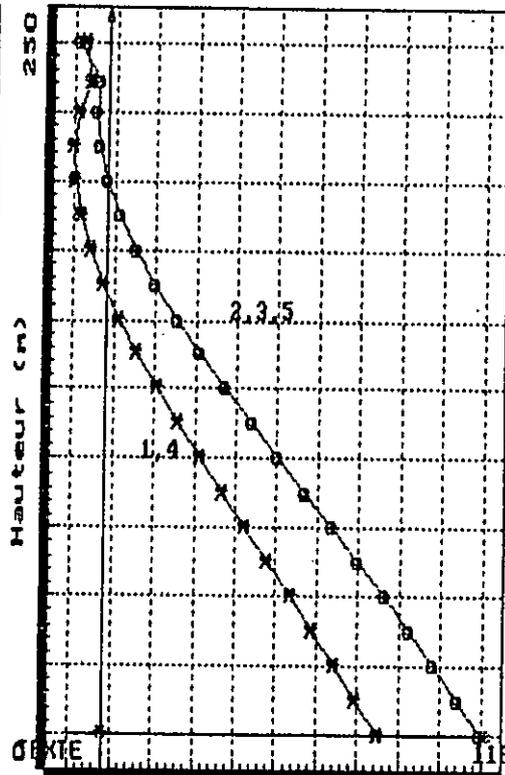
Fig. 17 - Variation des forces laterales equivalentes Barrage N° 17

BARRAGE N°18 Mode Fondamental



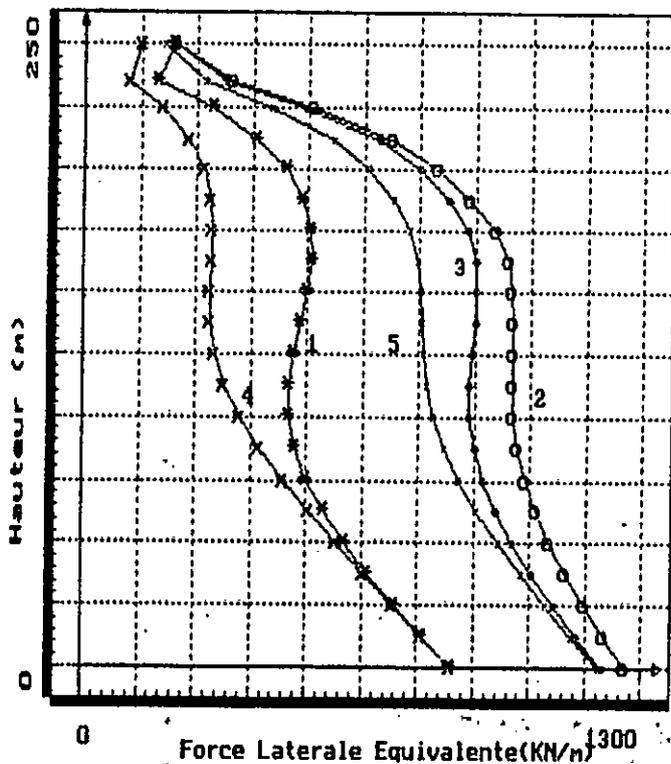
Force Laterale Equivalente(KN/m)

BARRAGE N°18 Mode Superieur



Force Laterale Equivalente(KN/m)

BARRAGE N°18 FORCES SISMQUES (SRSS)

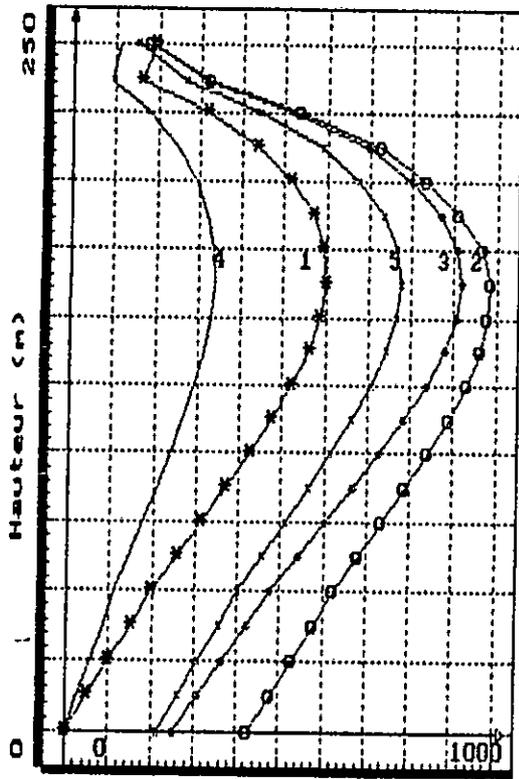


Force Laterale Equivalente(KN/m)

- 1=Aucune Interaction
- 2=Interaction eau-barrage $\alpha = 1$
- 3=Interaction eau-barrage $\alpha \neq 1$
- 4=Interaction sol-barrage
- 5=Toutes Interactions

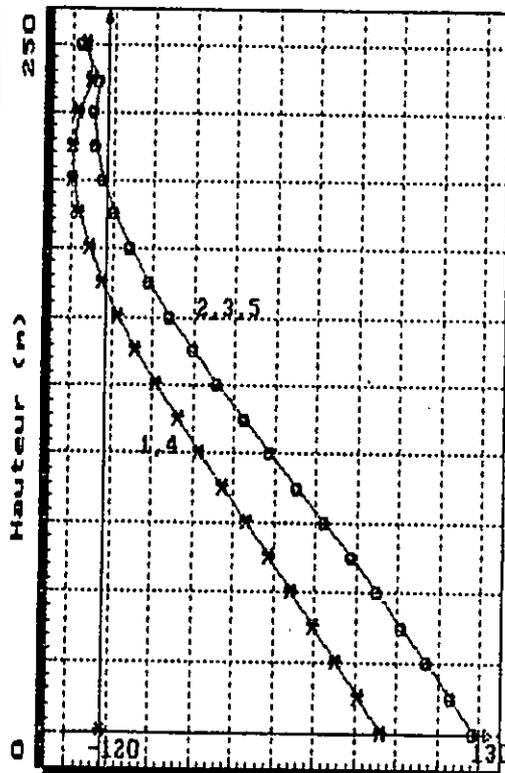
Fig 18 - VARIATIONS DES FORCES LATERALES EQUIVALENTES

