

Comportement d'un bâtiment sous séisme (projet CAMUS)

I - Discrétisation de la structure et modélisation numérique de la réponse linéaire

Jean-François SEMBLAT

Ingénieur des Travaux publics de l'État
Docteur de l'École Polytechnique

Amel AOUEMEUR

Docteur ENPC - Post-doctorante au LCPC
Service Modélisation pour l'ingénieur

Franz-Josef ULM

Chef de la section Comportement mécanique
et modélisation
Division Bétons et composites cimentaires

Hussam MITANI

Stagiaire

Laboratoire central des Ponts et Chaussées

RÉSUMÉ

Dans cet article, le projet CAMUS (Conception et Analyse de MURs sous Séismes, 1997-1998) est présenté à travers la contribution du Laboratoire central des Ponts et Chaussées (LCPC) au concours de prévision lié à ce programme (modélisation numérique de la réponse sismique d'un bâtiment). La maquette de ce bâtiment a été testée sur la table vibrante du Commissariat à l'énergie atomique (CEA) afin d'analyser expérimentalement sa réponse sismique.

Ce premier article concerne la modélisation de la réponse dynamique linéaire de la structure (réalisée à l'aide de CÉSAR-LCPC) et l'analyse de l'influence des caractéristiques du modèle sur les paramètres modaux. En effet, l'analyse des modes propres de la structure seule ne permet pas de retrouver les fréquences propres déterminées expérimentalement. L'ensemble structure/table vibrante est alors pris en compte dans deux modèles complets (l'un bidimensionnel, l'autre tridimensionnel). Les fréquences propres obtenues sont alors plus faibles et approchent correctement les valeurs réelles. Le mode propre vertical, dû à la souplesse des supports de la table, peut alors être détecté.

La détermination de la réponse dynamique linéaire est réalisée à l'aide d'une méthode de superposition modale et la contribution de chacun des modes est analysée (masses effectives). L'analyse dynamique non linéaire et la comparaison avec les résultats expérimentaux seront proposées dans un second article (Aouameur et al., à paraître).

MOTS CLÉS : *Modèle numérique - sismique - Éléments finis (méthode) - Vibration - Modèle (sauf math.) - Temps (durée) - Ouvrage d'art (gén.) - Bâtiment - Comportement - Dynamique //table vibrante.*

Introduction

En génie parasismique, les expérimentations sur modèles réduits présentent un grand intérêt. Elles permettent, en effet, d'analyser sur des dispositifs de dimensions raisonnables des phénomènes aussi variés que la propagation des ondes sismiques (Semblat et Luong, 1998), le comportement dynamique des structures (Buland, 1995) ou l'interaction sol-structure (Pitilakis et al., 1994).

Les expérimentations sismiques sur les bâtiments peuvent ainsi être réalisées à échelle réduite sur table vibrante. Il est toutefois nécessaire de respecter certaines règles, appelées lois de similitude, afin d'obtenir sur la maquette les mêmes niveaux de contrainte et d'accélération que sur le bâtiment en vraie grandeur (cf. « Expérimentations dynamiques sur table vibrante »).

Une première expérimentation de ce type s'est déroulée entre 1990 et 1992 (projet CASSBA : Conception et Analyse Sismique des Structures en Béton Armé). L'objectif de ce projet était d'étudier la réponse sismique d'un bâtiment à murs porteurs de huit étages à l'aide d'essais sur table vibrante (Gantenbein et *al.*, 1994).

Le projet CAMUS (Conception et Analyse de MURs sous Séismes) a ensuite vu le jour afin de caractériser pleinement la réponse dynamique non linéaire du même type de bâtiment dans d'autres conditions de chargement sismique (CEA, 1997). Outre les expérimentations sur modèle réduit réalisées sur la table vibrante « Azalée » du Commissariat à l'énergie atomique (CEA) et le travail de simulation et d'analyse de l'équipe CAMUS, un concours de prévisions international a été proposé pour modéliser la structure et analyser sa réponse à l'aide de méthodes numériques. Onze équipes différentes (Europe, Canada, États-Unis, Japon) ont participé à ce concours de prévisions et ont présenté leurs résultats lors de la XI^e Conférence européenne de génie parasismique (CEA, 1998).

Expérimentations dynamiques sur table vibrante

Lois de similitude pour les essais sur table vibrante

Les essais sur modèle réduit (centrifugeuse, table vibrante, soufflerie, etc.) présentent un grand intérêt pratique et économique. Ils nécessitent, toutefois, le respect de règles précises, appelées lois de similitude. Ces lois permettent, par exemple, de retrouver à échelle réduite les mêmes niveaux de contrainte qu'en grandeur réelle sur l'ouvrage prototype. Le comportement du matériau est alors similaire pour la maquette et le prototype.

Pour les essais sur table vibrante, en notant l^* le rapport de réduction sur les distances ($l^* < 1$) et en considérant l'équation dimensionnelle donnant la contrainte due aux forces de pesanteur (Buland, 1995), la condition de similitude sur la masse de la structure, soit m^* , est la suivante :

$$\sigma^* = \frac{m^* g^*}{l^{*2}} \quad \text{d'où} \quad m^* = \frac{\sigma^* l^{*2}}{g^*}$$

où σ^* et g^* sont les échelles de similitude sur la contrainte et sur la pesanteur. Comme ces deux échelles valent l'unité (même contraintes et même forces de pesanteur sur la maquette qu'en grandeur réelle), l'échelle de similitude sur la masse vaut donc : $m^* = (l^*)^2$.

Ceci donne la condition de similitude suivante pour la masse volumique :

$$\rho^* = \frac{m^*}{l^{*3}} \quad \text{d'où} \quad \rho^* = \frac{1}{l^*}$$

Si l'échelle des distances est réduite d'un facteur 3 ($l^* = 1/3$), il est donc nécessaire de multiplier la masse volumique par un facteur 3. Il n'est pas possible de modifier la masse volumique du matériau, car celui-ci doit se comporter de la même manière sur la maquette qu'en grandeur réelle. Les structures utilisées pour les essais sur table vibrante sont donc pourvues de masses additionnelles permettant de respecter la condition de similitude sur la masse volumique (cf. « Description de la structure CAMUS »). En considérant maintenant la contrainte due à la sollicitation sismique (Buland, 1995), l'équation aux dimensions obtenue s'écrit :

$$\sigma^* = \frac{m^* \gamma^*}{l^{*2}} \quad \text{d'où} \quad \gamma^* = \frac{l^*}{t^{*2}} = 1 \quad \text{et} \quad t^* = \sqrt{l^*}$$

où γ^* et t^* sont les échelles de similitude sur l'accélération et sur le temps. En plus de la similitude de contrainte ($\sigma^* = 1$), il y a donc similitude d'accélération ($\gamma^* = 1$). Il faut, en revanche, respecter un rapport de similitude $(l^*)^{1/2}$ sur le temps. Les signaux d'accélération utilisés pour les essais sur table vibrante ont donc la même amplitude qu'en grandeur réelle, mais ils doivent être contractés dans le temps. Pour réaliser des essais dynamiques sur table vibrante, il faut ainsi augmenter la masse volumique du modèle réduit d'un facteur $1/l^*$ et contracter l'échelle des temps d'un facteur $(l^*)^{1/2}$. Les fréquences de la maquette seront donc augmentées de $(1/l^*)^{1/2}$ par rapport à la réalité. Le respect de ces lois de similitude permet d'obtenir sur maquette les mêmes contraintes que pour la structure réelle.

Le projet CASSBA

L'objectif de ce projet était d'étudier la réponse sismique d'un bâtiment de huit niveaux, à murs porteurs en béton faiblement armés et chaînés. Financé par le Ministère de la recherche, la FNB, le CEA et Cogema, ce programme a été réalisé par le CEA, le GRECO, le CEBTP et un groupe d'experts en génie parasismique.

