

analyse dynamique non-linéaire et tridimensionnelle d'un barrage en terre

J.H. PREVOST, A.M. ABDEL-GHAFFAR et S.J. LACY

Department of Civil Engineering

Princeton university *

Résumé

Les résultats numériques présentés illustrent les effets de la non-linéarité et de la tridimensionnalité sur le comportement dynamique d'un barrage en terre soumis à des effets sismiques. L'analyse est basée sur une modélisation numérique du barrage par la méthode des éléments finis. Les comportements non-linéaires et hystérétiques des matériaux sont modélisés à l'aide d'un modèle élasto-plastique à surfaces d'écrouissage multiples. L'intégration numérique dans le temps des équations non-linéaires est effectuée pas à pas. Deux tremblements de terre ont été considérés : l'un modéré (0,22 g, durée : 35s), l'autre fort (1,2 g, durée : 15 s), avec des caractéristiques dynamiques (en fréquences) très différentes. Des études comparatives ont été effectuées :

- i. entre les analyses non-linéaires bidimensionnelles et tridimensionnelles ;
- ii. entre les analyses linéaires (modèle visqueux) et non-linéaires (élasto-plastiques) ;
- iii. entre les réponses mesurées et calculées du barrage soumis à un tremblement de terre.

Abstract

The following investigations are presented : (i) comparison between the results of 2D nonlinear and 3D nonlinear dynamic finite-element analyses of an earth dam subject to two very different input ground motions, (ii) comparison between linear and nonlinear analyses, and (iii) comparison between measured and computed earthquake responses of the dam. The study is based on rigorous nonlinear hysteretic analyses utilizing a multi-surface plasticity theory. The backbone shear stress-strain curve is assumed hyperbolic and symmetrical about the origin. Detailed comparisons of induced stresses, strains, accelerations, and permanent deformations at various locations in the dam are presented. The effects of three-dimensionality on the dynamic response, particularly on resulting permanent deformations, are assessed. The suitability of 2D analyses in determining the dynamic behavior of such structures is evaluated. Finally, the inadequacy of linear earthquake response analyses for earth dams is confirmed.

* Princeton, N.J. 08544, USA.

1. INTRODUCTION

Les barrages en terre sont de grandes structures tridimensionnelles et non-homogènes, construites avec des matériaux anélastiques. En conséquence, l'analyse ou, mieux encore, la prédiction de leurs comportements dynamiques sous sollicitations sismiques est très difficile. C'est pourquoi les méthodes employées dans la pratique courante ont beaucoup d'hypothèses simplificatrices. C'est ainsi, par exemple, qu'il est courant de modéliser la réponse dans la direction amont-aval en utilisant un modèle unidimensionnel linéaire) de poutre triangulaire (HATANAKA, 1955; MARTIN, 1965; ABDEL-GHAFFAR et SCOTT, 1979; GAZETAS, 1981; AMBRASEYS, 1960), bien que des mesures sur site (cf., ABDEL-GHAFFAR et SCOTT, 1979) indiquent qu'un tel modèle en général ne représente pas bien le comportement réel de la structure.

Les résultats récents du calcul sur ordinateur rendent aujourd'hui possible une analyse dynamique plus complète incorporant des effets complexes tels que ceux dus à la tridimensionnalité et au comportement non-linéaire des matériaux. Plusieurs investigations ont déjà été consacrées à l'étude de l'effet de la tridimensionnalité sur la réponse (ABDEL-GHAFFAR et KOH, 1982; MAKDISI et al., 1982; MEJIA et al., 1982; OHMACHI et al., 1982). D'autres ont examiné les conditions sous lesquelles la tridimensionnalité pourrait contribuer de façon importante à la réponse (VRYMOED, 1981; MEJIA et SEED, 1983). Cependant, il faut noter que dans toutes ces analyses, le comportement non-linéaire des matériaux a été pris en compte en utilisant des propriétés linéaires équivalentes et une procédure itérative pour obtenir des modules élastiques et des amortissements visqueux compatibles avec la déformation calculée dans chaque zone de barrage. Bien que cette procédure itérative semble converger dans presque tous les cas pratiques où elle a été utilisée, il est vrai cependant qu'il reste encore beaucoup de questions quant à la validité de ses hypothèses simplificatrices et quant au domaine de validité pour son application pratique (en particulier quand elle est utilisée pour calculer la réponse non-linéaire d'un ouvrage soumis à un fort effet sismique).

Les résultats numériques présentés ci-après illustrent les effets de la non-linéarité et de la tridimensionnalité sur le comportement dynamique d'un barrage en terre soumis à des effets sismiques. L'analyse est basée sur une modélisation numérique du barrage par la méthode des éléments finis. Les comportements non-linéaires et hystérétiques des matériaux sont modélisés à l'aide d'un modèle élasto-plastique à surfaces d'écrouissage multiples. L'intégration numérique dans le temps des équations non-linéaires est effectuée pas à pas. Deux tremblements de terre ont été considérés : l'un modéré (0,22 g, durée : 35 s), l'autre fort (1,2 g, durée : = 15 s), avec des caractéristiques dynamiques (en fréquences) très différentes. Des études comparatives ont été effectuées :

- i. entre les analyses non-linéaires bidimensionnelles et tridimensionnelles ;
- ii. entre les analyses linéaires (modèle visqueux) et non-linéaires (élasto-plastiques) ;

et iii. entre les réponses mesurées et calculées du barrage soumis à un tremblement de terre.

Tous les calculs dont les résultats sont reportés ci-après ont été effectués à l'aide du programme *Dynaflon* (PRÉVOST, 1981), développé à l'Université de Princeton (USA).

2. GÉOMÉTRIE CONSIDÉRÉE – MAILLAGE D'ÉLÉMENTS FINIS

Le barrage considéré est celui de Santa-Felicia. C'est un barrage en terre, moderne, construit en 1954-1955, et situé dans la région de Ventura en Californie, à 65 km environ au Nord-Ouest de Los Angeles.

Ce barrage s'élève à une hauteur de 82 m au-dessus de sa fondation la plus basse, et a une longueur en crête maximale de 382,5 m. Ses pentes, amont et aval, sont à 2,25/1 et 2/1, respectivement. Le barrage est équipé d'un noyau central imperméable qui s'élève à partir du rocher avec des pentes à 0,33/1. La figure 1 représente une section transversale à mi-longueur, une section longitudinale et une vue en plan du barrage.

La figure 2.a montre le maillage éléments finis tridimensionnels 3D utilisé pour l'analyse dynamique du barrage. Le maillage est constitué de deux cent cinquante-deux éléments briques isoparamétriques à huit nœuds.

La figure 2.b montre le maillage éléments finis tridimensionnels 3D utilisé pour l'analyse dynamique du barrage. Le maillage est constitué de deux cent cinquante-deux éléments briques isoparamétriques à huit nœuds.

La figure 2.b montre la section transversale maximale (à mi-longueur du barrage).

Le maillage 3D a été construit en étendant horizontalement le long de l'axe longitudinal du barrage les cinquante éléments quadrilatéraux de la figure 2.b jusqu'aux murs de la vallée. A chaque nœud du maillage sont associés trois degrés de liberté en translation.

La section transversale maximale (fig. 2.b) est aussi celle utilisée par la suite pour les calculs dynamiques bidimensionnels 2D. Le maillage dans ce cas est constitué de cinquante éléments isoparamétriques à quatre nœuds, et à chaque nœud sont associés deux degrés de liberté en translation (correspondant à une hypothèse de déformations planes).

Puisque les parois de la vallée sont constitués de rochers, elles sont supposées rigides et les nœuds situés le long de la frontière avec la vallée sont contraints à bouger tous en phase et avec la même amplitude. Evidemment, la validité de cette idéalisation simple qui ne prend pas en compte des effets de site peut être remise en cause. Cependant, l'état des connaissances actuelles ne fournit pas de méthodologie claire et définie pour prendre en compte les effets de site.