BARRAGE N°19 Mode Fondamental



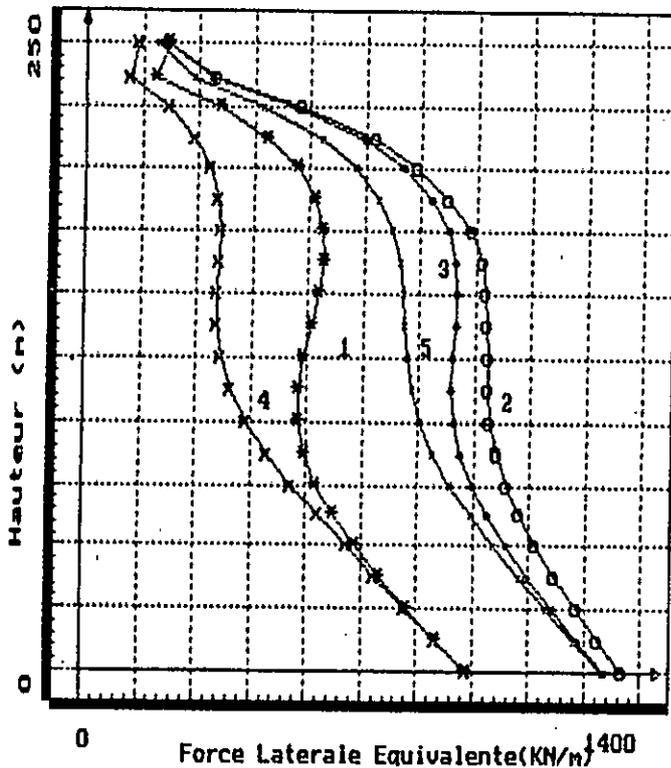
Force Laterale Equivalente (KN/m)

BARRAGE N°19 Mode Superieur



Force Laterale Equivalente (KN/m)

BARRAGE N°19 FORCES SISMIQUES (SRSS)

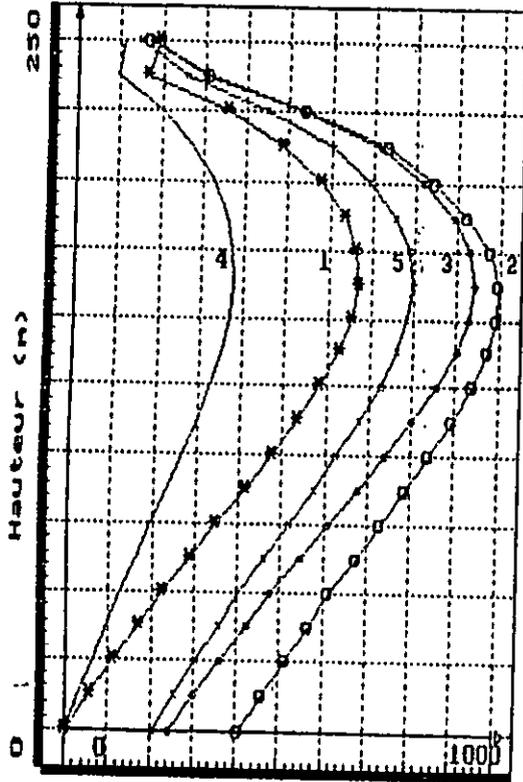


- 1= Aucune Interaction
- 2= Interaction eau-barrage $\alpha = 1$
- 3= Interaction eau-barrage $\alpha \neq 1$
- 4= Interaction sol-barrage
- 5= Toutes Interactions

Fig 19 - VARIATIONS DES FORCES LATERALES EQUIVALENTES

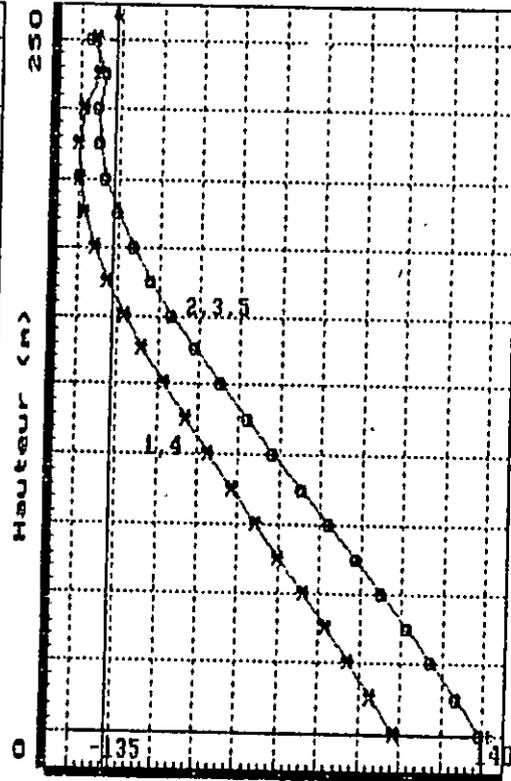
BARRAGE N° 19

BARRAGE N°20 Mode Fondamental



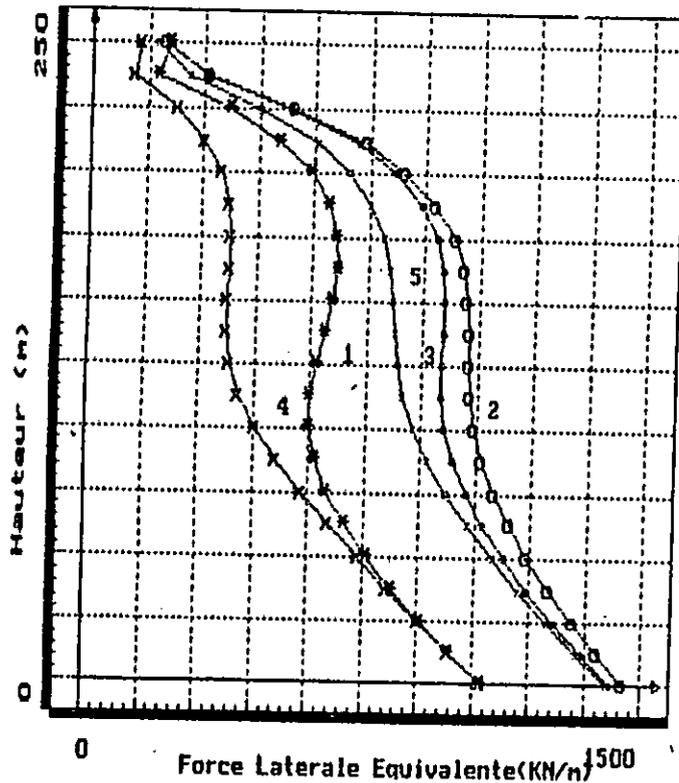
force laterale equivalente(KN/m)