Après définition d'un bâtiment type, une maquette, à l'échelle 1/3 sur les longueurs et 1/9 sur les masses, a été testée en étant simplement posée sur la table vibrante « Azalée » du CEA (Gantenbein, 1994). Plusieurs équipes françaises ont réalisé des simulations numériques afin d'analyser les réponses linéaire et non linéaire de la structure (Mazars, 1994). Le LCPC a participé

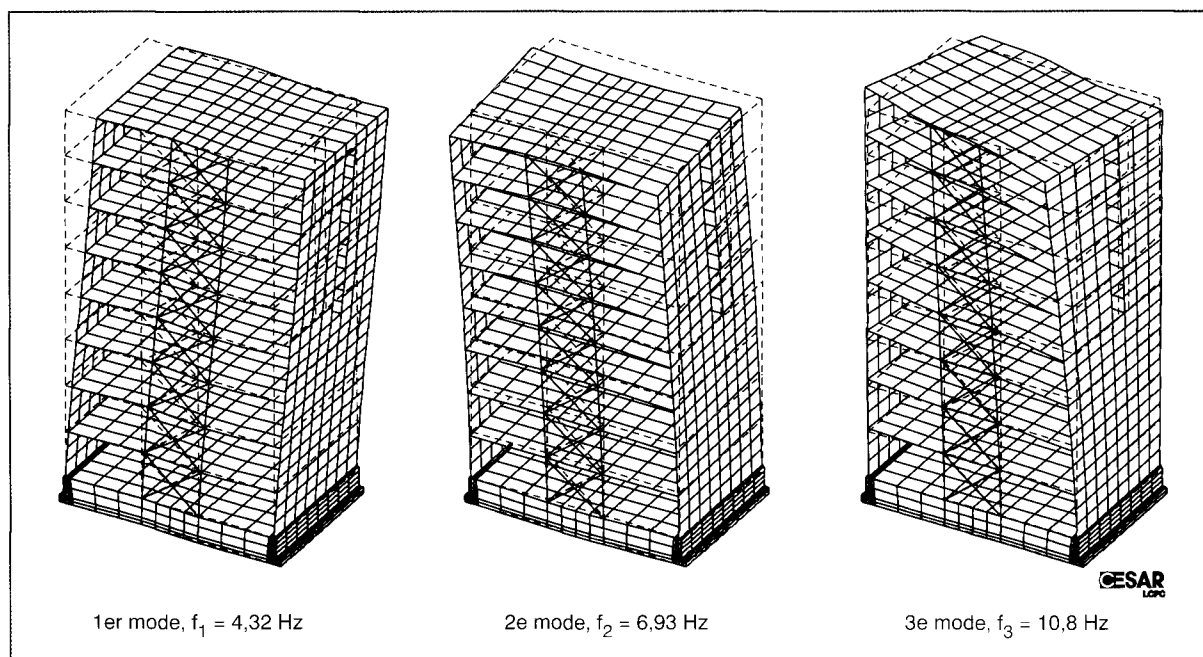


Fig. 1 - Modes propres de la structure du projet CASSBA.

au projet CASSBA en analysant les caractéristiques modales et la réponse dynamique linéaire de la structure (Grégeois, 1992). La structure est modélisée en trois dimensions à l'aide d'éléments de volume (pour les longrines-semelles), d'éléments de coque (planchers, murs) et d'éléments de poutre (contreventements métalliques). La masse de la structure est de 91 t pour une hauteur totale de 7,596 mètres.

La figure 1 montre les trois premiers modes propres de la structure CASSBA déterminés à l'aide du progiciel de calcul par éléments finis CÉSAR-LCPC (Humbert, 1989). Le maillage comporte 1 997 nœuds et 1 823 éléments. Le premier mode propre correspond à une flexion transversale, le deuxième à une flexion longitudinale et le troisième à la torsion. Les modes d'ordre supérieur sont donnés dans l'article de Grégeois et *al.* (1992).

Les expérimentations menées sur table vibrante ont montré un soulèvement de la structure au cours du mouvement de la table créant ainsi un effet de filtre sur la sollicitation sismique. La structure a donc été peu endommagée et l'analyse dynamique non linéaire de sa réponse n'a pas permis de caractériser pleinement les effets irréversibles dus au chargement sismique. La transmission des efforts aux murs porteurs est en effet restée limitée du fait du balancement de la structure (Gantenbein, 1994 ; Mazars, 1994, 1998).

Le projet CAMUS

En continuité à CASSBA, la recherche CAMUS s'inscrit dans le cadre de la maîtrise du risque sismique pour une technique de construction qui utilise le concept de structure à murs faiblement armés-chaînés. Le projet est soutenu par le CEA, la FNB, le Plan génie civil et EDF, et les acteurs sont le CEA, le réseau GEO, le CEBTP et un groupe d'experts en génie parasismique. L'objectif de ces travaux est d'étudier la réponse sismique d'un bâtiment de plusieurs étages dans d'autres conditions d'appui que CASSBA afin d'éviter l'effet de filtre créé par le soulèvement de la maquette (Coin et *al.*, 1998). La structure est constituée de béton faiblement armé et est ancrée à la table vibrante (CEA, 1997 ; Mazars, 1998). La participation du LCPC au concours de prévisions international du projet CAMUS s'est faite en s'appuyant sur le progiciel de calcul par éléments finis CÉSAR-LCPC (Humbert, 1989). Les différentes étapes de la modélisation sont les suivantes :

- discrétisation et modélisation des différents éléments structuraux,
- détermination des fréquences propres et modes propres du bâtiment et de sa réponse sismique linéaire,
- calcul de la réponse non linéaire en temps pour plusieurs niveaux de séismes.

Nous ne considérerons ici que les deux premiers points ; l'analyse dynamique non

linéaire sera présentée dans l'article d'Aouameur et *al.* (à paraître). Dans le projet CAMUS, la structure considérée est une maquette de bâtiment à l'échelle 1/3 comportant six planchers et d'une hauteur totale de 5,1 m. Elle est constituée de murs en béton faiblement armé couramment utilisé dans la conception des bâtiments en France. Le comportement sismique de telles structures est réputé très bon. Les règlements parasismiques ne tiennent en général pas compte de cette propriété. Afin d'analyser les performances sismiques de la maquette CAMUS, la modélisation numérique de la structure et le calcul de sa réponse sismique linéaire et non linéaire ont été réalisés (CEA, 1997 ; CEA, 1998 ; Mazars, 1998). L'analyse linéaire réalisée par l'équipe du LCPC (Semblat et *al.*, 1998) est présentée dans cet article. Cette étude numérique préliminaire ne permet pas de comparaison précise avec les réponses mesurées expérimentalement (fortement non linéaires). Ces comparaisons seront effectuées dans le second article (Aouameur et *al.*, à paraître).

Description de la structure CAMUS

Description générale

La structure CAMUS comporte essentiellement deux types d'éléments structuraux :

- > les murs, planchers et fondations en béton armé,
- > le système de contreventement constitué de poutres en acier.

Sur chacun des planchers supérieurs (fig. 2), elle comprend en outre des surcharges permettant de respecter les conditions de similitude sur la masse volumique (cf. « Expérimentations dynamiques sur table vibrante »). La figure 3 donne un schéma de la structure CAMUS (échelle $1'' = 1/3$: sa hauteur totale est de 5,1 m, les planchers sont espacés de 0,9 m (épaisseur 0,21 m), l'épaisseur des murs est de 0,06 m et celle des fondations de 0,10 m. Les données expérimentales de départ concernent les premières fréquences propres de la structure : 7,24 Hz pour le premier mode propre

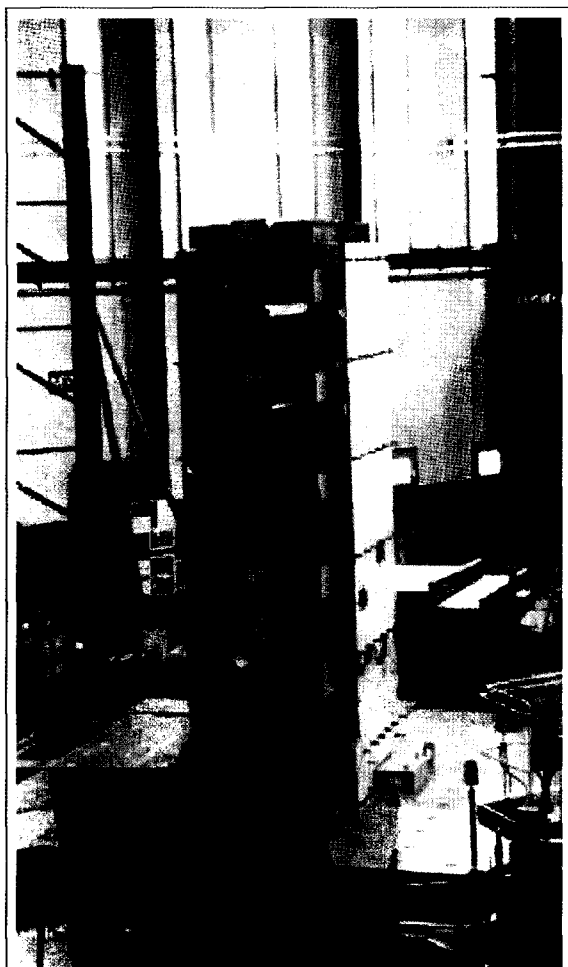


Fig. 2 - Structure CAMUS ancrée à la table vibrante Azalée (photo CEA).