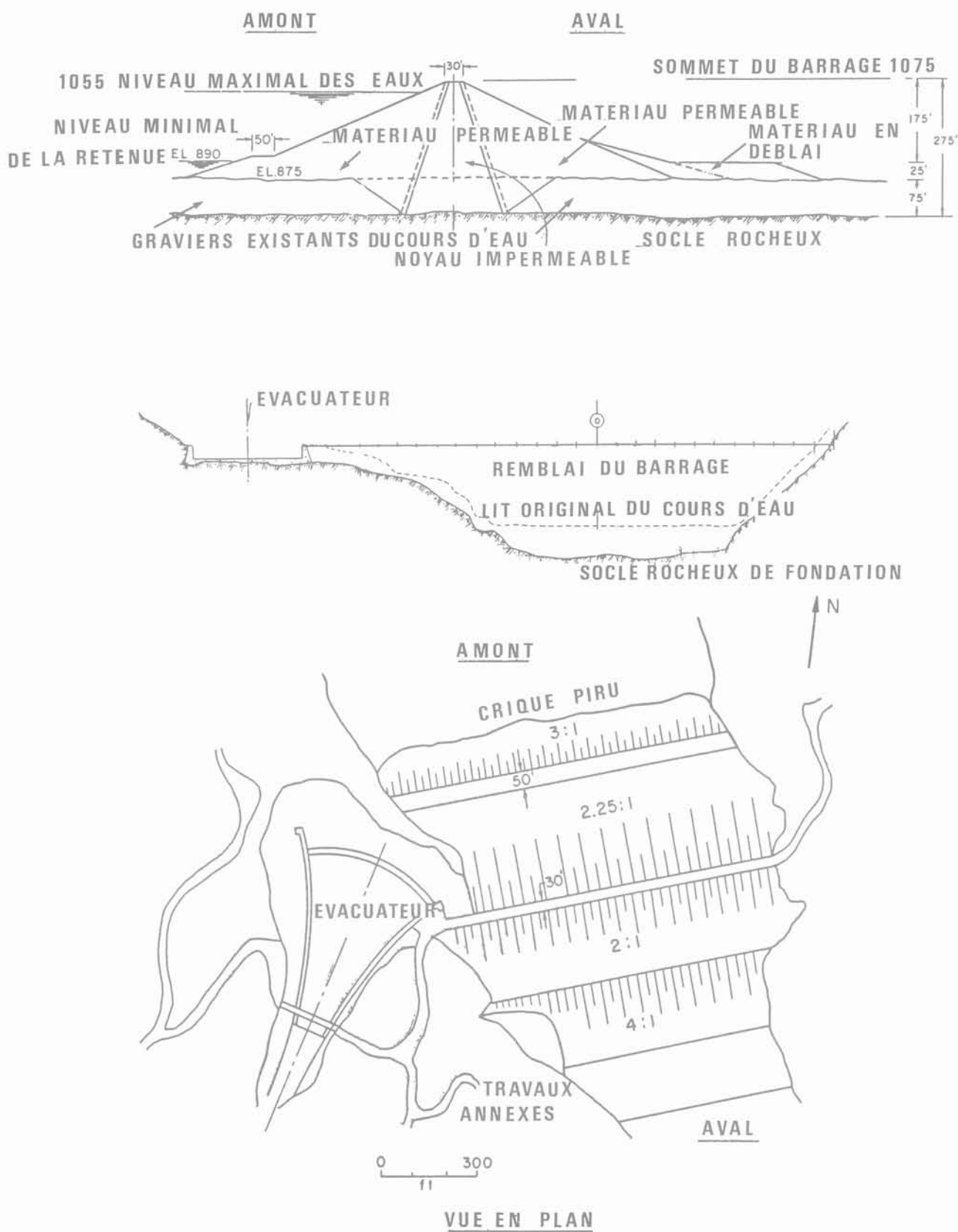
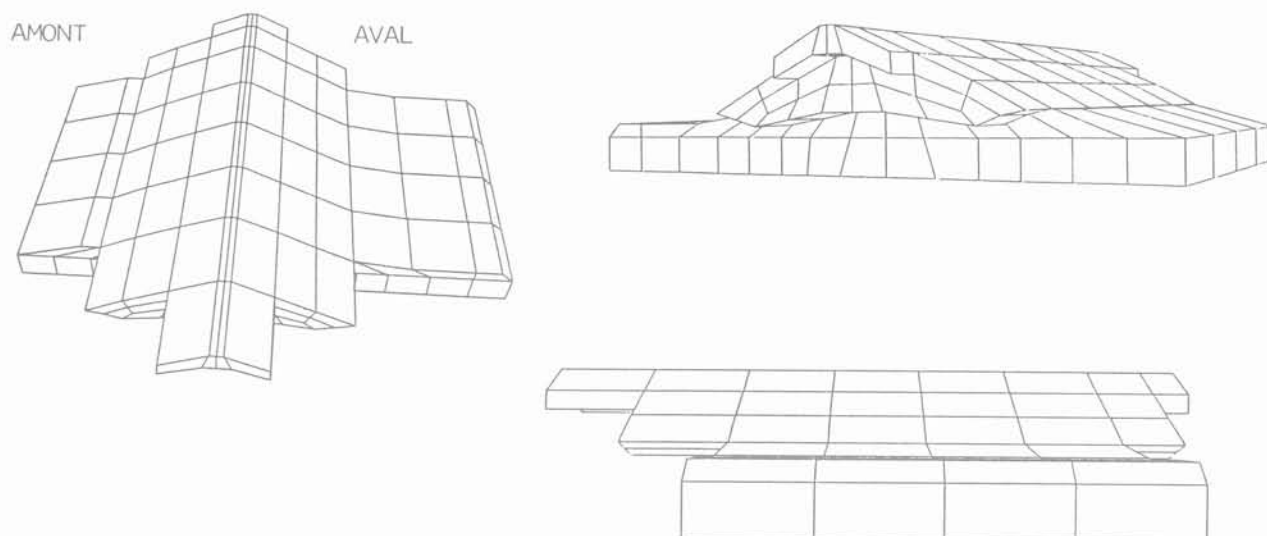
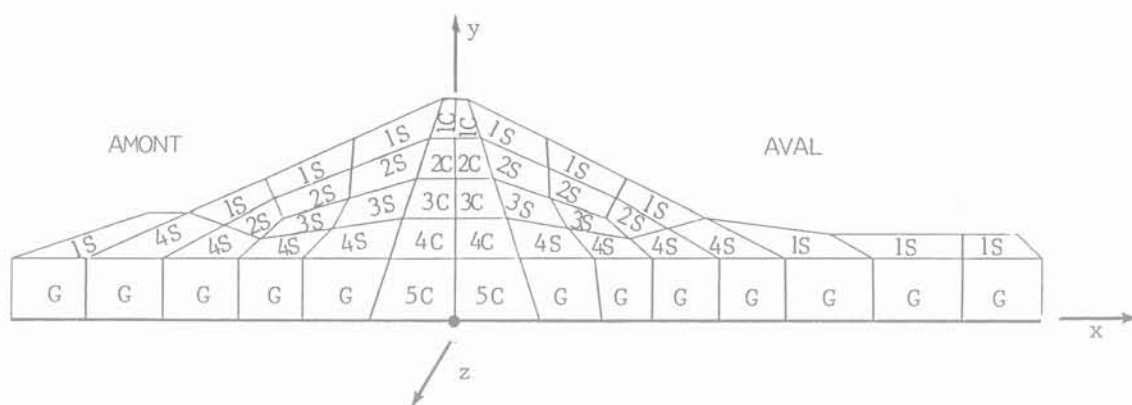


Fig. 1. – Le barrage en terre de Santa-Felicia : Détails structuraux.



a- Maillage éléments finis tridimensionnel.



b- Maillage éléments finis bidimensionnel.

Fig. 2. – Maillage éléments finis : Barrage en terre de Santa-Felicia.

3. PROPRIÉTÉS DES MATÉRIAUX

Le barrage de Santa-Felicia est constitué d'un noyau central argileux imperméable et de parements perméables, sables et graviers, reposant sur une couche rigide de graviers et sables jusqu'au rocher. Les modules élastiques en petites déformations, pour chaque matériau, et à chaque profondeur, ont été calculés à partir de résultat d'essais expérimentaux effectués sur le site du barrage (mesures de vitesse

de propagation d'ondes de cisaillement et de vibrations forcées en vraie grandeur du barrage) et reportés par ABDEL-GHAFFAR et SCOTT (1981). Les valeurs des modules élastiques de cisaillement déduites de ces mesures et utilisées dans les analyses présentées ci-après, sont présentées dans le tableau I. Un module de Poisson de 0,45 a été utilisé pour le noyau argileux, et de 0,30 pour les autres matériaux (Abdel-Ghaffar et Scott, 1979). Des poids volumiques de $21,06 \text{ kN/m}^3$ pour le noyau argileux, et de $22,16 \text{ kN/m}^3$ pour les autres matériaux, ont été utilisés.

Tableau I. – Module de cisaillement (petites déformations)

Profondeur (sous crête) en ft	Zone n°	Noyau (4.161 slugs/ft ³) en lbs/ft ²	Zone n°	Parement (4.379 slugs/ft ³) en lbs/ft ²	Zone n°	Gravier (4.379 slugs/ft ³) en lbs/ft ²
24.75 ft.	1C	2,441,492	1S	1,725,423		
74.25 ft.	2C	3,755,302	2S	2,939,447		
123.75 ft.	3C	4,414,405	3S	3,781,540		
173.75 ft.	4C	4,763,929	4S	3,972,660		
235.5 ft.	5C	4,763,929			G	39,726,600

* Voir figure 2.b.

Le comportement non-linéaire et hystérétique des matériaux constituant le barrage est modélisé à l'aide d'un modèle élasto-plastique à surfaces d'écrouissage multiples (MROZ, 1967; PRÉVOST, 1977, 1978, 1981) de la forme Von Misès. La courbe intrinsèque de cisaillement est supposée hyperbolique et symétrique par rapport à l'origine, et de la forme :

$$\tau = G_0 \frac{\gamma}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad (1)$$

où τ = contrainte de cisaillement (viz., $(\sigma_{xx} - \sigma_{yy})$, ..., τ_{xy} , ...);

γ = déformation associée (viz., $(\epsilon_{xx} - \epsilon_{yy})$, ..., γ_{xy} , ...);

G_0 = module de cisaillement élastique à petites déformations;

$\gamma_r = 0,0013$ = déformation de référence.

Onze surfaces d'écrouissage ont été utilisées pour effectuer une approximation linéaire par morceau de la courbe intrinsèque, et la résistance maximale du matériau a été prise égale à $\tau_{ult} = G_0/1000$ (SEED & IDRISS, 1970).

La figure 3 montre la courbe intrinsèque correspondante et le champ de surfaces d'écrouissage associé. Une loi plastique d'écrouissage purement cinématique (PRAGER, 1955) a été utilisée, et la taille des surfaces reste donc constante au cours du chargement.

Il est intéressant de noter que puisque la courbe intrinsèque est supposée symétrique par rapport à l'origine, le modèle plastique génère des boucles d'hystérésis du type Masing (1926). Il est aussi important de remarquer que l'amortissement pour cette modélisation du comportement du sol est purement hystérétique.

4. SÉISMES CONSIDÉRÉS

De façon à pouvoir étudier les effets de la nature du séisme sur la réponse du barrage, deux chocs d'entrée sismiques enregistrés en 1971 lors du tremblement de terre de San-Fernando, sont considérés.

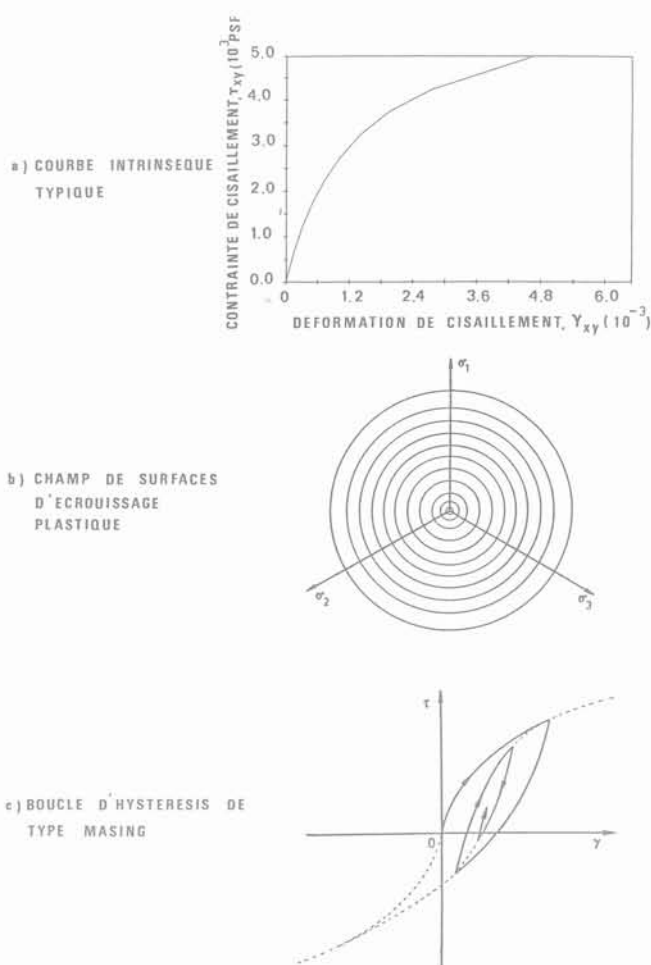


Fig. 3. – Comportement contrainte-déformation : matériau du barrage.

Le premier choc d'entrée sismique référencé ci-après comme la secousse modérée, dure 35 secondes et a une accélération maximale de 0,22 g dans la direction amont-aval du barrage. Cette secousse est celle enregistrée au rocher, sur le site du barrage près des ouvrages de déversement.

La figure 4 montre les accélérographes du mouvement dans les directions amont-aval, longitudinale et verticale, et leurs transformées de Fourier respectives.