BARRAGE N°20 Mode Superieur



force laterale equivalente(KN/m)

BARRAGE N°20 FORCES SISMQUES (SRSS)



1=Aucune Interaction

2=Interaction eau-barrage $\alpha=1$

3=Interaction eau-barrage $\alpha \neq 1$

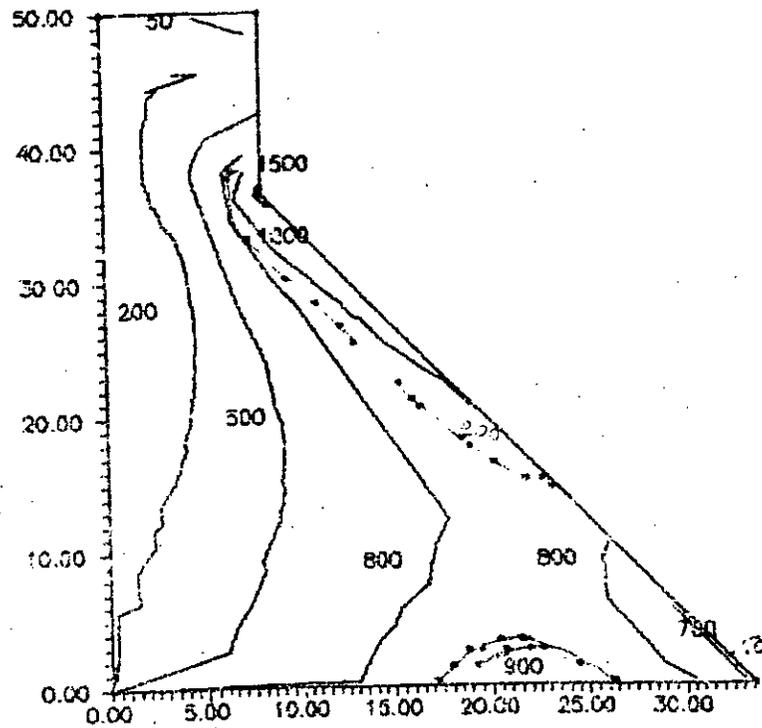
4=Interaction sol-barrage

5=Toutes Interactions

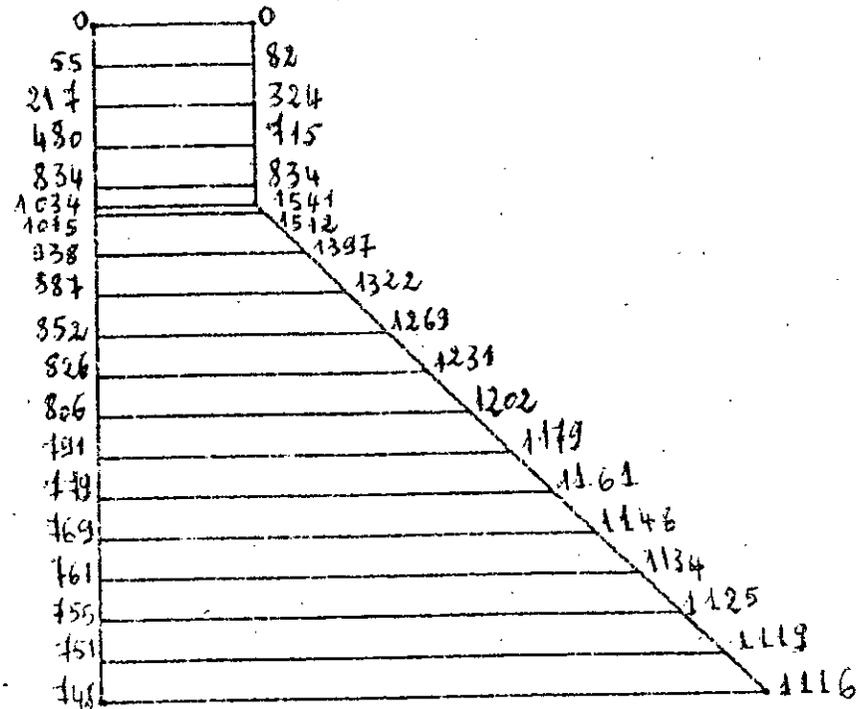
Fig 20 - VARIATIONS DES FORCES LATERALES EQUIVALENTES BARRAGE N° 20

ANNEXE C

BARRAGE 4 H = 50m et B = 33.6m



SOLUTION PAR M.E.F



SOLUTION PAR LA R.D.M.

Figure 1: Contraintes Principales Maximales (kPa) du barrage de Hauteur 50 m et de Base 33.6 m sous la Composante Accélérométrique S69E du Séisme de Taft. Interaction Sol-Fluide-Barrage.