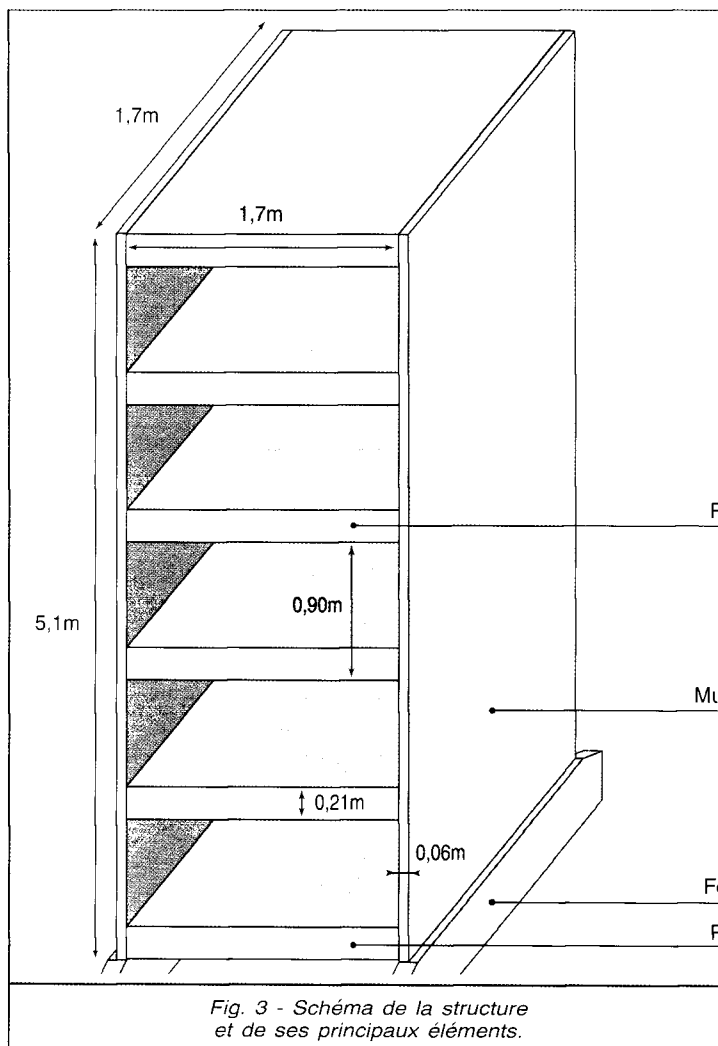


Fig. 3 - Schéma de la structure et de ses principaux éléments.

(flexion dans le plan des murs), 20 Hz pour le premier mode propre vertical et 33 Hz pour le deuxième mode propre de flexion (CEA, 1997).

Principaux éléments structuraux

La masse totale de la structure est de 36,310 t. Les différents éléments structuraux en béton armé sont les suivants :

- les murs latéraux :
 - ρ : 2 400 kg/m³,
 - E : 28 000 MPa,
 - ν : 0,2,
 - e : 0,06 m (constante) ;
- la fondation (et son système de fixation) :
 - ρ : 5 600 kg/m³,
 - E : 28 000 MPa,
 - ν : 0,2,
 - e : 0,10 m ;
- les planchers supérieurs qui comportent des masses additionnelles :
 - ρ : 9 525 kg/m³,
 - E : 28 000 MPa,
 - ν : 0,2,
 - e : 0,21 m ;
- le plancher inférieur :
 - ρ : 2 400 kg/m³,
 - E : 28 000 MPa,
 - ν : 0,2,
 - e : 0,21 m.

où :

- ρ : masse volumique,
- E : module d'Young,
- ν : coefficient de Poisson,
- e : épaisseur.

Il est tenu compte de la présence des masses additionnelles (fig. 4) qui n'interviennent pas dans la résistance des planchers, mais modifient leur masse volumique. La masse volumique d'un plancher courant est alors déterminée d'après la masse du plancher lui-même à laquelle sont ajoutées les masses additionnelles fixées au-dessus et en dessous de chaque plancher (cf. fig. 2 et 4 ; Semblat et al., 1998). Ces masses additionnelles permettent de respecter le rapport de similitude sur la masse volumique, soit $\rho^* = 1/l^* = 3$ (cf. « Expérimentations dynamiques sur table vibrante »). Elles sont soit en béton, soit en acier et leurs masses respectives sont les suivantes :

- $M_A = 0,628$ t (quatre masses en acier),
- $M_B = 0,240$ t (deux masses en béton au-dessus),
- $M_C = 0,288$ t (six masses en béton en dessous).

Le plancher inférieur est dépourvu de masses additionnelles.

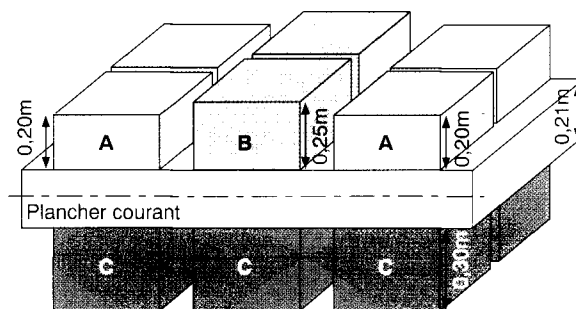


Fig. 4 - Plancher courant avec ses masses additionnelles.

Le système de contreventement est constitué de poutres inclinées en acier (cf. fig. 8) dont les caractéristiques sont les suivantes : $\rho = 8 370$ kg/m³, $E = 210 000$ MPa, $\nu = 0,3$. L'aire de la section de toutes les poutres est la même et vaut $S = 1,06 \cdot 10^{-2}$ m², les sections réduites sont $S_1 = 2,4 \cdot 10^{-4}$ m², $S_2 = 8,61 \cdot 10^{-4}$ m². Le moment d'inertie de torsion vaut $V_{11} = 1,07 \cdot 10^{-6}$ m⁴, les inerties de flexion autour des axes X et Y sont respectivement $V_{12} = 1,126 \cdot 10^{-4}$ m⁴ et $V_{13} = 3,923 \cdot 10^{-5}$ m⁴.

Modélisation numérique en dynamique avec CÉSAR-LCPC

Les recherches sur les méthodes numériques et les éléments finis ont démarré au LCPC à la fin des années 1960. CÉSAR-LCPC est un code de calcul général basé sur la méthode des éléments finis développé au LCPC depuis 1983 afin de modéliser le comportement d'ouvrages de génie civil (Humbert, 1989). Il comporte une grande variété de lois de comportement permettant de simuler de nombreux types de problèmes (linéaire, non linéaire, bidimensionnel, tridimensionnel, statique, dynamique). Les différents champs d'investigation de CÉSAR-LCPC sont les suivants : géotechnique, calcul de structure, hydrogéologie, mécanique des chaussées, problèmes couplés, thermique, acoustique, sismique, etc.

En dynamique, il est possible de résoudre par la méthode des éléments finis les problèmes généraux de dynamique des structures (Grégois et al., 1992 ; Aouameur, 1998), d'analyser les phénomènes de propagation d'ondes (Semblat, 1997 et 1998) et les problèmes d'aérodynamique pour les ouvrages d'art (Patron, 1998). CÉSAR-LCPC comporte également un module basé sur la méthode des éléments de frontière qui permet de résoudre les problèmes d'effets de site et d'interaction sol-structure (Dangla, 1989 ; Semblat et al., 1999).

Le développement récent dans CÉSAR d'algorithmes et de types d'éléments spécifiques (poutre multifibre, coque multicouche) permet de réaliser des calculs dynamiques non linéaires et d'analyser ainsi les problèmes de chocs et de dynamique rapide (Sercombe, 1997), la réponse sismique des structures (Ulm, 1993 et 1994 ; Aouameur, 1998), etc.