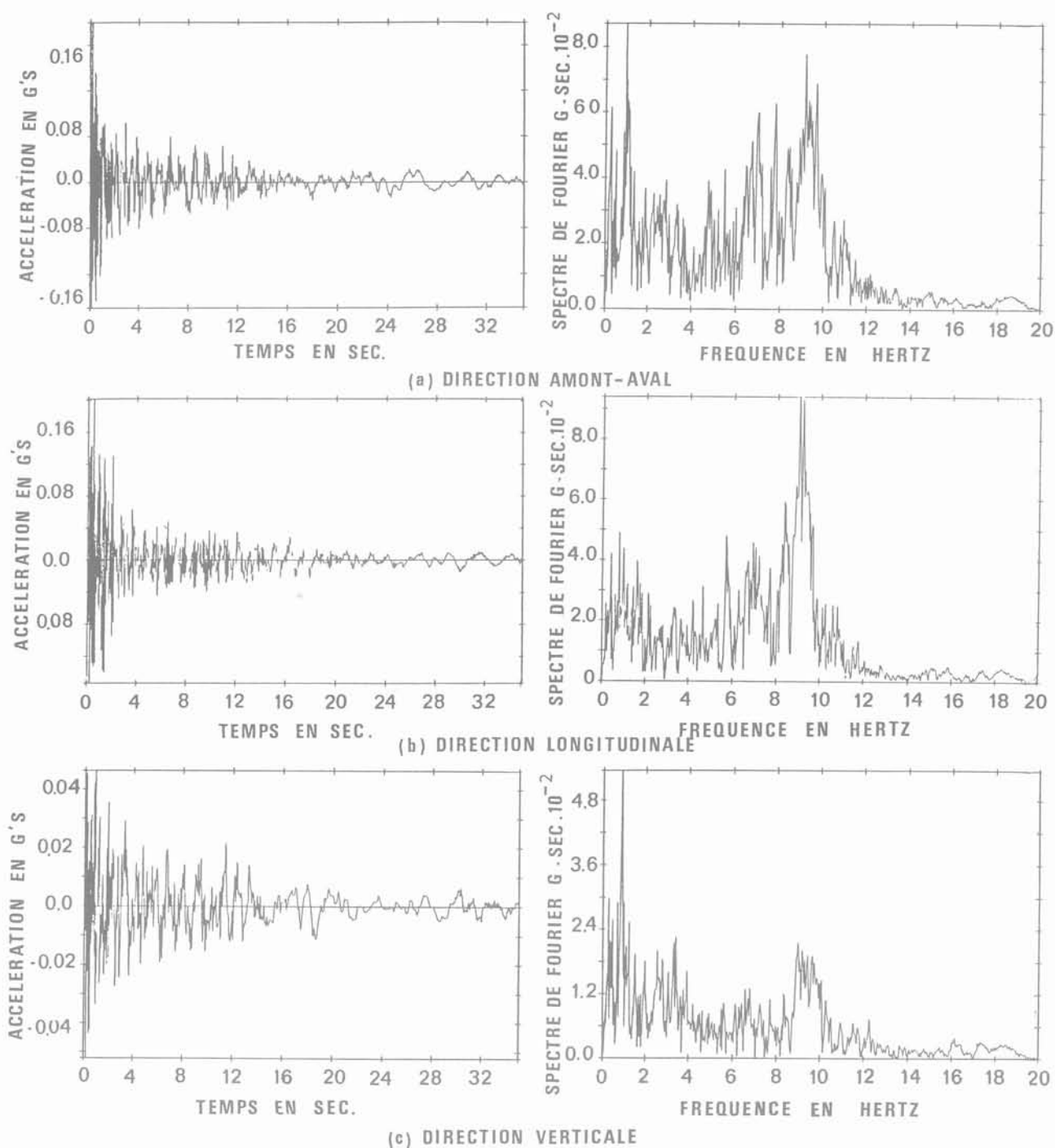


Fig. 4. - Secousse modérée (site du barrage de Santa-Félicia ; Tremblement de terre de San-Fernando, Février 1971).

Le second choc d'entrée sismique, référé ci-après comme la secousse forte, dure 15 secondes (seule la partie forte de la secousse est considérée), et a une accélération maximale de $1,2g$ dans la direction amont-aval du barrage. Cette secousse est celle enregistrée près de l'épicentre du tremblement de terre sur le site du Pacoima.

La figure 5 présente les accélérographes du mouvement dans les directions amont-aval, longitudinale et verticale, et leurs transformées de Fourier respectives.

Il est important de noter que la résonance à environ 10 Hz (fig. 4), observée dans les spectres de la

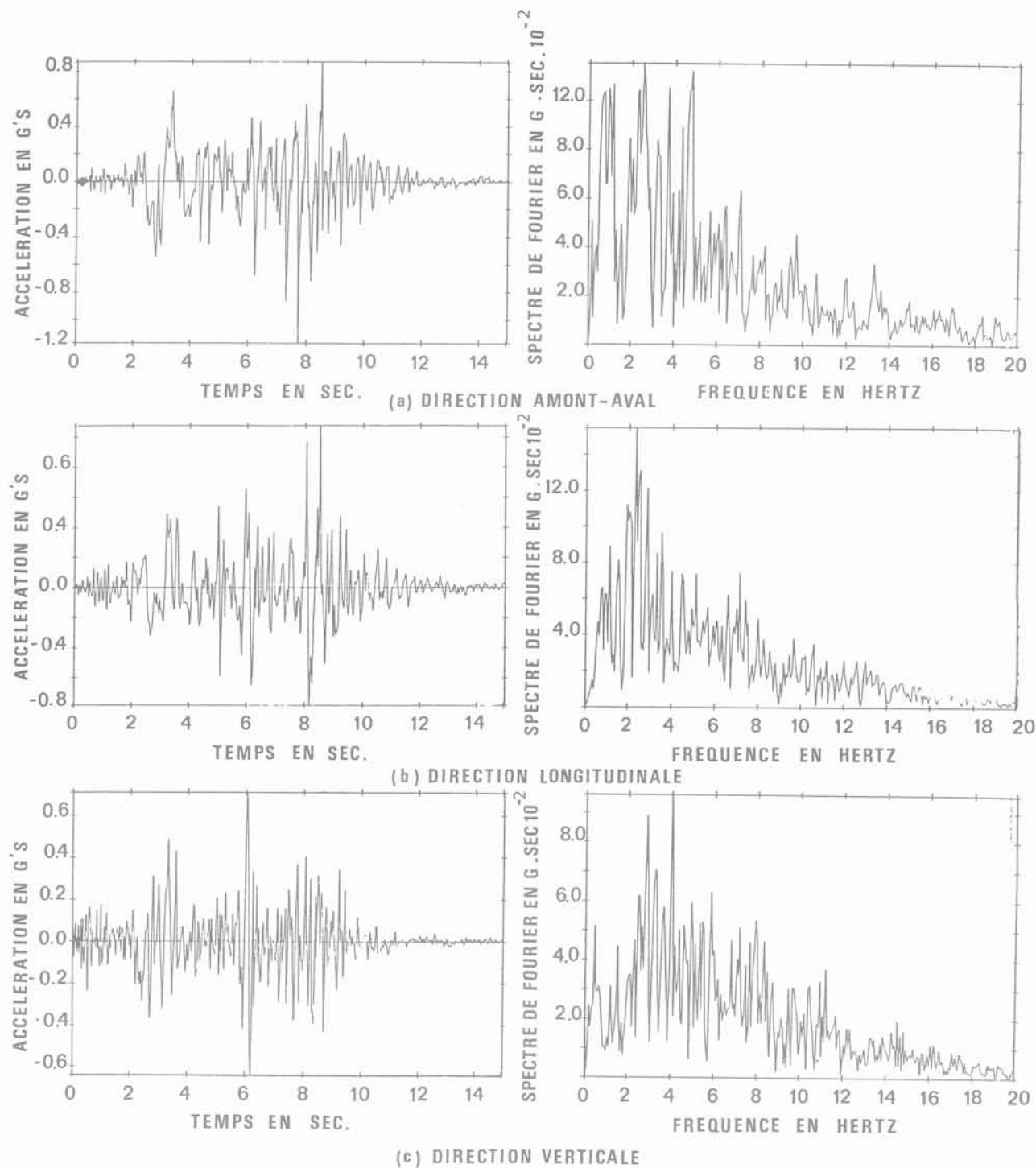


Fig. 5. — Secousse forte (site du barrage de Pacoima ; tremblement de terre de San-Fernando, Février 1971).

secousse modérée, est due aux vibrations du tuyau en béton, qui se trouve sous le plancher de l'abri des valves. L'accéléromètre a été fixé sur ce plancher plutôt que directement sur le sol. La secousse modérée a un spectre d'énergie relativement étroit, tandis que la secousse forte (fig. 5) est caractérisée par un spectre étendu.

Pour les deux cas considérés, les trois composantes du choc d'entrée sismique ont été appliquées simultanément comme une accélération prescrite uniforme aux nœuds du maillage éléments finis à la frontière avec le rocher de la vallée.

5. INTÉGRATION DANS LE TEMPS

L'intégration numérique dans le temps des équations semi-discrètes provenant des éléments finis, a été effectuée pas à pas à l'aide d'un algorithme implicite-explicite prédictor-multi-correcteur (HUGHES et al., 1979), basé sur la famille des intégrateurs proposés par NEWMARK (1959). Plus spécifiquement, la contribution linéaire élastique à l'opérateur de rigidité (tangente) a toujours été traitée implicitement, tandis que le reste (contribution non-linéaire plastique) a été traité explicitement. Ce choix permet d'effectuer l'intégration de façon optimale (PRÉVOST, 1982), puisqu'il ne requiert de former et de factoriser l'opérateur de rigidité qu'une seule fois pour toute l'intégration dans le temps. Des itérations ont été effectuées à chaque pas de temps, afin d'assurer la convergence de la solution, et un test de convergence très sévère de 10^{-4} a été utilisé.

Sauf indication, l'amortissement visqueux n'a pas été utilisé et l'intégration dans le temps a été effectuée avec les valeurs suivantes pour les paramètres de Newmark :

$$\alpha = 0,55$$

$$\beta = (\alpha + 1/2)^2/4 = 0,28$$

Un peu d'amortissement numérique a donc été introduit pour le choix particulier adopté pour α ($\alpha = 0,50$ correspondant au cas sans amortissement), et la valeur adoptée pour β maximise la dissipation de hautes fréquences numériques (HILBER, 1976). Un pas de temps $\Delta t = 2 \times 10^{-2}$ s. a été utilisé afin de suivre précisément tous les détails du choc d'entrée sismique.