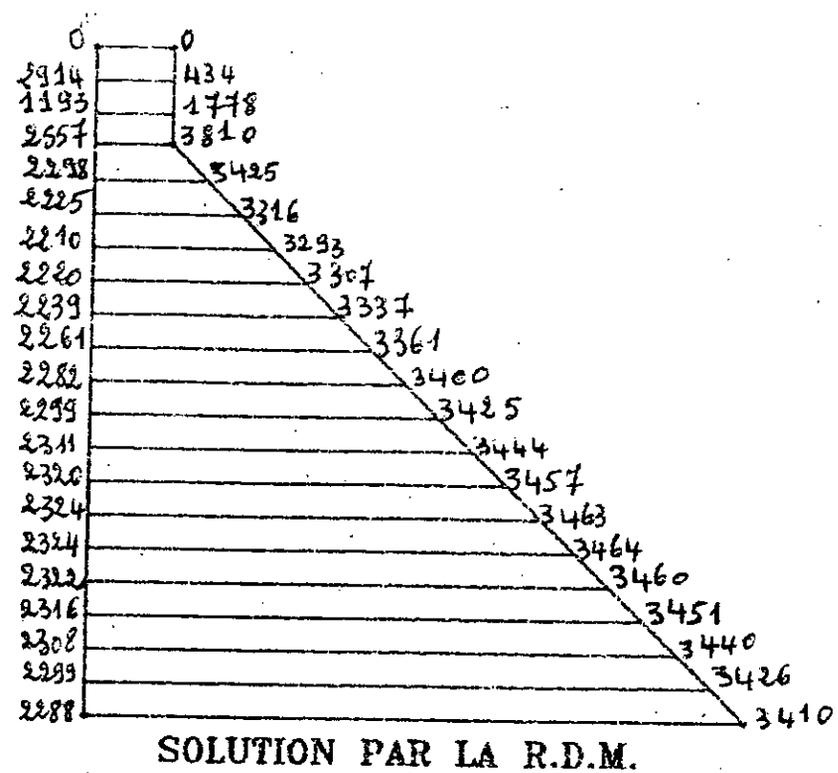
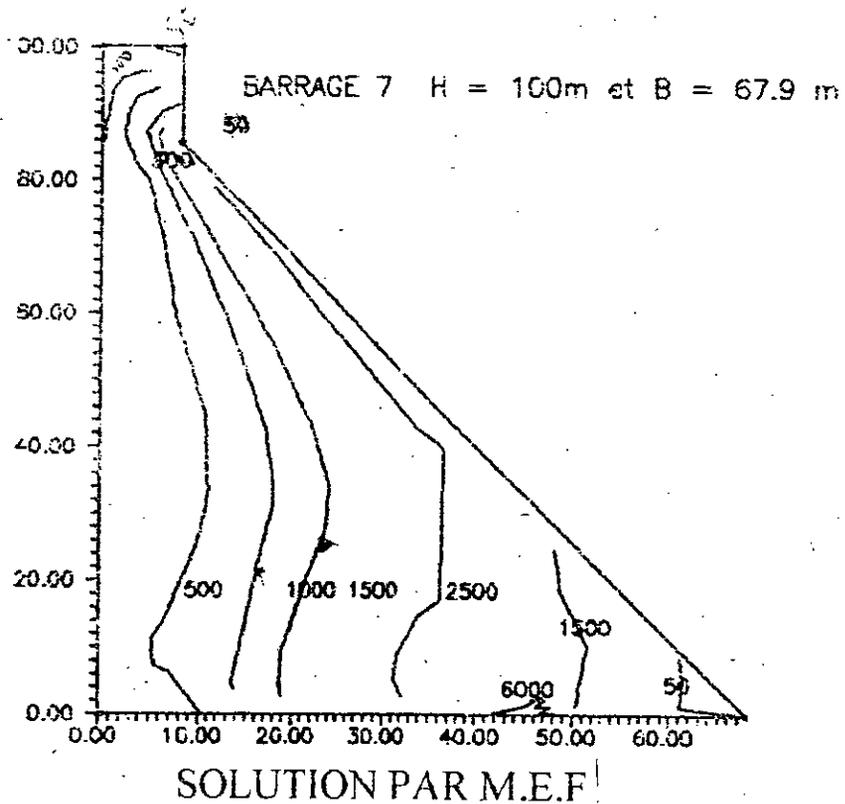


Figure 2: Contraintes Principales Maximales (kPa) du barrage de Hauteur 100 m et de Base 67.9m sous la Composante Accélérométrique S69E du Séisme de Taft. Interaction Sol-Fluide-Barrage.

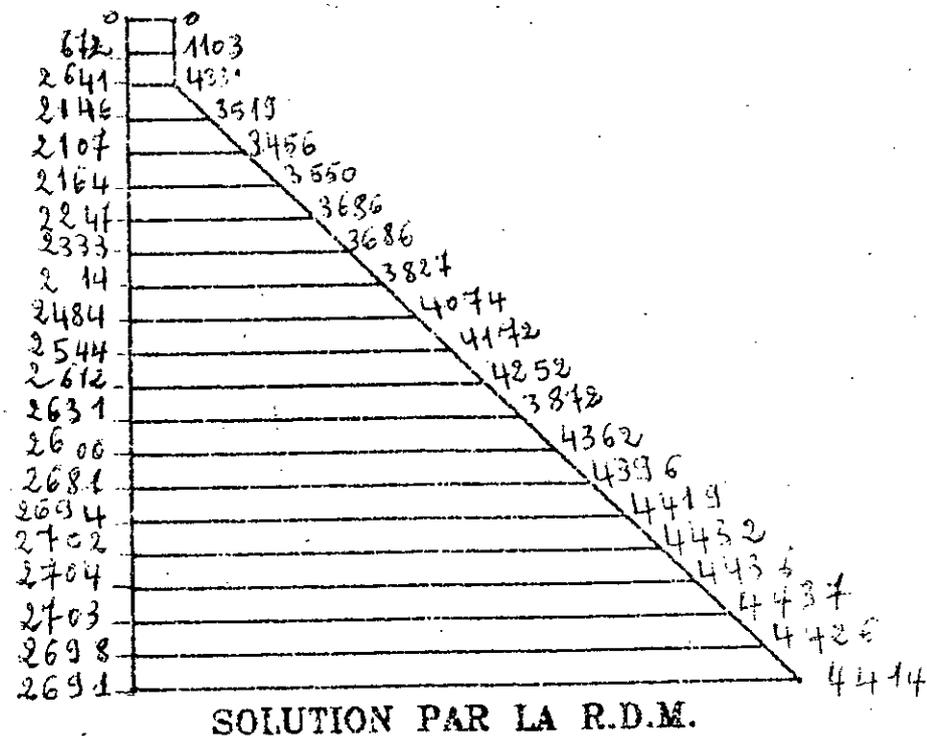
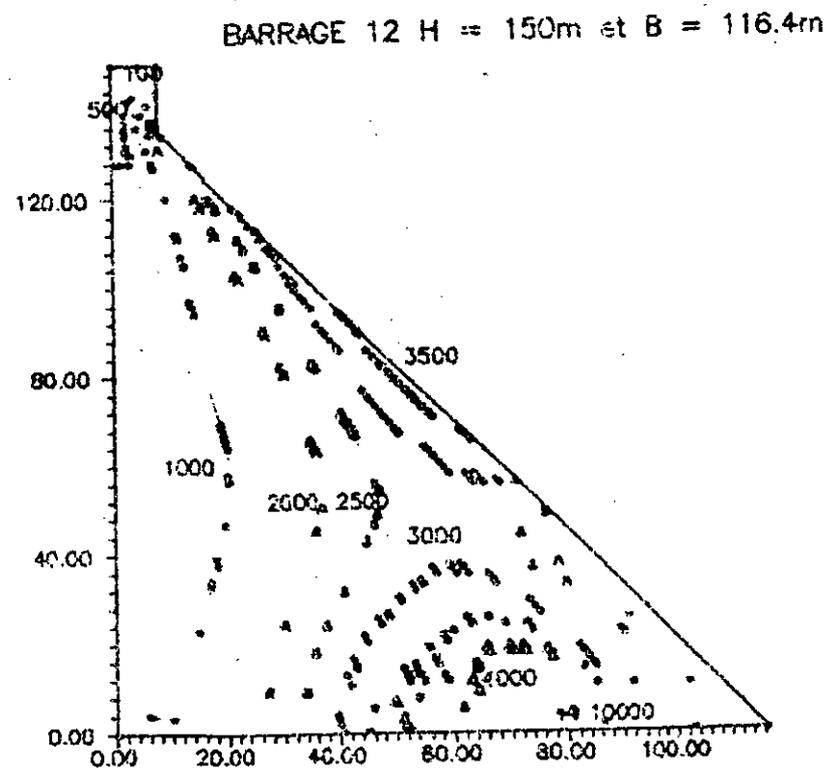