Détermination des fréquences et des modes propres

Modes propres réels des systèmes à amortissement classique

Les équations du mouvement d'un système à N degrés de liberté s'écrivent classiquement (Clough, 1993 ; Imbert, 1979) :

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = F(t)$$

où M, C et K sont respectivement les matrices de masse, d'amortissement et de rigidité. La solution générale peut s'obtenir à partir de l'étude des vibrations libres :

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = 0 \quad (1)$$

Les N solutions propres du système (1) sont appelés « modes ». Dans le cas général, ces N modes sont complexes (Bisch et al., 1999). Pour des structures sans amortissement ou présentant un amortissement classique (amortissement de Rayleigh, par exemple), les modes sont réels et sont solutions du système :

$$M\ddot{x} + Kx = 0$$

Les solutions sont du type $x(t) = X.e^{j\omega t}$, d'où les équations modales :

$$\omega^2 Mx = Kx \quad (2)$$

Le système (2) possède N valeurs propres réelles : $\lambda_1 = \omega_1^2$, $\lambda_2 = \omega_2^2$, ..., $\lambda_N = \omega_N^2$ auxquelles correspondent les modes propres (ou vecteurs propres) du système sans amortissement soient $x^{(1)}$, $x^{(2)}$, ..., $x^{(N)}$.

Méthodes de détermination des valeurs propres

Dans CÉSAR-LCPC, la détermination des valeurs propres et vecteurs propres réels du système (2) se fait à l'aide du module MODE. La méthode de résolution utilisée est la méthode du sous-espace, qui combine les méthodes d'itération inverse et de Ritz (Fezans, 1997).

Méthode de Ritz

La méthode de Ritz permet de réduire la dimension du problème aux valeurs propres à résoudre. Elle utilise, pour cela, le principe de stationnarité

du quotient de Rayleigh (au voisinage de tout vecteur propre). Ce quotient est défini pour tout vecteur y de la façon suivante (Imbert, 1979) :

$$R[y] = \frac{y^T K y}{y^T M y}$$

Méthode de la puissance inverse

Elle permet de calculer la plus petite valeur propre (et le vecteur propre associé) et consiste à itérer sur un vecteur y défini à l'étape i de la façon suivante :

$$K.y_i = M.y_{i-1}$$

en partant d'un vecteur y_0 défini sur la base des vecteurs propres $x^{(j)}$ sous la forme :

$$y_0 = \sum_{j=1}^N \beta_j x^{(j)}$$

L'expression du vecteur y_i sur la base des vecteurs propres est alors la suivante :

$$y_i = \frac{1}{\lambda_1^i} \left[\beta_1 x^{(1)} + \sum_{j=2}^N \left(\frac{\lambda_1}{\lambda_j} \right)^i \beta_j x^{(j)} \right]$$

Lorsque le nombre d'itérations devient grand, les itérés successifs deviennent colinéaires au vecteur propre $x^{(1)}$:

$$y_i \rightarrow \frac{1}{\lambda_1^i} \beta_1 x^{(1)} \text{ et de plus } \frac{|y_{i+1}|}{|y_i|} \rightarrow \frac{1}{\lambda_1}$$

Modes propres de la structure CAMUS

Modèle bidimensionnel de la structure

En considérant que la structure présente un amortissement classique et qu'il n'y a pas d'amortissements localisés, la détermination des caractéristiques modales se fait par l'intermédiaire des modes propres réels. Un premier modèle bidimensionnel est élaboré afin de réaliser une analyse simple et rapide des fréquences et modes propres de la structure. Le calcul est effectué en contraintes planes et les conditions aux limites à la base de la structure imposent des déplacements horizontaux et verticaux nuls en tout point.

Les murs et les fondations sont modélisés par des éléments finis volumiques d'épaisseurs respectives $e_1 = 0,12$ m et $e_2 = 0,20$ m (soit deux fois l'épaisseur nominale). Les planchers en béton sont modélisés à l'aide d'éléments de poutre ayant les caractéristiques suivantes : $\rho = 9\,525$ kg/m³ (avec masses additionnelles,

cf. « Description de la structure CAMUS »), $E = 28\,000\text{ MPa}$, $\nu = 0,2$, aire de la section $S = 0,357\text{ m}^2$, section réduite $S_{II} = 0,2975\text{ m}^2$, moment d'inertie de torsion $V_{II} = 0,0013\text{ m}^4$, excentrement du centre de gravité de la section $Y_G = 0,03\text{ m}$. L'excentrement est calculé d'après la position des masses additionnelles, mais il modifie peu les fréquences propres de la structure (Semblat et al., 1998). La masse volumique du plancher inférieur vaut $\rho = 2\,400\text{ kg/m}^3$ (pas de masses additionnelles) et son excentrement est nul.

Le premier mode propre de la structure est représenté sur la figure 5 et correspond à une fréquence propre de 8,7 Hz. Cette première fréquence propre est nettement plus élevée que celle donnée par l'expérience (7,24 Hz). Le modèle bidimensionnel considéré est donc plus rigide que la structure réelle. En outre, dans les premiers modes propres obtenus avec ce modèle, il n'apparaît pas de mode propre vertical comme indiqué par l'expérience (CEA, 1997).

Afin de rendre le modèle plus réaliste, la table vibrante et ses supports ont également été modélisés. Le modèle complet ainsi considéré devrait être plus souple que le précédent et conduire à des fréquences propres plus proches de la réalité. En outre, la masse totale de la table vibrante est d'environ 25 t, ce qui n'est pas négligeable eu égard à la masse de la structure.

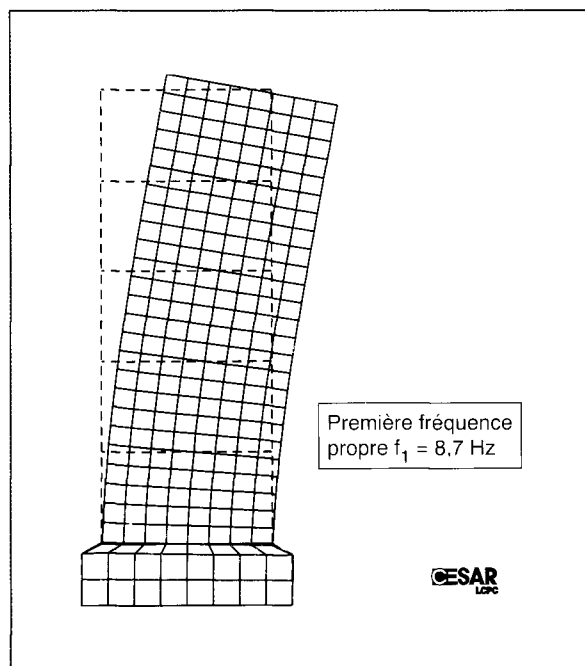


Fig. 5 - Premier mode propre de la structure bidimensionnelle.

Modèle bidimensionnel complet

Description du modèle

Comme le montre la figure 6, le modèle bidimensionnel complet comprend la structure telle que décrite précédemment, la table vibrante et ses supports (ressorts localisés). La table vibrante, supposée rigide, a été incluse dans le modèle en tenant compte de sa masse et de sa géométrie soient : masse volumique $\rho = 615\text{ kg/m}^3$ (calculée d'après la masse de la table, $m_t = 25\text{ t}$, supposée uniformément répartie), épaisseur $e = 6\text{ m}$ (pour le calcul en contraintes planes, c'est-à-dire la « profondeur » de la table dans la direction perpendiculaire au modèle). Une poutre très rigide est fixée à la table afin de relier celle-ci aux supports (ressorts verticaux) excentrés par rapport aux extrémités de la table.

Les ressorts verticaux fixés aux extrémités de cette poutre ont une rigidité $K = 4,10^8\text{ N/m}$ (CEA, 1997). La rigidité ponctuelle fixée au milieu de la poutre représente deux ressorts situés à l'avant et à l'arrière de la table et a donc une rigidité deux fois plus grande soit $K' = 2K = 8,10^8\text{ N/m}$. Dans les simulations numériques, plusieurs valeurs de K ont été utilisées afin d'analyser l'évolution des fréquences propres.

Les éléments employés dans CÉSAR afin de modéliser ces ressorts verticaux sont des éléments spéciaux appelés également rigidités ponctuelles (LCPC, 1997). Ils permettent de donner de manière explicite des matrices de rigidité (ou de masse ou d'amortissement) élémentaires. Les coefficients des matrices élémentaires sont donnés explicitement et ces éléments spéciaux peuvent soit être connectés à une base rigide, soit relier deux nœuds distincts. Il est ainsi possible de modéliser des rigidités ou des amortisseurs ponctuels ou encore des masses localisées.