6. FRÉQUENCES ET MODES PROPRES

Des calculs de valeurs propres ont été effectués sur les maillages 2D et 3D afin de trouver les fréquences et modes propres du système linéaire. Les résultats pour les deux maillages sont résumés dans le tableau II. On a aussi montré dans ce tableau, pour comparaison, les résultats obtenus avec des maillages plus fins. Dans le tableau II, NEQ désigne le nombre total d'équations pour chaque maillage considéré (NEQ = nombre de nœuds $\times$ nombre de dimensions physiques - nombre total de conditions aux frontières). Comme on peut le voir, d'après ce tableau, les deux maillages utilisés ont leurs fréquences propres, plus de 8 % de celles obtenues avec des maillages beaucoup plus fins. Aussi, les modes propres ont été trouvés ici être très semblables. Finalement, les fréquences calculées sont en bonne concordance avec celles mesurées expérimentalement (ABDEL-GHAFFAR et SCOTT, 1981). Il a donc été décidé de faire des calculs en utilisant les maillages 2D et 3D les moins fins.

Tableau II. – Fréquences propres calculées 2D et 3D

Mode n°	MAILLAGE			
	Gros 2D	Fin 2D	Gros 3D	Fin 3D
1	1,401	1,333	1,395	1,357
2	2,282	2,130	1,433	1,427
3	2,326	2,134	1,505	1,471
4	2,736	2,797	1,522	1,608
5	2,889	2,958	1,605	1,745
6	3,007	3,041	1,736	1,843
7	3,262	3,399	1,975	1,976
8	3,507	3,601	1,894	2,029
9	3,568	3,736	1,920	2,048
10	3,712	3,899	1,976	2,084
NEQ*	100	242	585	2 312
Soln time** (secs)	21,03	36,17	177,7	1 378,14

* NEQ désigne le nombre total d'équations.

** Note : Algorithme avec vecteur en sur-relaxation (voir Bathe et Ramaswamy 1980).

La figure 6 montre les quatre premiers modes propres du modèle 3D et la figure 7 ceux du modèle 2D. Il est intéressant de remarquer que les dix premières fréquences propres du modèles 3D s'intercalent entre les deux premières fréquences du modèle 2D, et donc que plus de configurations modales intermédiaires sont introduites par la tridimensionnalité.

Ainsi, bien que le barrage de Santa-Felicia soit relativement long (non typique d'une configuration 3D), des différences considérables sont à noter entre ses caractéristiques dynamiques 2D et 3D.

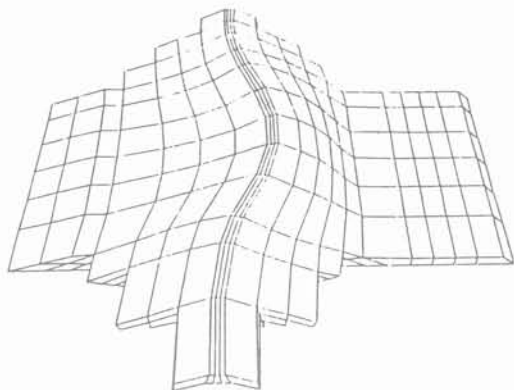
Enfin, il faut souligner que le bon accord constaté pour la valeur de la fréquence fondamentale amont-aval, calculée avec les modèles 2D et 3D, n'implique pas forcément un bon accord entre les réponses calculées sous sollicitations sismiques. Ceci sera démontré par la suite.

7. RÉPONSE DYNAMIQUE : RÉSULTATS

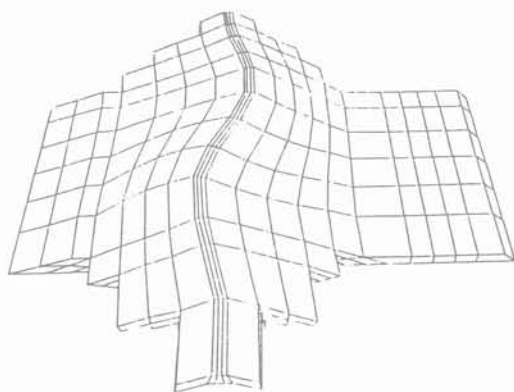
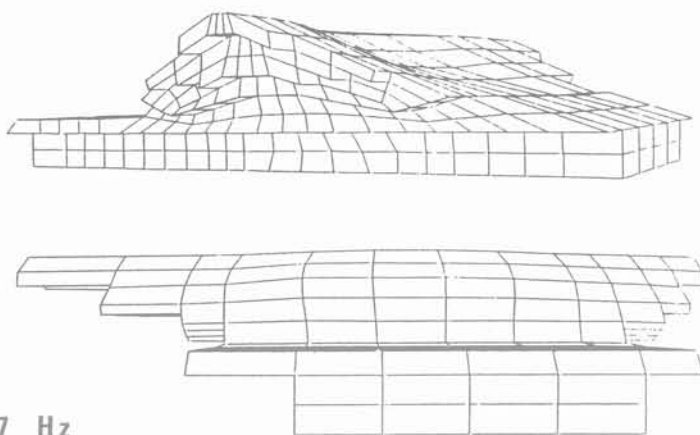
Pour chaque entrée sismique, trois types de calcul dynamique ont été faits comme suit :

1. 2D linéaire avec amortissement visqueux ;
2. 2D non-linéaire sans amortissement visqueux (amortissement uniquement hystérétique).
3. 3D non-linéaire sans amortissement visqueux (amortissement uniquement hystérétique).

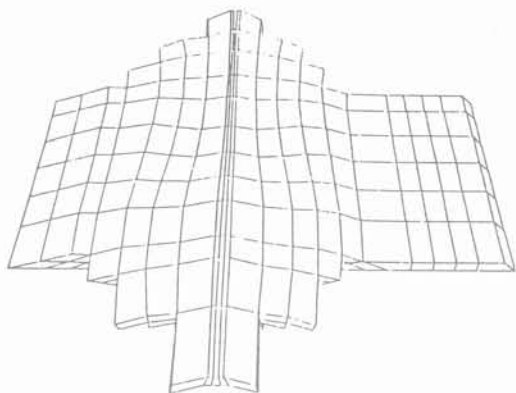
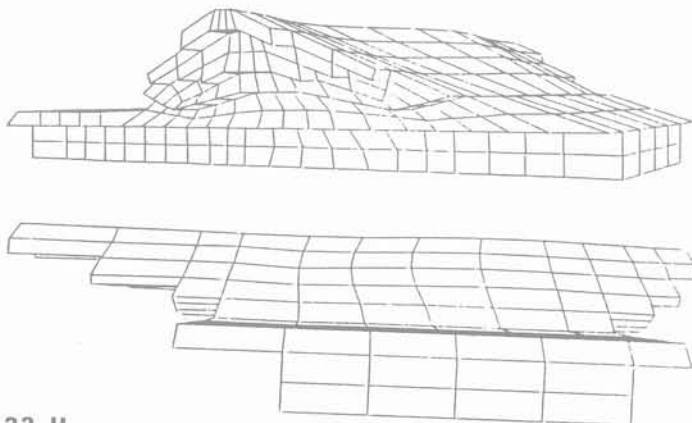
Pour les calculs linéaires, un amortissement visqueux du type Rayleigh (soit par exemple, CLOUGH, et PENZIEN, 1975) a été utilisé, et les coefficients d'amortissements ont été déterminés, basés sur un



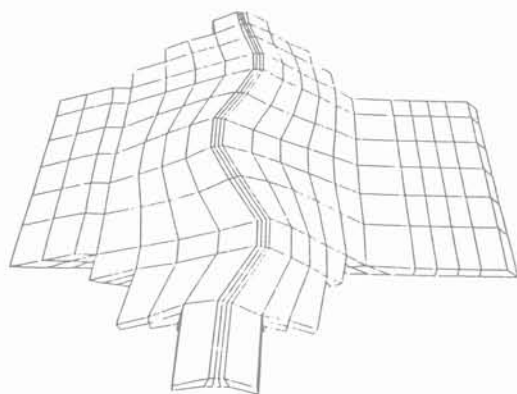
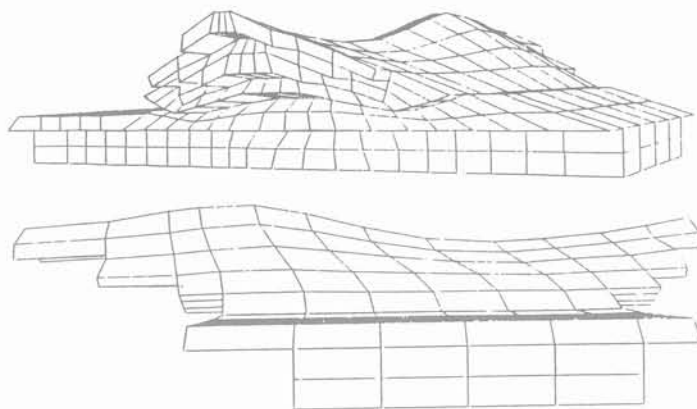
1^{er} MODE: 1.357 Hz



2^{ème} MODE: 1.433 Hz



3^{ème} MODE: 1.471 Hz



4^{ème} MODE: 1.608 Hz

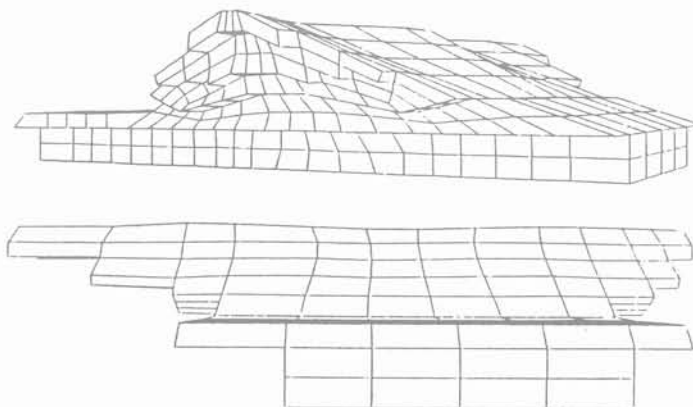


Fig. 6a. – Modes propres – Maillage tridimensionnel fin.