Figure 3: Contraintes Principales Maximales (kPa) du barrage de Hauteur 150 m et de Base 116.4m sous la Composante Accélérométrique S69E du Séisme de Taft. Interaction Sol-Fluide-Barrage.

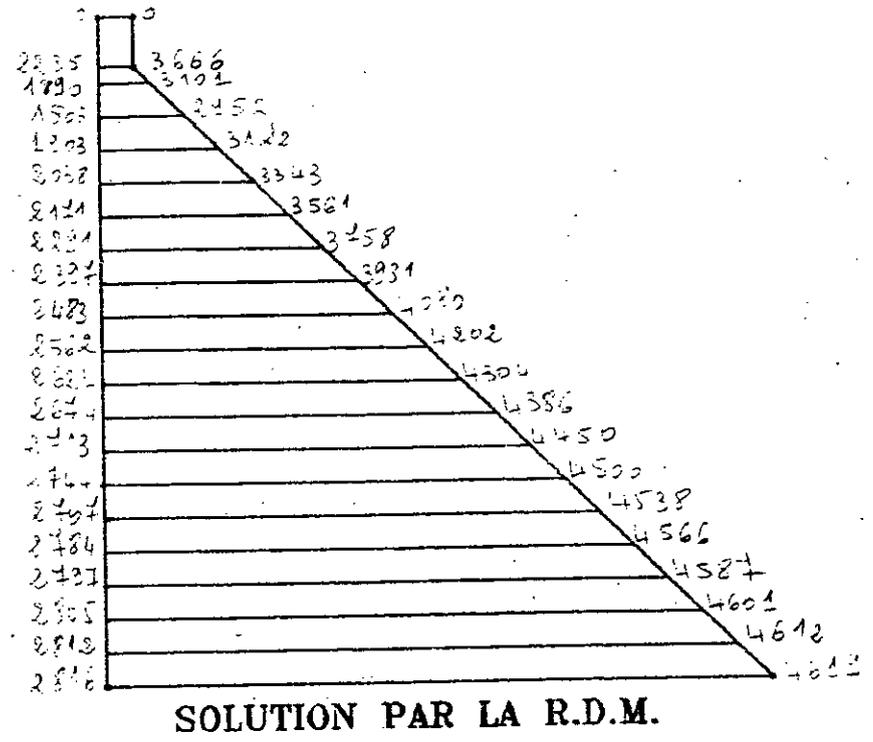
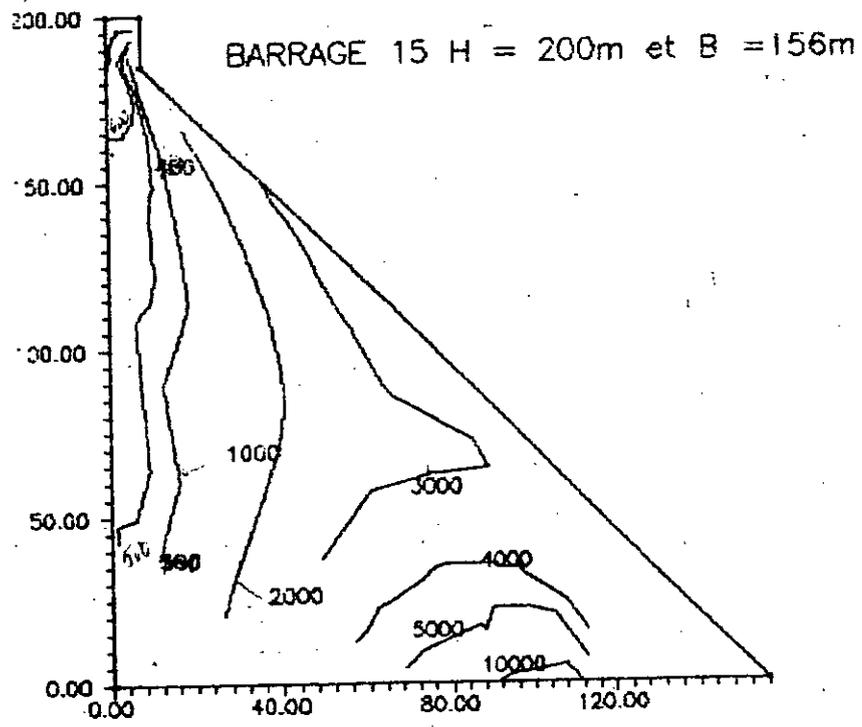
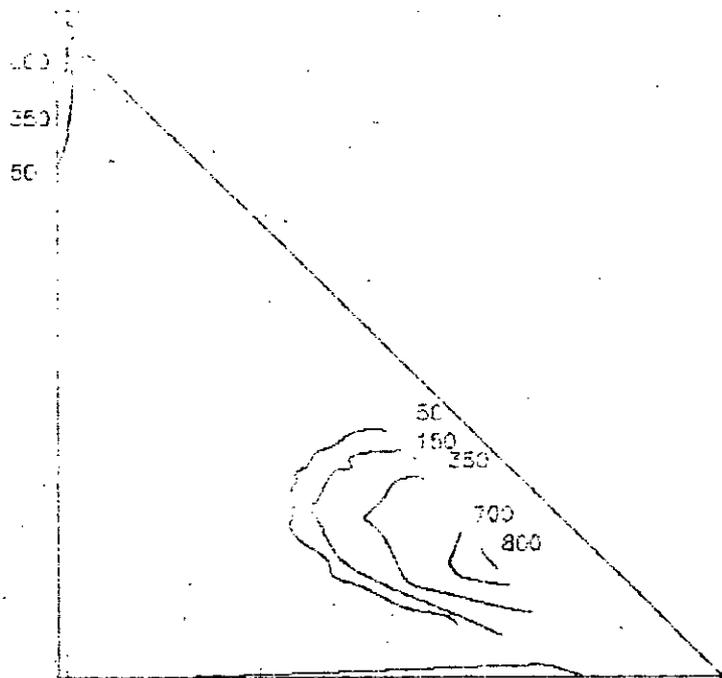
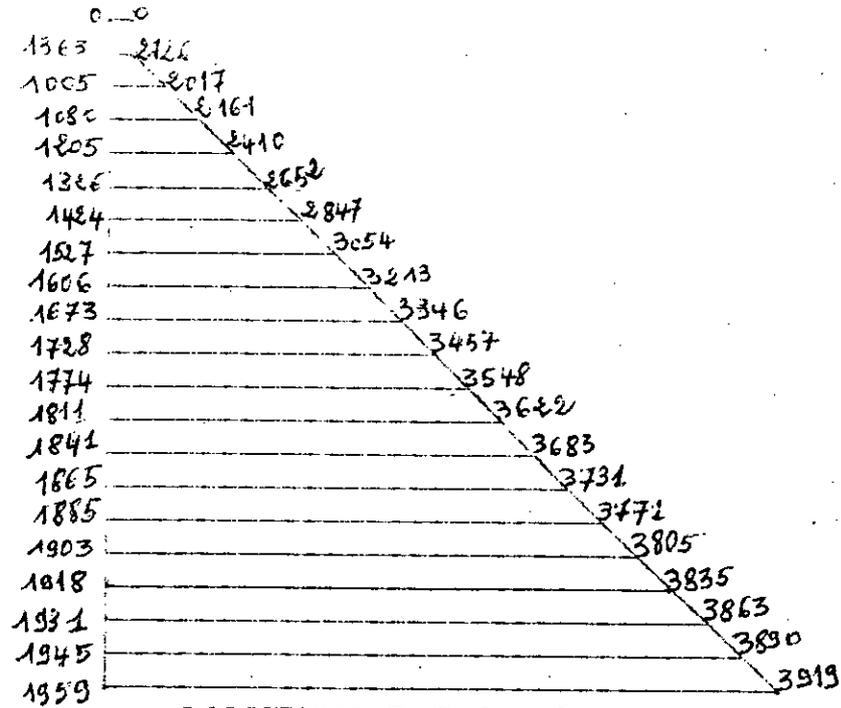