Modes et fréquences propres

Pour le modèle bidimensionnel complet, la condition aux limites concerne le centre de gravité de la table : il est fixé dans la direction horizontale afin d'éliminer les mouvements de translation de corps rigide (les mouvements verticaux sont limités par les rigidités supports de la table vibrante). Le calcul est basé comme précédemment sur l'hypothèse de contraintes planes. Les trois premiers modes propres du modèle bidimensionnel complet sont donnés sur la figure 7.

Fig. 6 -
Maillage du modèle
bidimensionnel complet
incluant la table vibrante.

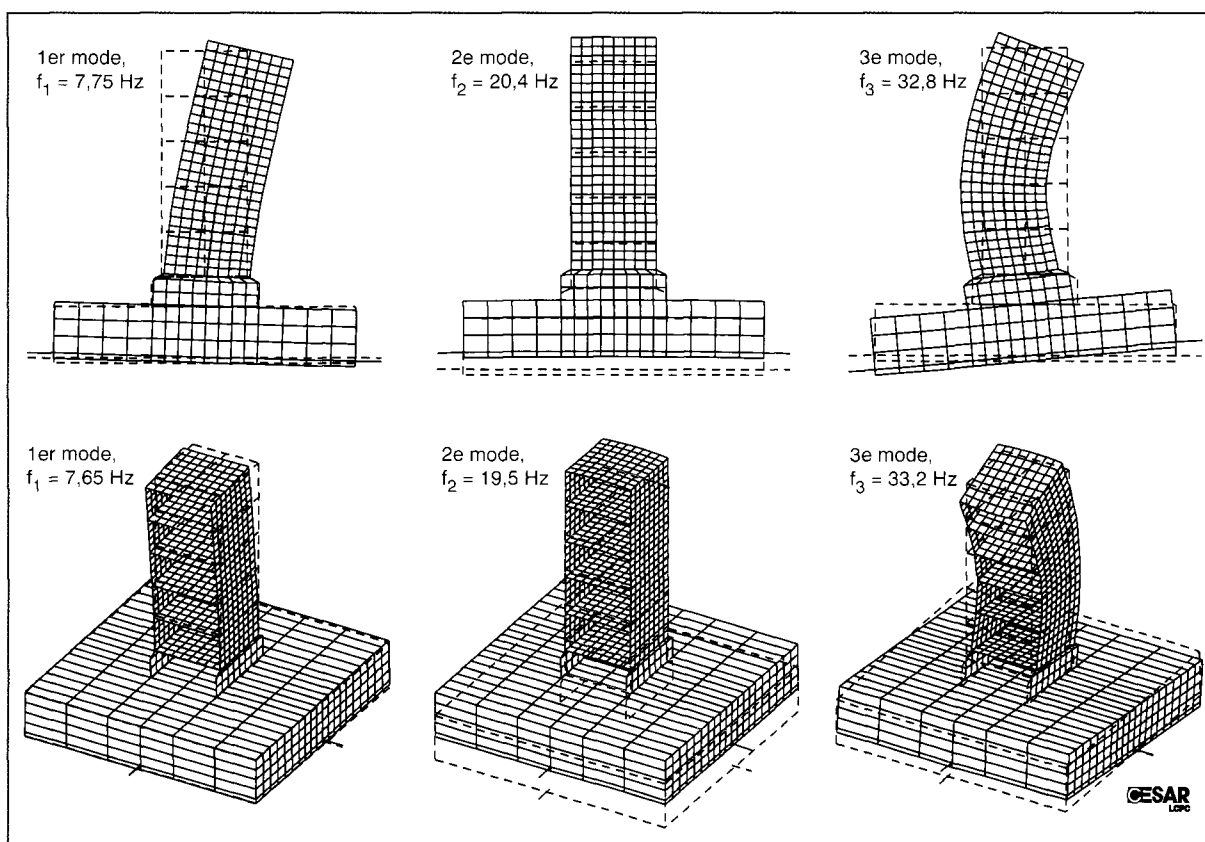
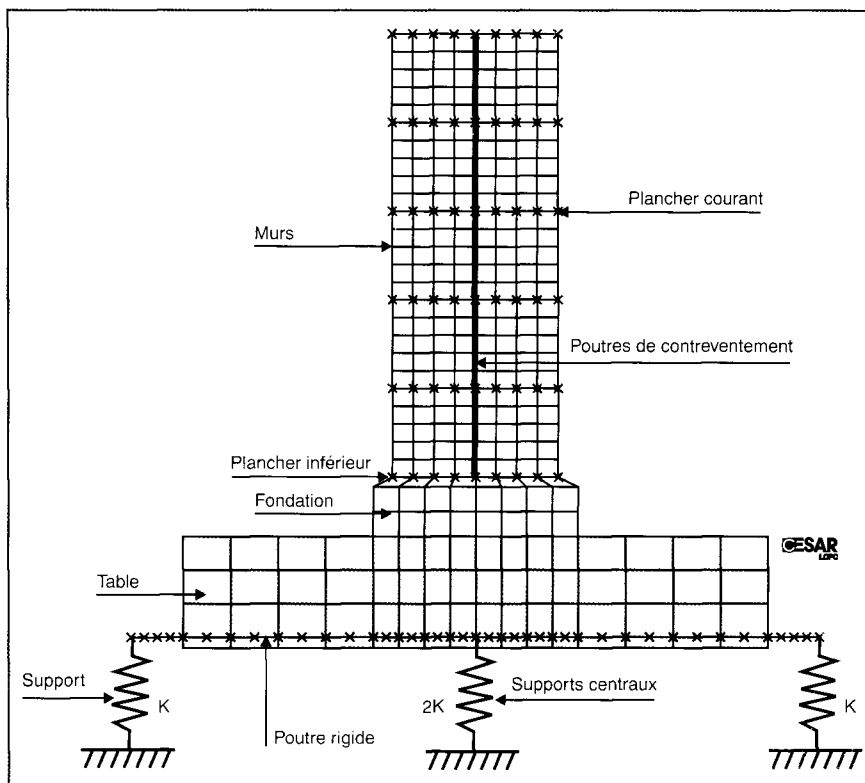


Fig. 7 - Trois premiers modes propres des modèles bidimensionnel
et tridimensionnel complets.

L'intégration de la table vibrante et de ses supports (rigidités ponctuelles) dans le modèle permet de rendre compte des mouvements de rotation de l'ensemble table/structure pour les modes 1 et 3. Il est également possible d'accéder au deuxième mode propre (vertical), qui est dû à la souplesse des supports de la table et qui ne peut pas être obtenu avec le premier modèle (structure seule). La première fréquence propre est plus faible que pour la structure bidimensionnelle seule, puisqu'elle vaut 7,93 Hz. Elle reste toutefois encore assez éloignée de la fréquence donnée expérimentalement (7,24 Hz). Le premier mode propre est un mode de flexion. Le deuxième mode est un mode de vibration verticale. Le troisième mode est le deuxième mode de flexion. Comme l'indique la figure 7, les mouvements de la table vibrante sont tout à fait significatifs et ont un effet non négligeable sur la forme des modes propres. Il est donc nécessaire d'intégrer la table vibrante et ses supports dans le modèle.

Le tableau I donne, pour différentes valeurs de rigidité K , les fréquences propres et les pourcentages d'erreur pour le modèle bidimensionnel complet. Ce modèle complet s'avère moins rigide que le premier modèle puisque les supports de la table vibrante induisent une certaine souplesse (pas de conditions aux limites rigides). Compte tenu de sa masse, la contribution de la table vibrante à la répartition totale des masses doit, par ailleurs, être assez importante et modifier de façon sensible les paramètres modaux.

En tenant compte des incertitudes sur la valeur de K , les différentes valeurs choisies conduisent à des fréquences propres plus faibles qu'avec le premier modèle. Ces fréquences se rapprochent des valeurs déterminées expérimentalement (tab. I). Pour l'ensemble des trois premières fréquences propres, les pourcentages d'erreurs par rapport aux valeurs expérimentales obtenus pour $K = 3.10^8$ N/m sont faibles (respectivement 7, 2 et 2,4 %). C'est donc

cette valeur de K qui sera retenue dans la suite. Pour $K = 2,5.10^8$ N/m, les pourcentages sont légèrement plus faibles, mais cette valeur de rigidité des supports de la table diffère très fortement de la valeur fournie pour le concours de prévisions CAMUS (CEA, 1997).