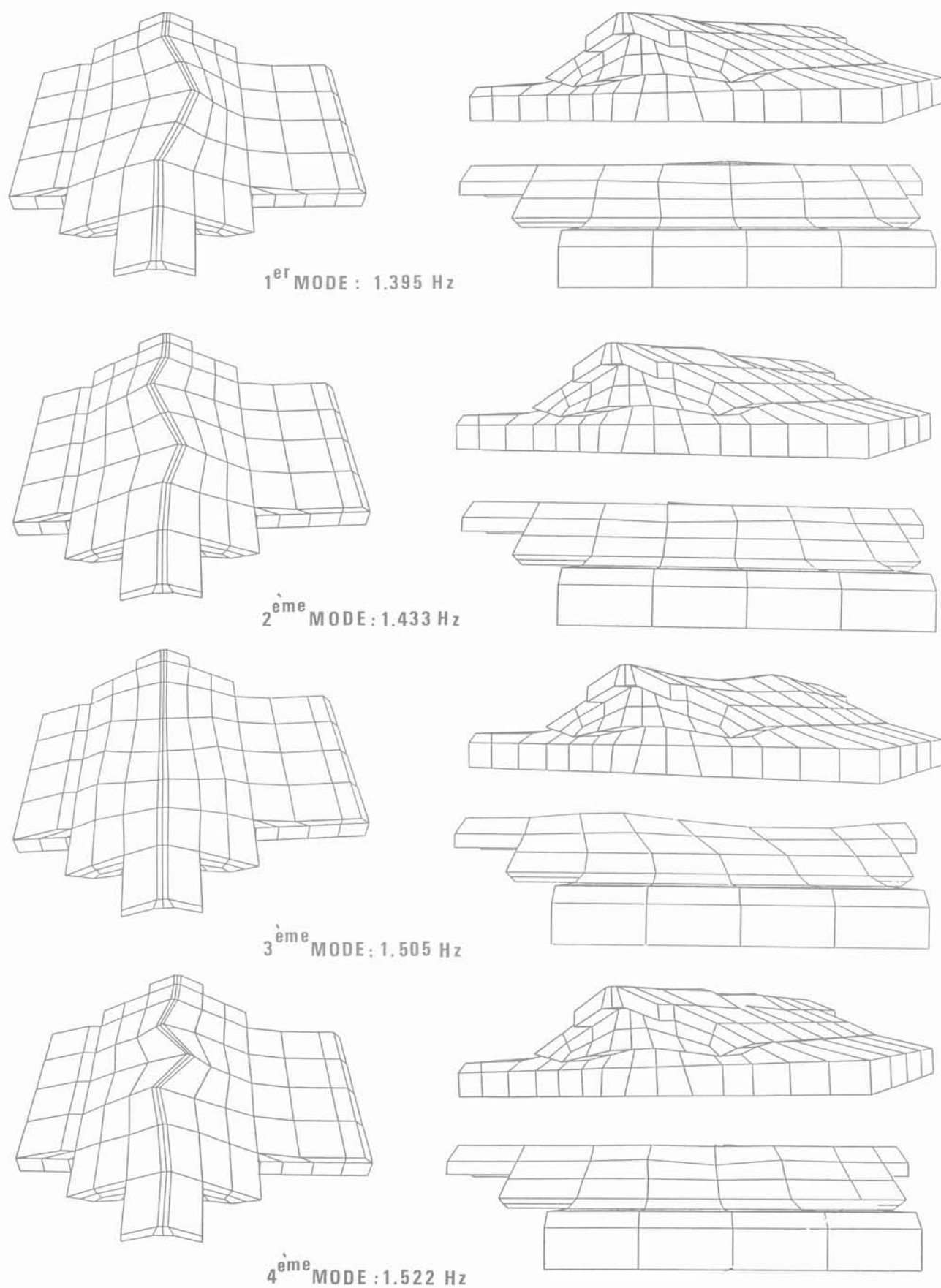


Fig. 6b. – Modes propres – Maillage tridimensionnel adopté.

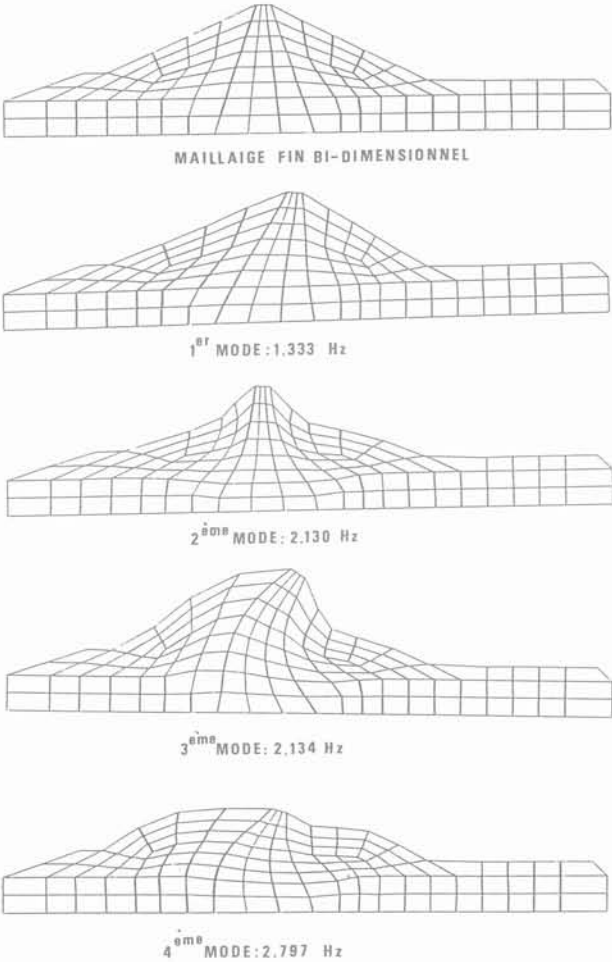


Fig. 7a. - Modes propres -
Maillage bidimensionnel fin.

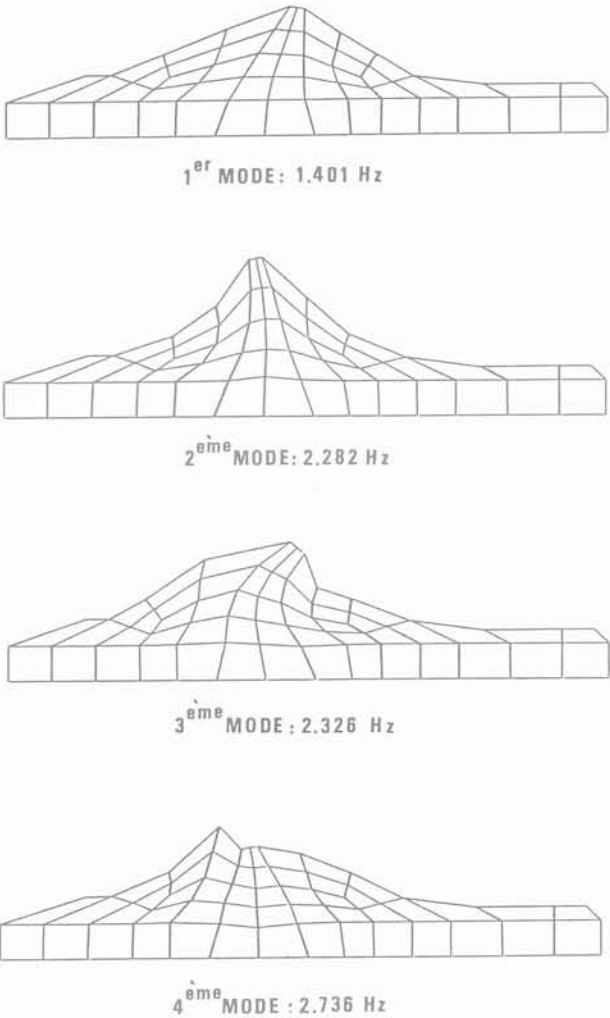


Fig. 7b. - Modes propres -
Maillage bidimensionnel adopté.

amortissement critique, de 5 % (ou 15 %, voir discussion ci-après) des deux premières fréquences modales du barrage.

Les paramètres appropriés pour effectuer une comparaison entre les résultats d'analyses 2D et 3D sont les composantes de l'accélération en crête du barrage

et les contraintes/déformations induites dans le barrage par l'excitation sismique. Les valeurs calculées pour l'accélération maximale en crête dans la section maximale du barrage dans les directions amont-aval, verticales et longitudinales, sont résumées dans le tableau III.

Tableau III. - Accélération en crête maximale (en g's)

Secousse	Direction	SECTION MAXIMALE (à mi-longueur)				
		2D linéaire (5 % amort.)	2D linéaire (15 % amort.)	2D non-linéaire	3D non-linéaire	Mesuré
Modérée	Amont-Aval	.45	—	.26	.22	.19
	Vertical	.29	—	.13	.14	.065
	Longitudinal	—	—	—	.20	.17
Forte	Amont-Aval	5.28	3.71	.86	.58	—
	Vertical	2.98	2.17	1.27	1.19	—
	Longitudinal	—	—	—	.35	—

Les valeurs maximales d'accélération mesurées sur le site (ABDEL-GHAFFAR et SCOTT, 1979) ont également été reportées dans le tableau IV.

D'après ce tableau, les déficiences du modèle linéaire du barrage sont évidentes. Pour la secousse modérée, le modèle linéaire 2D avec plus de 5 % d'amortissement visqueux, surestime la réponse mesurée par plus de 135 % dans la direction amont-aval, et par 345 % dans la direction verticale. Pour la secousse forte, le modèle linéaire 2D, avec plus de 15 % d'amortissement visqueux surestime la réponse calculée avec le modèle non-linéaire 3D de 540 % et 82 % dans les directions amont-aval et verticale respectivement. Cependant, il est intéressant de noter le bon accord entre les réponses calculées avec le modèle 3D non-linéaire et celles mesurées sur le site pour la secousse modérée (il faut se rappeler que la secousse forte n'a pas été enregistrée sur le site du barrage, et est utilisée uniquement pour illustrer les effets de non-linéarités importantes sur la réponse).

Les résultats obtenus pour la secousse modérée et la secousse forte, respectivement, sont présentés et discutés ci-après plus en détails.

7.1. Secousse modérée

7.1.1. Comparaison 2D linéaire et 2D non-linéaire

Les valeurs calculées de l'accélération en crête pour la section maximale dans les directions amont-aval et

verticale sont présentées sur la figure 8, en fonction du temps. Leurs transformées de Fourier respectives sont aussi présentées sur cette figure. On notera une différence très importante entre les résultats prédits par les modèles 2D linéaire et 2D non-linéaire, aussi bien dans les accélérations en fonction du temps que dans leurs spectres de fréquence. Bien que la secousse soit modérée et que plus de 5 % d'amortissement visqueux ait été utilisé pour le calcul linéaire, celui-ci surestime de façon appréciable la réponse calculée avec le modèle non-linéaire (et hystérétique). Aussi, il est important de noter que le modèle linéaire répond surtout à ses fréquences propres tandis que la réponse du modèle non-linéaire est concentrée sur la première fréquence et s'étend sur des fréquences encore plus basses. Ceci indique, pour cette secousse particulière, une prédominance du premier mode dans la réponse et un radoucissement du système non-linéaire, où la fréquence varie avec l'intensité de l'entrée.