Figure 4: Contraintes Principales Maximales (kPa) du barrage de Hauteur 200 m et de Base 156 m sous la Composante Accélérométrique S69E du Séisme de Taft. Interaction Sol-Fluide-Barrage.

CONTRAINTES PRINCIPALES MAXIMEN/m²)
 TERRAËF 20 (toutes interactions)



SOLUTION PAR LA M.E.F. 3000



SOLUTION PAR LA R.D.M.

Figure 5: Contraintes Principales Maximales (kPa) du barrage de Hauteur 250 m et de Base 245 m sous la Composante Accélérométrique S69E du Séisme de Taft. Interaction Sol-Fluide-Barrage.

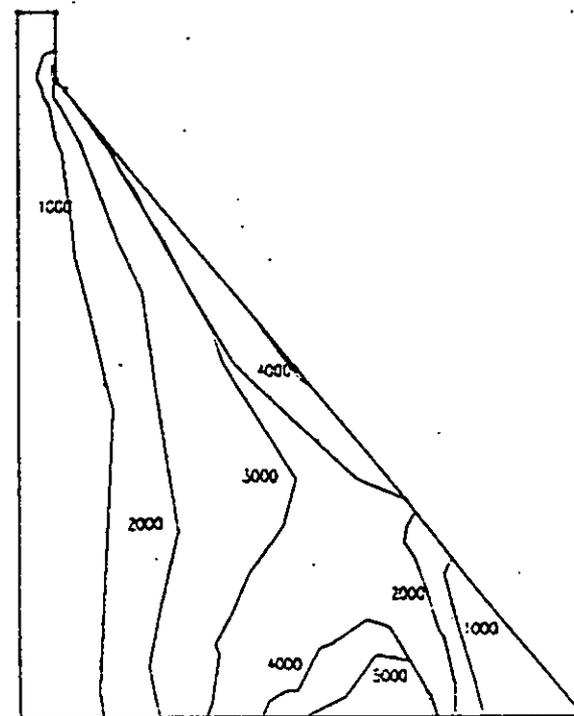
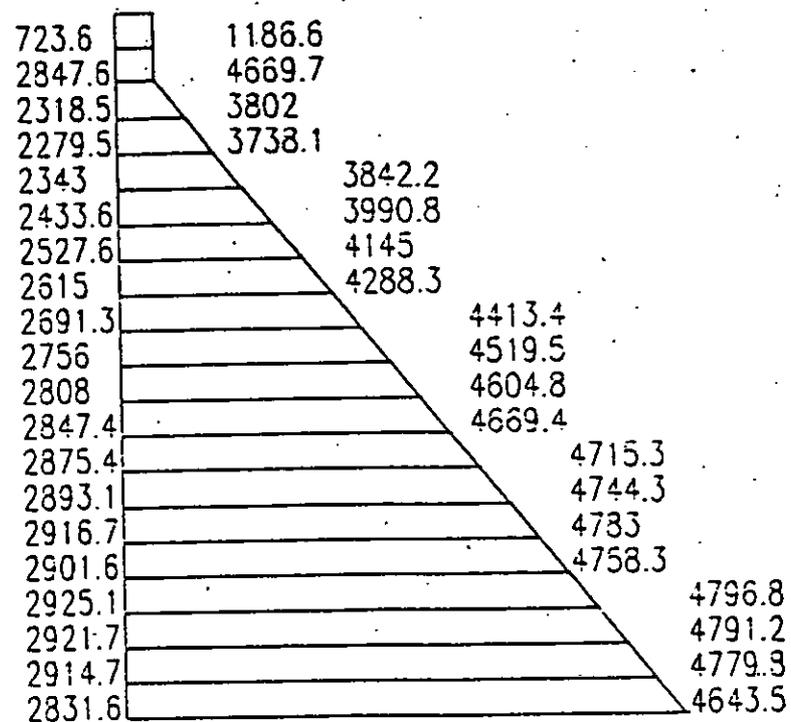