Modèle tridimensionnel complet

Description du modèle

En trois dimensions, la structure et la table sont prises avec les mêmes caractéristiques que pour le modèle bidimensionnel. Dans le cas tridimensionnel, les murs, la fondation et les planchers sont représentés par des éléments de coques (au lieu d'éléments volumiques bidimensionnels pour les deux premiers et d'éléments de poutre pour les deux derniers). Comme en dimension 2, la masse volumique des planchers supérieurs est calculée en tenant compte de la contribution des masses additionnelles (Semblat et al., 1998).

La table est modélisée à l'aide d'éléments volumiques et sa masse est supposée répartie de façon uniforme dans son volume. Le système de contreventement est représenté avec des éléments de poutre tridimensionnels (au lieu de poutres bidimensionnelles). Les supports de la table vibrante sont modélisés par des éléments spéciaux ponctuels tridimensionnels définis de la même manière qu'en dimension 2 (seul le nombre de termes de la matrice élémentaire change). Le maillage du modèle tridimensionnel complet est représenté sur la figure 8.

Modes et fréquences propres

La figure 7 montre les premier, deuxième et troisième modes propres obtenus avec le modèle tridimensionnel complet (structure + table vibrante). Les modes sont du même type qu'en dimension 2 : dans l'ordre, flexion dans le plan des murs, mode vertical puis deuxième mode de flexion.

TABLEAU I
Fréquences propres pour différentes valeurs de K (modèle bidimensionnel complet)

Valeur de K (N/m)	Fréquence propre (Hz)			Pourcentage d'erreur %		
	f_1	f_2	f_3	f_1	f_2	f_3
4.10^8	7,93	22,87	35,17	9,5	14,35	6,5
3.10^8	7,75	20,43	33,82	7	2	2,4
$2,5.10^8$	7,61	18,95	32,84	5	5,1	0,5

Fig. 8 -
Maillage du modèle
trimensionnel avec la table
vibrante.

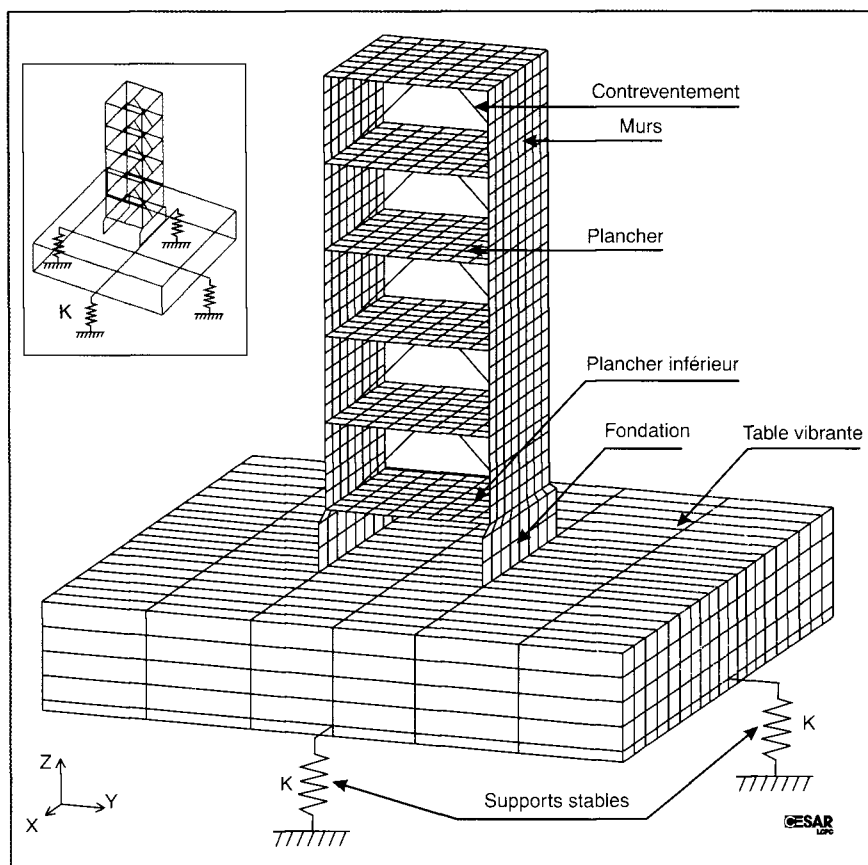


TABLEAU II
Fréquences propres pour différentes valeurs de K (modèle tridimensionnel complet)

Valeur de K (N/m)	Fréquence propre (Hz)			Pourcentage d'erreur %		
	f_1	f_2	f_3	f_1	f_2	f_3
$4 \cdot 10^8$	7,81	21,69	34,28	7,8	8,4	3,8
$3 \cdot 10^8$	7,65	19,58	33,25	5,6	2,1	0,07
$2,5 \cdot 10^8$	7,52	18,26	32,40	3,8	8,7	1,8

Dans le calcul des modes et fréquences propres tridimensionnels, plusieurs valeurs de rigidité K ont également été considérées. Les résultats correspondants à ces différentes valeurs sont donnés dans le tableau II.

Les résultats numériques obtenus sont satisfaisants et sont plus proches des valeurs expérimentales que dans le cas bidimensionnel (tableau II). Pour la valeur de K retenue ($K = 3 \cdot 10^8$ N/m), les différences entre valeurs calculées et valeurs

mesurées sont faibles et valent respectivement 5,6, 2,1 et 0,07 % pour les trois premières fréquences propres. Ces valeurs sont inférieures aux différences généralement observées entre modèle réduit et structure réelle (Buland, 1995).

Ces résultats étant tout à fait satisfaisants, c'est ce modèle complet (bidimensionnel et tridimensionnel) qui sera utilisé dans la suite pour la détermination de la réponse sismique du bâtiment. La valeur de la rigidité des supports de la table sera donc prise égale à $3 \cdot 10^8$ N/m.

Réponse linéaire par superposition modale

Chargement sismique et application

Accélérogrammes synthétiques

Les chargements sismiques appliqués correspondent à trois signaux d'accélération synthétiques différents donnés en g (accélération de la pesanteur) : CAMUS02, CAMUS17 et CAMUS19. Ces signaux sont représentés sur la figure 9 et donnent l'accélération horizontale appliquée à la table vibrante. Le chargement de la structure est équivalent à un mouvement de base rigide imposé.

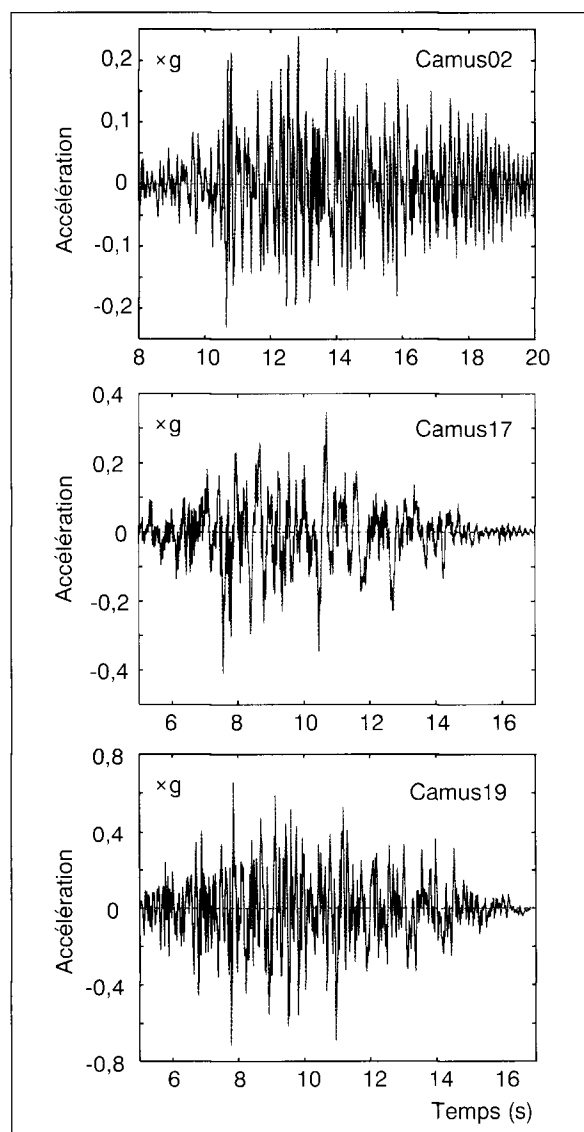


Fig. 9 - Signaux d'accélération pour les calculs linéaires et non linéaires (en « g »).