7.1.2. Comparaison 2D non-linéaire et 3D non-linéaire

Les accélérations calculées en fonction du temps et leurs transformées de Fourier respectives sont présentées sur la figure 9. A part une petite différence dans les amplitudes calculées, les réponses temporelles calculées avec les deux modèles sont semblables. L'introduction de la tridimensionnalité et de la composante longitudinale de l'excitation sismique, abaissent encore plus l'amplitude de la réponse calculée et font des

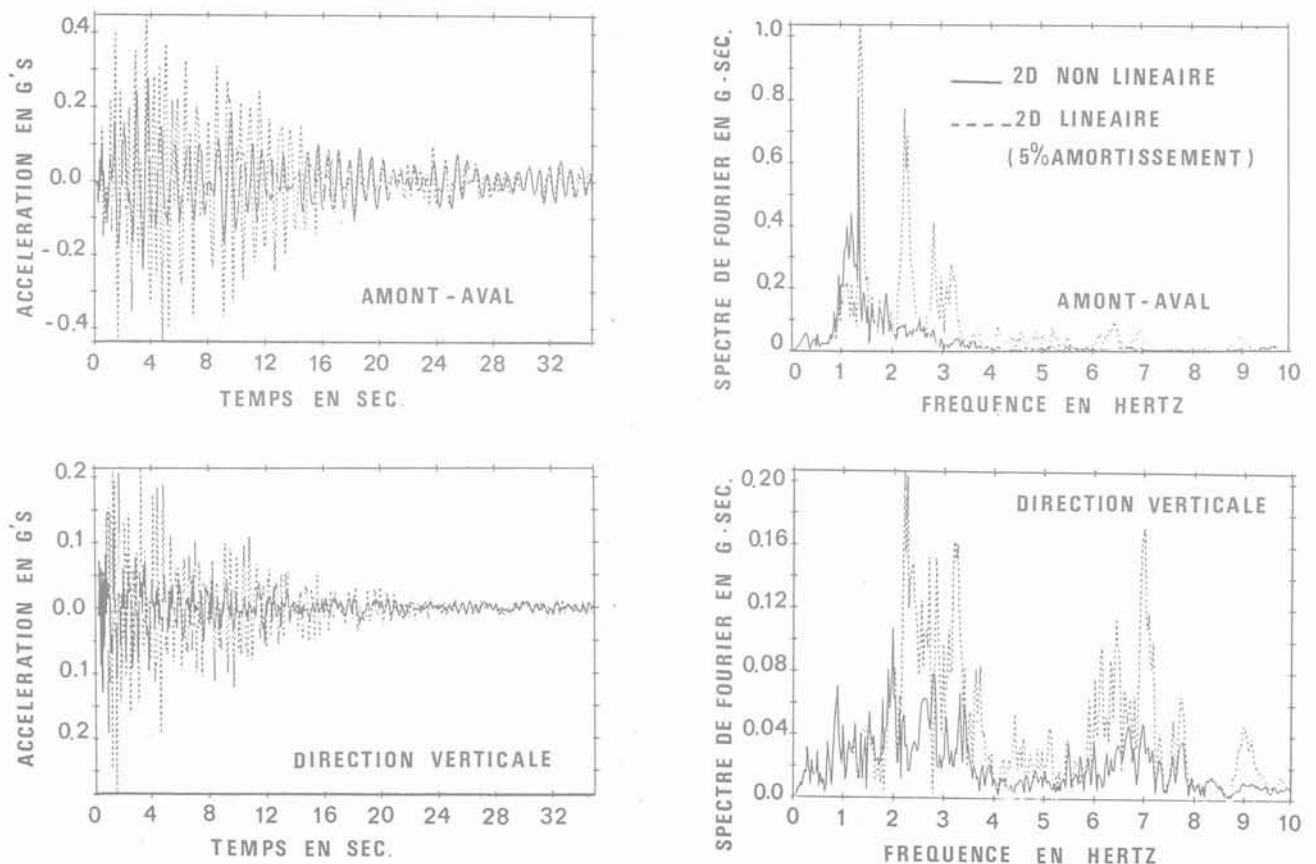


Fig. 8. - Accélération en crête calculée - Secousse modérée - Modèle 2D linéaire (5 % d'amortissement visqueux) VS 2D non linéaire.

ceindre encore plus bas les fréquences auxquelles la plupart de l'énergie est dissipée. Il est intéressant de noter que la réponse dans la direction verticale indique la participation de plus de modes de vibrations bien qu'il y ait une prédominance nette du mode fondamental dans la réponse, dans la direction amont-aval.

7.1.3. Comparaison 3D non-linéaire et réponse mesurée sur le site

Les accélérations en fonction du temps et leurs transformées de Fourier respectives sont présentées sur la figure 10. On notera un agrément raisonnablement bon entre les réponses calculées et mesurées, bien que le modèle 3D non-linéaire hystérétique surestime encore légèrement la réponse mesurée. Ceci tendrait à montrer qu'il existe, en plus des mécanismes hystérétiques, d'autres mécanismes dissipatifs dans le barrage réel (en particulier, visqueux dûs à la présence du noyau argileux). Il est cependant important de

rappeler qu'aucun effet de site sur le choc d'entrée n'a été pris en compte dans le calcul, ce qui a une tendance en soi-même à surestimer aussi la réponse.

7.2. Secousse forte

7.2.1. Comparaison 2D linéaire et 2D non-linéaire

Les accélérations calculées sont présentées sur la figure 11. Comme précédemment, une différence très importante est à noter entre les résultats prédits par les deux modèles. Bien que plus de 15 % d'amortissement visqueux ait été utilisé, le modèle linéaire surestime de façon inacceptable la réponse du modèle non-linéaire.

7.2.2 Comparaison 2D non-linéaire et 3D non-linéaire

Les accélérations calculées sont présentées sur la figure 12. Pour ce séisme fort, la tridimensionnalité

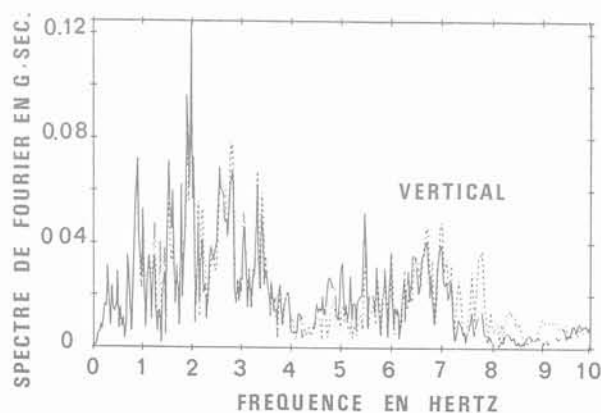
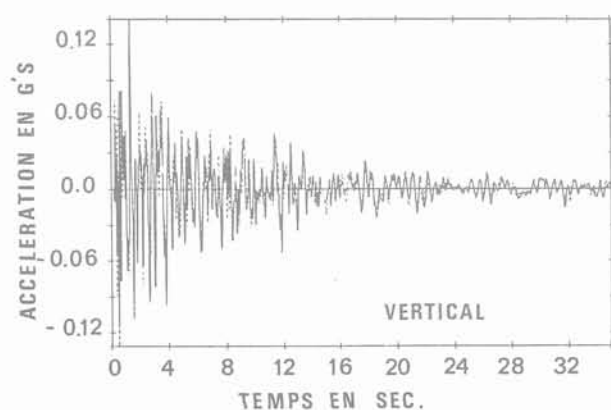
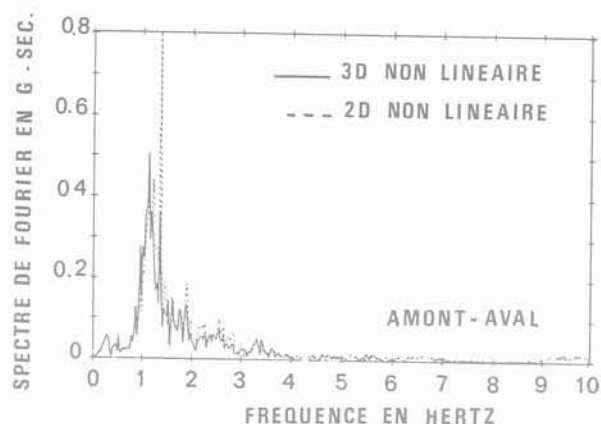
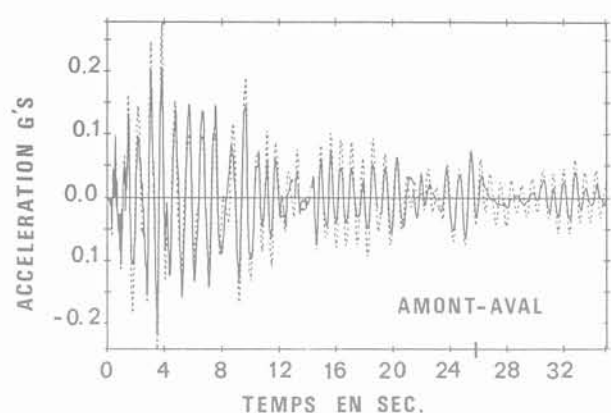


Fig. 9. - Accélération en crête calculée - Secousse modérée - Modèle 2D non-linéaire VS - Modèle 3D non-linéaire.

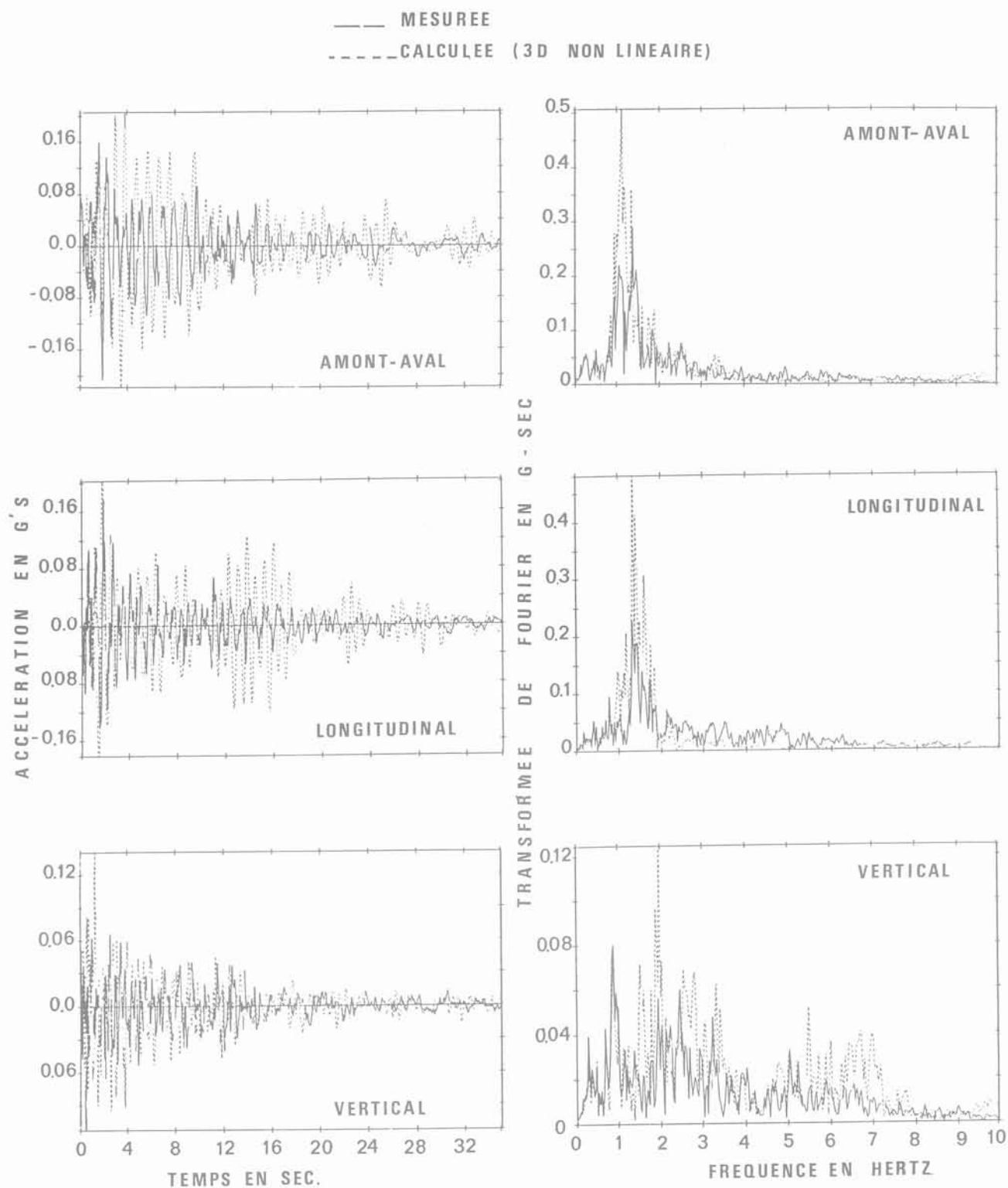


Fig. 10. — Accélération en crête — Secousse modérée — Modèle 3D non-linéaire VS — Réponse mesurée sur le site.