Figure 6: Contraintes Principales Maximales (kpa) du Barrage de Hauteur 150 m et de Base 116.4 m sous la Composante Accélérométrique S69E du Seisme de Taft. Interaction Fluide-Barrage. Contraintes Initiales Exclues

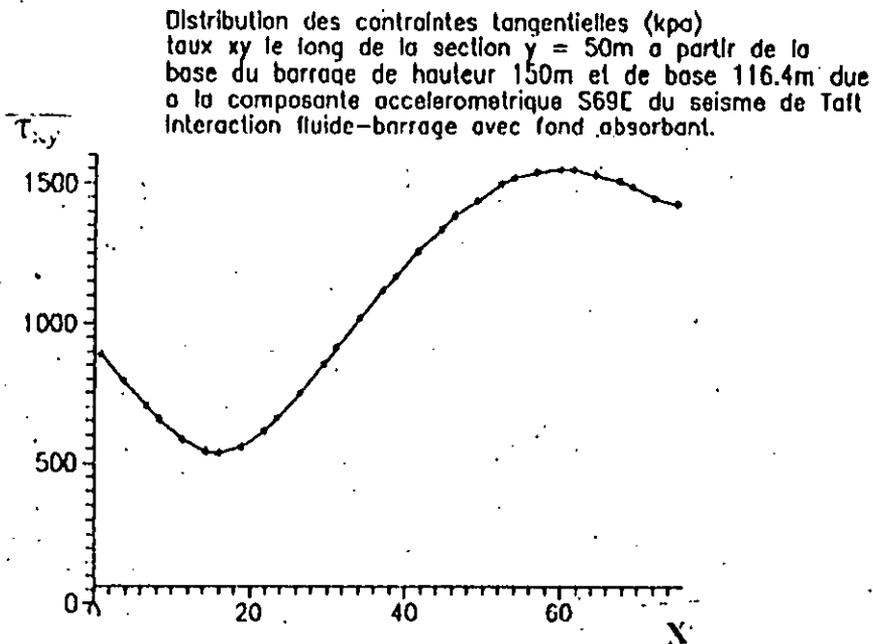
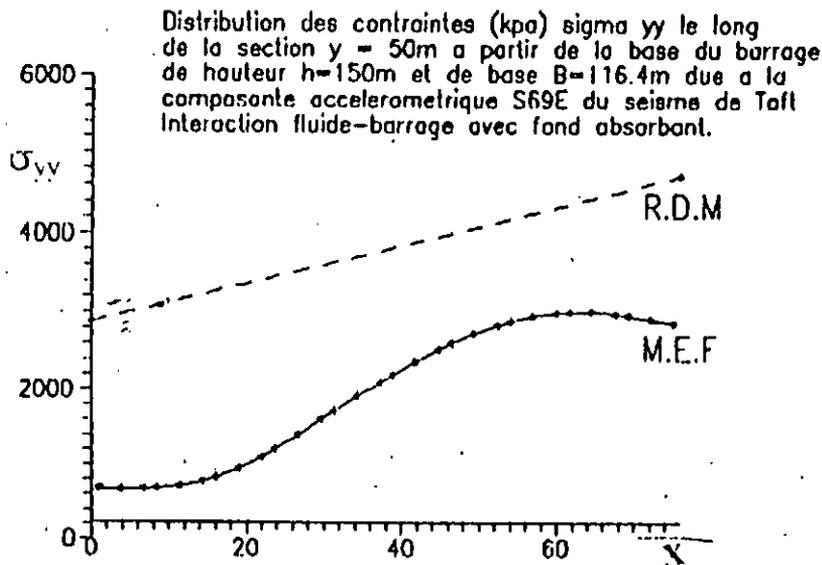
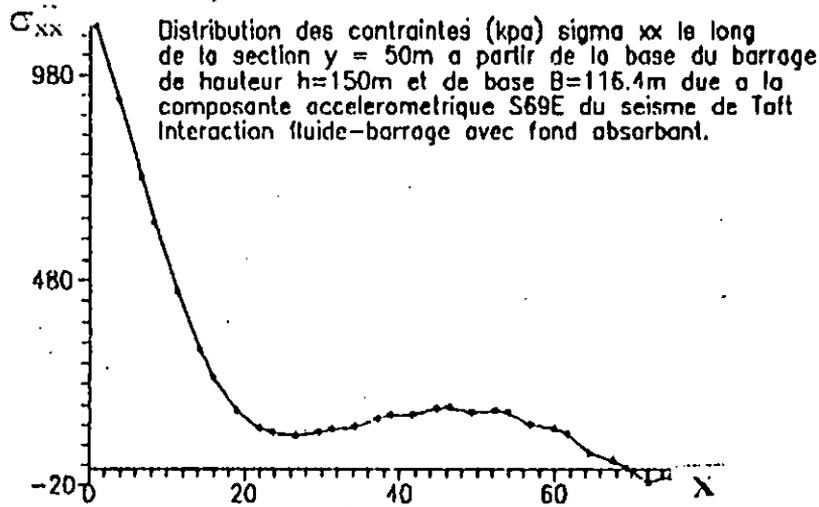


Figure 7: Distribution des contraintes le long d'une section $y = 50$ mètres a partir de la base du barrage de hauteur 150 m et de base 116.40 m dues a la composante accélérométrique S69E du seisme de Taft (Interaction fluide-barrage).