L'accélérogramme CAMUS02 présente une amplitude maximale de 0,24 g, CAMUS17 un maximum de 0,49 g et CAMUS19 0,71 g. L'application d'un chargement correspondant à chacun des trois accélérogrammes est décrite

dans la suite. Le pas de temps utilisé dans le calcul est $\Delta t = 0,01$ s. La figure 10 donne le spectre de pseudo-accélération du signal CAMUS02 en fonction de la période.

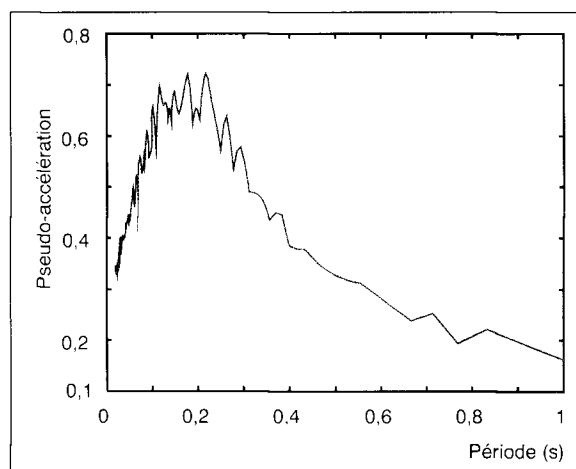


Fig. 10 - Spectre de réponse CAMUS02 (pseudo-accélération en « g »).

Mouvement imposé à la base

Comme le bâtiment est de faible hauteur, un mouvement d'accélération appliqué à sa base provoque à la fois un mouvement d'ensemble de la structure et un mouvement relatif par rapport à cette base. Ceci n'est pas le cas pour les structures de grande hauteur pour lesquelles il peut ne pas y avoir réellement de mouvement de corps rigide (Bisch et al., 1999).

Si l'on note $x = x_s + x_G$ le déplacement total de la structure lié à un mouvement imposé x_G en son centre de gravité, l'équation du mouvement relatif x_s du système table + bâtiment peut s'écrire de la manière suivante (Clough et Penzien, 1993) :

$$M(\ddot{x}_s + \ddot{x}_G) + C\dot{x}_s + Kx_s = F(t) = 0$$

Seule les forces d'inertie s'expriment en fonction des déplacements globaux de la structure. L'équation du mouvement s'exprime alors directement en fonction de l'accélération imposée au centre de gravité du système sous la forme suivante :

$$M\ddot{x}_s + C\dot{x}_s + Kx_s = -M\ddot{x}_G$$

Pour appliquer ce type de chargement à la structure, les forces d'inertie ont donc été calculées d'après les signaux d'accélération synthétiques et appliquées en tout point de la structure. Le chargement considéré dans la modélisation numérique est ainsi un chargement volumique réparti dans l'ensemble de la structure et appliqué suivant la direction d'accélération (horizontale). Comme le centre de gravité G de la table est fixe dans le plan horizontal, les mouvements de la structure sont donc des déplacements relatifs définis par rapport à un repère lié au point G.

Contribution de chaque mode à la réponse dynamique

Lorsque la structure est soumise à un déplacement statique unitaire de sa base, en notant δ le vecteur déplacement de tous les nœuds de la structure, le facteur de participation modale p_i représente la contribution du mode i à la réponse et il est défini par (Clough et Penzien, 1993) :

$$p_i = \frac{T_x^{(i)} M \delta}{T_x^{(i)} M x^{(i)}} \quad \text{et} \quad m_i = p_i^2$$

où $x^{(i)}$ est le vecteur propre du mode i , M la matrice de masse et m_i la masse effective du mode i . Dans cette expression, le dénominateur est généralement égal à l'unité (normalisation de la matrice modale par rapport à la matrice de masse).

Les pourcentages de masse effective sont calculés en divisant les masses effectives de chaque mode par la masse totale de la structure. Ils caractérisent la contribution de chacun des modes à la réponse de la structure. Lorsque la somme des pourcentages de masse effective est insuffisante, il est possible d'utiliser la « méthode du mode résiduel » (Bisch et al., 1999 ; Imbert, 1979) en affectant la masse manquante au dernier mode retenu.

Réponse dynamique linéaire pour le modèle bidimensionnel complet

Détermination de la réponse par superposition modale

La détermination de la réponse dynamique bidimensionnelle est réalisée à l'aide d'une méthode de superposition modale (module SUMO de CÉSAR, Brioist, 1997). Le modèle considéré est le modèle complet présenté sur la figure 6 et dont les modes propres sont donnés sur la figure 7. Dans le calcul, la valeur de K retenue est $K = 3 \cdot 10^8$ N/m et la sollicitation est calculée d'après les signaux d'accélération synthétiques de la figure 9. Le pas de temps utilisé dans le calcul est $\Delta t = 0,01$ s. La valeur de K semble avoir une importance sensible sur la réponse dynamique de la structure puisque les courbes obtenues pour différentes valeurs de K ne coïncident pas (Semblat et al., 1998). Un effet de déphasage important des pics et d'amplification plus ou moins grande du déplacement apparaît. La réponse dynamique linéaire de la structure semble donc très sensible à la valeur de K , c'est-à-dire à de faibles variations des fréquences propres.

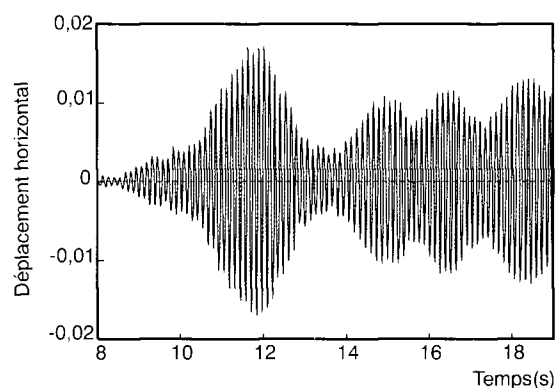


Fig. 11 - Déplacement horizontal au sommet du bâtiment (CAMUS02) pour $K = 3 \cdot 10^8$ N/m.

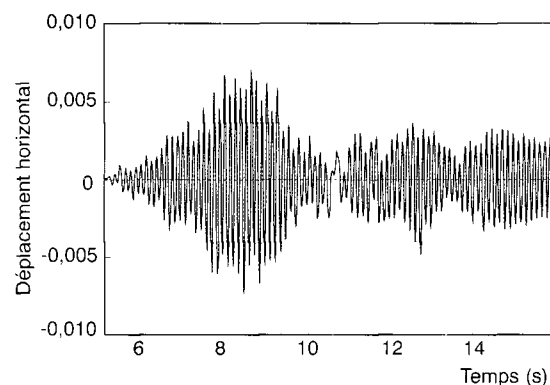


Fig. 12 - Déplacement horizontal au sommet du bâtiment (CAMUS17) pour $K = 3 \cdot 10^8$ N/m.

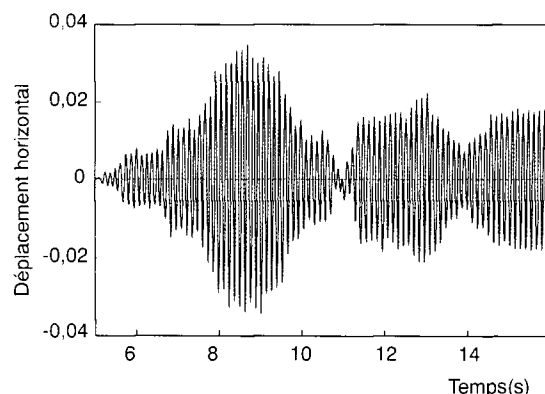


Fig. 13 - Déplacement horizontal au sommet du bâtiment (CAMUS19) pour $K = 3 \cdot 10^8$ N/m.

Les courbes des figures 11, 12 et 13 donnent le déplacement horizontal au sommet de la structure calculé pour les trois sollicitations sismiques (CAMUS02, 17 et 19). L'amplitude du déplacement est d'ordre centimétrique puisqu'elle varie de 0,5 cm pour CAMUS17 à presque 4 cm pour CAMUS19. Sur les courbes de réponse, la période d'oscillation observée correspond à la première période propre de l'ensemble structure/table soit $T_1 = 1/f_1 = 0,13$ s (cf. tab. I).