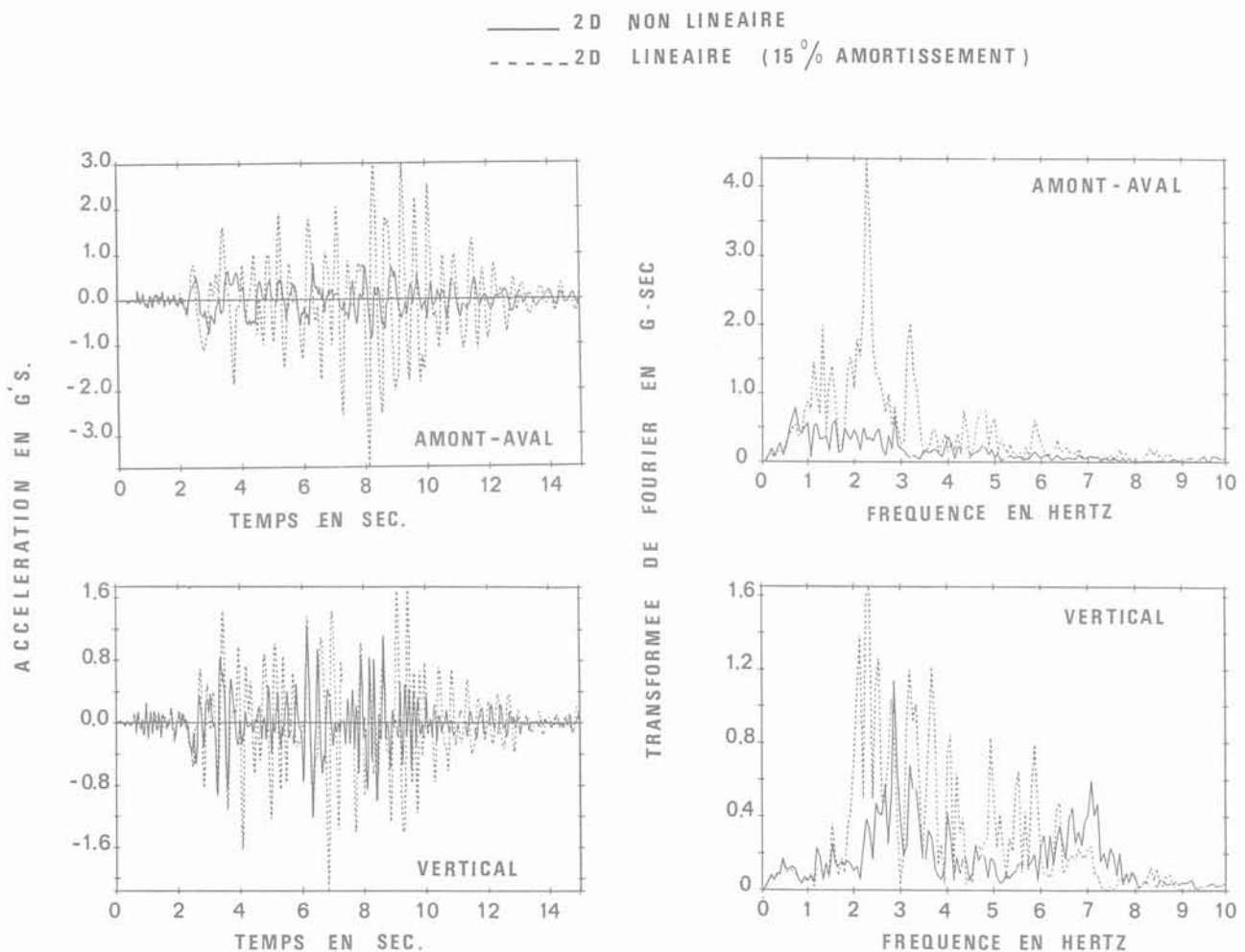


Fig. 11. - Accélération en crête - Secousse forte - Modèle 2D linéaire (15 % amortissement visqueux) VS - Modèle 2D non-linéaire.

réduit de façon importante la réponse amont-aval dans laquelle, contrairement au cas précédent, on voit la contribution de beaucoup de fréquences.

Les valeurs calculées pour les contraintes et déformations du cisaillement dans le noyau central (au 1/3 de la hauteur) et dans les parements seront présentées sur les figures 13 et 14 respectivement. Bien que les contraintes calculées avec les modèles 2D et 3D soient similaires, il existe des différences importantes dans les déformations calculées avec les deux modèles.

7.3. Conclusion

Les résultats présentés permettent de conclure que pour le barrage de Santa-Felicia une analyse bi-dimensionnelle de la section maximale ne peut pas fournir de prédiction raisonnable ni de l'accélération en crête ni des déformations finales rémanentes dans le barrage.

8. CONCLUSIONS

Des résultats numériques ont été présentés qui illustrent les effets de la non-linéarité et de la tridimensionnalité sur le comportement dynamique d'un barrage en terre soumis à des efforts sismiques. L'analyse est basée sur une modélisation numérique rigoureuse du barrage par la méthode des éléments finis. Le comportement non-linéaire et hystérétique des matériaux a été modélisé à l'aide d'un modèle élasto-plastique à surfaces d'écrouissage multiples. Deux chocs d'entrée sismiques, l'un modéré, l'autre fort, avec des caractéristiques en fréquence très différentes, ont été considérés.

Bien que le barrage de Santa Felicia, utilisé dans cette étude, soit relativement long et donc a priori peu susceptible aux effets de la tridimensionnalité, des différences importantes ont été trouvées entre les résultats obtenus par les analyses non-linéaires 2D et 3D. Les différences les plus prononcées ont été obtenues dans la direction amont-aval pour le cas de la secousse forte. Les résultats de cette étude démon-

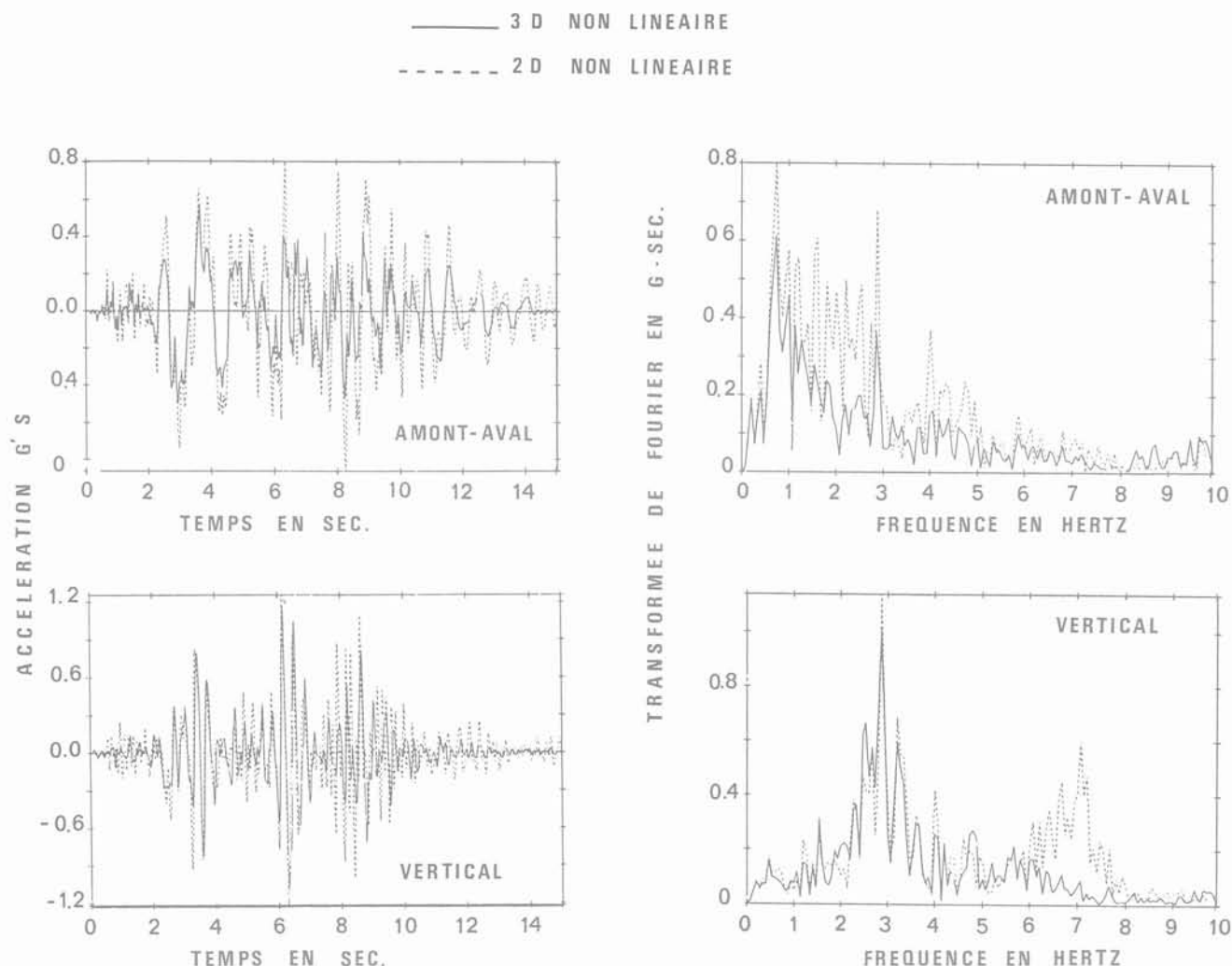


Fig. 12. – Accélération en crête calculée – Secousse forte – Modèle 2D non-linéaire VS – Modèle 3D non-linéaire.

trent donc l'importance des effets tridimensionnels sur le comportement dynamique des barrages en terre, tout particulièrement en ce qui concerne le calcul des déformations rémanentes. Enfin, la déficience importante des analyses linéaires a été clairement démontrée.