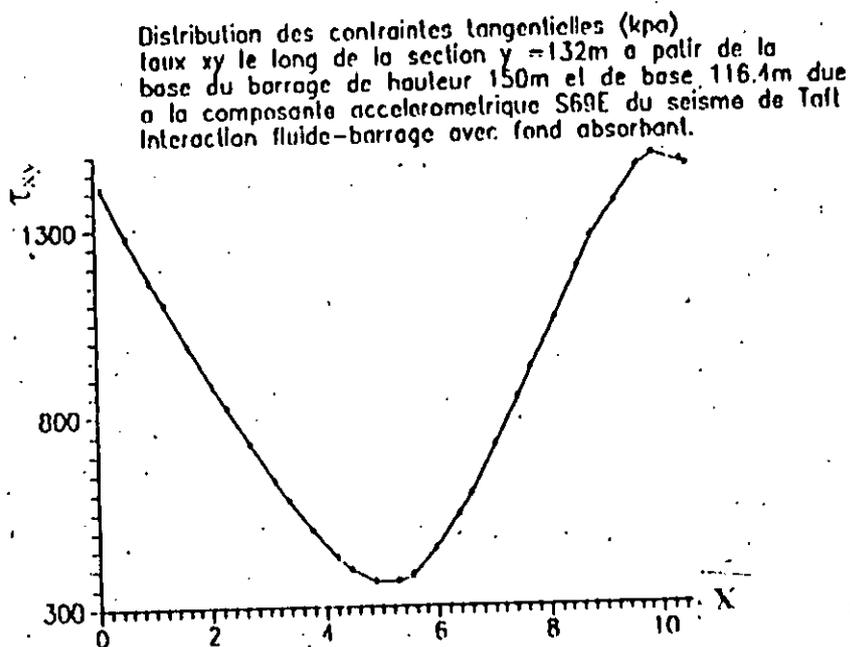
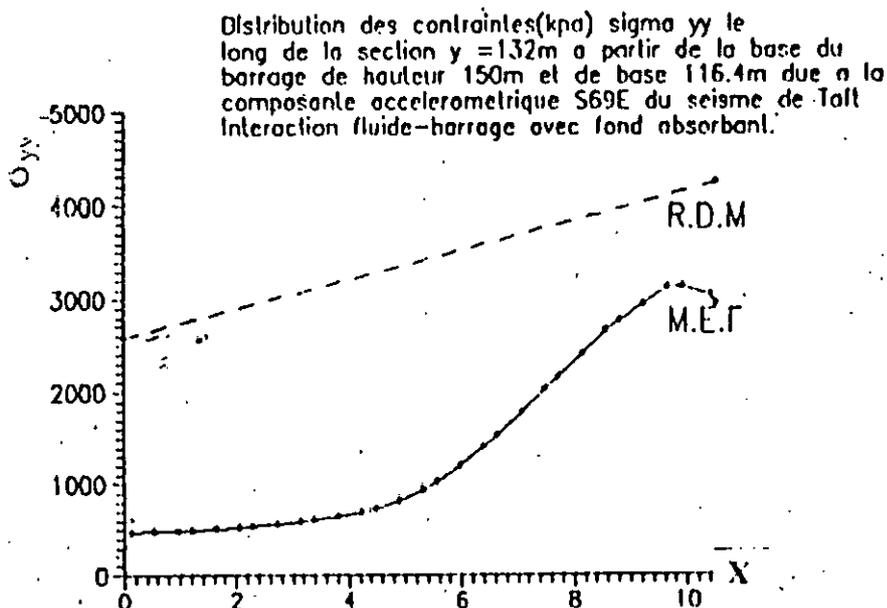
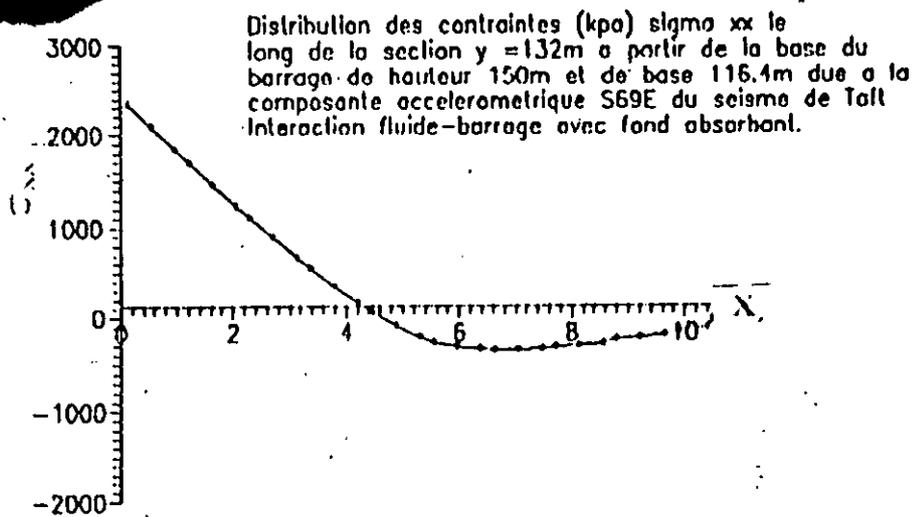


Figure 8: Distribution des contraintes le long d'une section $y = 132$ mètres à partir de la base du barrage de hauteur 150 m et de base 116.40 dues à la composante accélérométrique S69E du séisme de Taft (Interaction fluide-barrage).