Bien que les calculs tridimensionnels non-linéaires soient beaucoup plus onéreux que les calculs bidimensionnels non-linéaires, cette étude a bien démontrée qu'ils étaient des outils fiables :

- pour prendre en compte de façon rationnelle tous les modes de vibrations du barrage et la tridimensionnalité du choc d'entrée sismique ;
- pour prédire de façon réaliste la réponse du barrage ;

c. pour obtenir les paramètres associés à la réponse dans la direction longitudinale.

Ceux-ci sont essentiels pour l'interprétation des fissures transverses souvent observées aux appuis des barrages en terres.

REMERCIEMENTS

Cette étude a été soutenue financièrement par la National Science Foundation (U.S.A.) sous contrat CEE81-20757, avec la supervision de W. HAKALA. Leur support est vivement remercié.

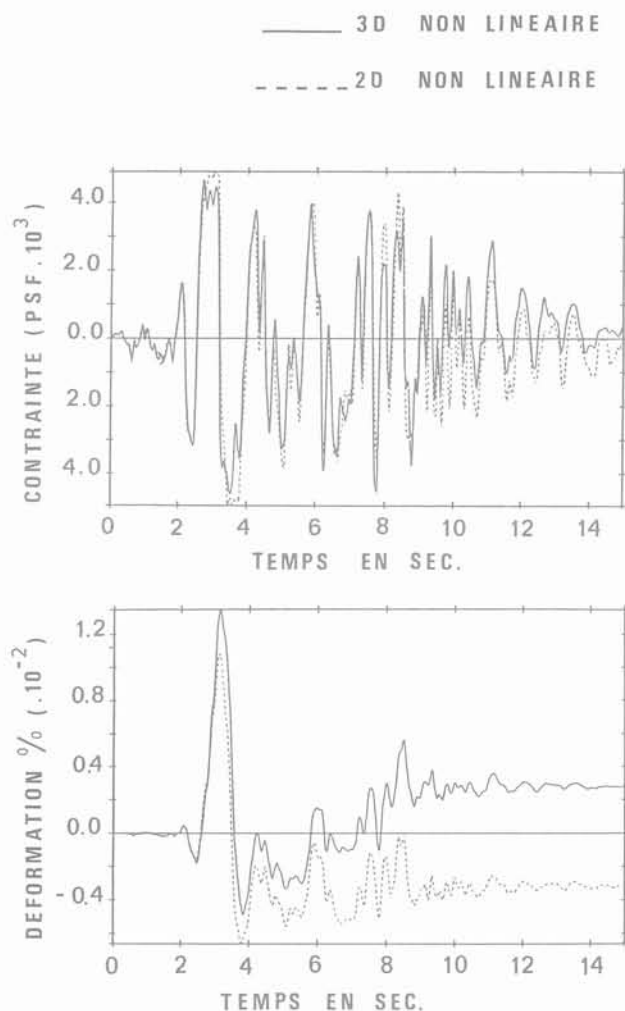


Fig. 13. — Contraintes-Déformations de cisaillement
— Secousse forte — Noyau central
au 1/3 de la hauteur.

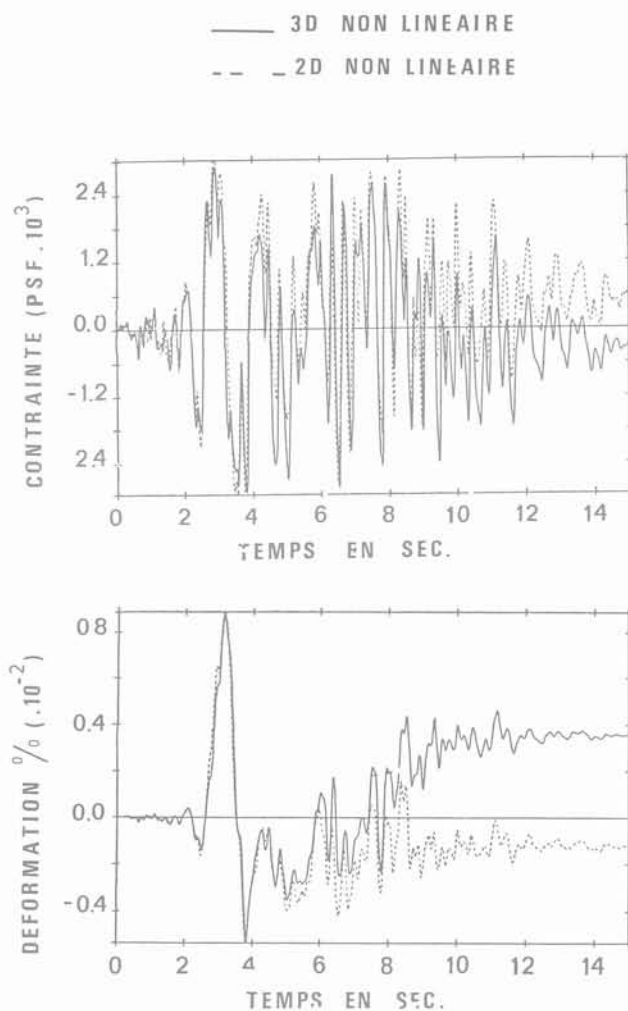


Fig. 14. — Contraintes-Déformations de cisaillement
— Secousse forte — Parement.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] ABDEL-GHAFFAR A.M., SCOTT R.F. — « *Vibration Tests of Full-Scale Earth Dam* », J. Geotech. Eng. Div., ASCE, vol. 107, n° GT3, Mars 1981, pp. 241-269.
- [2] ABDEL-GHAFFAR A.M., SCOTT R.F. — « *Shear Moduli and Damping Factors of Earth Dams* », J. Geotech. Eng. Div., ASCE, vol. 105, n° GT12, 1979, pp. 1405-1426.
- [3] ABDEL-GHAFFAR A.M., KOH A.S. — « *Three-Dimensional Dynamic Analysis of Non-homogeneous Earth Dams* », Int. J. Soil Dyn. Earth. Eng., vol. 1, n° 3, 1982, pp. 136-144.
- [4] AMBRASEYS N.M. — « *On the Shear Response of a Two-Dimensional Wedge Subjected to an Arbitrary Disturbance* », Bull. of Seism. Soc. of America, vol. 50, janvier 1960, pp. 45-66.
- [5] BATHE K.J., RAMASWAMY S. — « *An Accelerated Subspace Iteration Method* », Comp. Meth. Appl. Mech. Eng., vol. 23, 1980, pp. 313-331.
- [6] CLOUGH R.W., PENZIEN J. — « *Dynamics of Structures* », Mc Graw-Hill, 1975.
- [7] GAZETAS G. — « *Shear Vibrations of Vertically Inhomogeneous Earth Dams* », Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech., vol. 6, n° 2, 1981.
- [8] HATANAKA M. — « *Fundamental Considerations on the Earthquake Resistant Properties of the Earth Dam* », Disaster Prevention Research Institute, Bull. n° 11, Kyoto University, December 1955, pp. 1-36.
- [9] HILBER H.M. — « *Analysis and Design of Numerical Integration Methods in Structural Dynamics* », Earthquake Eng. Research Center, Report n° EERC76-29, Berkeley, CA, novembre 1976.

- [10] HUGUES T.J.R., PISTER K.S., TAYLOR R.L. — *Implicit-Explicit Finite Elements in Nonlinear Transient Analysis*, Comp. Meth. Appl. Mech. Eng., vol. 17/18, 1979, pp. 159-182.
- [11] MAKDISI F.I., KAGAWA T., SEED H.B. — « *Seismic Response of Earth Dams in Triangular Canyons* », J. Geotech. Eng. Div., ASCE, vol. 108, n° GT10, octobre 1982, pp. 1328-1338.
- [12] MARTIN G.R. — « *The Response of Earth Dams to Earthquakes* », Thesis presented at the Univ. of California, Berkeley, Calif., in 1965, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy.
- [13] MASSING G. — « *Eigenspannungen und Verfestigung beim Messing* », Proc. of the Second Int. Congress of Appl. Mech., 1926, pp. 332-335.
- [14] MEJIA L.H., SEED H.B., LYSMER J. — « *Dynamic Analysis of Earth Dams in Three Dimensions* », J. Geotech. Eng. Div., ASCE, vol. 108, n° GT12, déc. 1982, pp. 1586-1604.
- [15] MEJIA L.H., SEED H.B. — « *Comparison of 2D and 3D Dynamic Analyses of Earth Dams* », J. Geotec. Eng., ASCE, vol. 109, n° 11, nov. 1983, pp. 1383-1398.
- [16] MROZ Z. — « *On the description of Anisotropic Work Hardening* », J. Mech. Phys. Solids, vol. 15, 1967, pp. 163-175.
- [17] NEWMARK N.M. — « *A Method of Computation for Structural Dynamics* », J. Eng + Mech. Div., ASCE, juillet 1959, pp. 67-94.
- [18] OHMACHI T., TOKIMATSU K., SOGA S. — « *Practical Dynamic Analyses of Earth Dams by a simplified 3D Method* », Proc. 6th Japan Earthquake Eng. Symp., Tokyo, Japon, déc. 1982, pp. 1145-1152.
- [19] PRAGER N. — « *The Theory of plasticity: A Survey of Recent Achievement* », Proc. Inst. Mech. Eng., London, England, vol. 169, 1955, pp. 41-57.
- [20] PREVOST J.H. — « *Dyna Flow: A Nonlinear Transient Finite Element Analysis Program* », Dept. Civil Eng., Princeton Univ., Report 81-SM-1, janvier 1981.
- [21] PREVOST J.H. — « *Mechanics of Dissipative Media — Lecture Notes* », Dept Civil Eng., Princeton Univ., NJ, 1981.
- [22] PREVOST J.H. — « *Plasticity Theory for Soil Stress-Strain Behavior* », J. Eng. Mech. Div., ASCE, vol. 104, n° EM5, Octobre 1978, pp. 1611-1620.
- [23] PREVOST J.H. — « *Mathematical Modelling of Monotonic and Cyclic Undrained Clay Behavior* », Int. J. Num. Meth. Geom., vol. 1, n° 2, 1977, pp. 195-216.
- [24] PREVOST J.H. — « *Nonlinear Transient Phenomena in Elastic-Plastic Solids* », J. Eng. Mech. Div., ASCE, vol. 108, n° EM6, 1982, pp. 1297-1311.
- [25] SEED H.B., IDRIS I.M. — « *Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis* », Report n° EERC 70-10, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1970.
- [26] VRYMOED J. — « *Dynamic FEM Model of Oroville Dam* », J. Geotech. Eng. Div., ASCE, vol. 107, n° GT8, août 1981, pp. 1057-1077.