Pourcentages de masse effective pour le modèle bidimensionnel complet

Afin de déterminer la contribution de chaque mode à la réponse dynamique de la structure, la masse modale effective (cf. « Contribution de chaque mode à la réponse dynamique ») des 10 premiers modes de la structure CAMUS a été estimée dans le cas du modèle bidimensionnel complet. Le tableau III donne les pourcentages de masse effective correspondant aux dix premières fréquences propres pour la sollicitation sismique CAMUS19 et avec une rigidité des supports de la table $K = 3.10^8$ N/m.

TABLEAU III
Fréquences propres et pourcentages de masse effective (modèle bidimensionnel)

Mode numéro	Fréquence propre (Hz)	Pourcentage de masse effective (%)
1	7,75	41,59
2	20,43	0
3	33,82	10,18
4	58,42	0,272
5	63,62	0
6	90,53	2,791
7	129,71	0
8	131,17	0,824
9	164,13	0,444
10	174,94	0,027

Comme indiqué dans le tableau III, le pourcentage de masse effective est élevé pour le premier et le troisième mode (respectivement 41,6 et 10,2 %). Pour tous les autres modes, les pourcentages de masse effective sont très faibles. La contribution de ces deux modes à la réponse dynamique de la structure est donc largement prépondérante. Celle des autres modes est négligeable (Semblat et al., 1998).

Réponse dynamique linéaire pour le modèle tridimensionnel complet

La détermination de la réponse dynamique tridimensionnelle est réalisée à partir du modèle complet présenté sur la figure 8. La réponse diffère légèrement de la réponse obtenue en dimension 2 puisque les fréquences propres calculées avec les deux modèles sont sensiblement différentes. L'amplitude maximale de déplacement reste toutefois du même ordre qu'en dimension 2. Les pourcentages de masse effective sont également équivalents en dimension 3 avec une nette prédominance des modes 1 et 3 (Semblat et al., 1998). Outre l'amélioration des valeurs de fréquences propres estimées (plus proches de celles données par l'expérience), l'intérêt du modèle tridimensionnel est de permettre l'analyse de sollicitations sismiques d'orientation quelconque.

La figure 14 donne la déformée du modèle tridimensionnel pour le séisme CAMUS02 à l'instant $t = 11,71$ s. D'après cette figure, la déformation s'opère presque exclusivement en flexion dans le plan des murs (structure symétrique sollicitée suivant une direction de son plan de symétrie). Les mouvements de la table vibrante sur ses supports ne sont pas négligeables par rapport aux mouvements de la structure. L'intégration de la table vibrante dans le modèle est donc parfaitement justifiée.

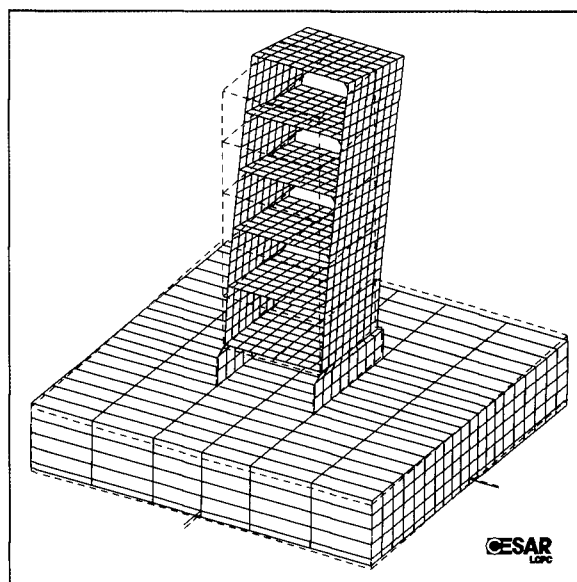


Fig. 14 - Déformée du modèle tridimensionnel complet (CAMUS02, $t = 11,71$ s, $K = 3.10^8$ N/m).

Conclusions

Dans le cadre du projet CAMUS, la réponse sismique d'un bâtiment a été déterminée sur une maquette grâce à des essais sur la table vibrante « Azalée » du CEA (CEA, 1997). La contribu-

tion du LCPC à la modélisation numérique de ce problème a été réalisée à l'aide du progiciel de calcul par éléments finis CÉSAR-LCPC.

La modélisation de la structure CAMUS et l'estimation numérique de ses caractéristiques modales ne peut se faire correctement en considérant la structure seule. Il est nécessaire d'intégrer dans le modèle la table vibrante ainsi que ses supports (sous forme de rigidités ponctuelles). Les paramètres modaux des trois premiers modes, déterminés à l'aide de CÉSAR-LCPC, sont alors très sensiblement modifiés et coïncident bien avec les mesures expérimentales.

La détermination, par une méthode de superposition modale, de la réponse dynamique linéaire de l'ensemble structure + table vibrante met en évidence la contribution de chacun des modes propres. La contribution des premier et troisième modes (tous deux en flexion) est largement prédominante. Les modèles ainsi proposés serviront de point de départ à l'analyse dynamique non linéaire présentée de façon détaillée dans l'article d'Aouameur et al. (à paraître). Les résultats obtenus par l'ensemble des participants au concours de prévision internationale ont été comparés par le CEA (CEA, 1998). Des résultats détaillés sont également donnés par Ragueneau et Mazars (1998), Ragueneau (1999), Ile et al. (1998).

Remerciements

Ce travail a été réalisé en partie dans le cadre d'un stage post-doctoral.

Les auteurs adressent leurs plus vifs remerciements au professeur Jacky Mazars pour sa relecture critique de la présentation générale des projets CASSBA et CAMUS.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

AOUAMEUR A. (1998), *Analyse non linéaire matérielle et géométrique des structures coques en béton armé sous chargements statiques et dynamiques*, Thèse de doctorat de l'ENPC.

AOUAMEUR A., SEMBLAT J.-F., ULM F.-J., Comportement d'un bâtiment sous séisme (projet CAMUS) ; II - Modélisation numérique de la réponse non linéaire, *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées* (à paraître).

BISCH P., PRAT M., SEMBLAT J.-F. (1999), *Modélisation des ouvrages en milieu sismique* (Chap. 23), *Emploi des éléments finis en génie civil*, éd. Hermès (à paraître).

BRIOT J.-J. (1997), *CÉSAR-LCPC (Version 3.2) - Manuel théorique : module SUMO*, LCPC.

BULAND P. (1995), Les lois de similitude pour les essais sur table vibrante. Application à la maquette CASSBA, Les modèles réduits en génie civil, AUGC, pp. 95-105.

CEA (1997), *Mock-up and loading characteristics. Specifications for the participants report*, « Camus » International Benchmark.

CEA (1998), *Synthesis of the participants reports*, « Camus » International Workshop, XI^e Conférence européenne de génie parasismique, AFPS-EAEE, Paris.

CLOUGH R.W., PENZIEN J. (1993), *Dynamics of structures*, Mc Graw-Hill.

COIN A., MAZARS J. et al. (1998), *Recherche CAMUS - rapport final convention 9670011 du plan génie civil*.

DANGLA P. (1989), *Couplage éléments finis équations intégrales en élastodynamique et interaction sol-structure*, Thèse de doctorat de l'ENPC.

FEZANS G. (1997), *CÉSAR-LCPC (Version 3.2) - Manuel théorique : module MODE*, LCPC.

GANTENBEIN F., QUEVAL J.-C., BULAND P. (1994), Maquette CASSBA - Essais sismiques, *Annales de l'Institut du bâtiment et des travaux publics*, **523**, pp. 54-67.

GRÉGOIS B., ULM F.-J. (1992), Calculs dynamiques linéaires d'une structure en béton armé : la maquette du projet CASSBA, *Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées*, **181**, pp. 53-58.

HUMBERT P. (1989), CÉSAR-LCPC, un code général de calcul par éléments finis, *Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées*, **160**, pp. 112-115.

ILE N., REYNOUARD J.-M., MERABET O. (1998), *Seismic behaviour of slightly reinforced shear wall structures*, 11th European Conference on Earthquake Engineering, éd. Balkema, Paris.

IMBERT J.-F. (1979), *Analyse des structures par éléments finis*, éd. Cépaduès, Toulouse.

LCPC (1997), *CÉSAR-LCPC (Version 3.2) - Mode d'emploi*.

MAZARS J. (1994), Modélisation du comportement et simulation du fonctionnement de la maquette CASSBA, *Annales de l'Institut du bâtiment et des travaux publics*, **523**, pp. 68-91.

MAZARS J. (1998), *French advanced research on structural walls : An overview on recent seismic programs*, 11th European Conference on Earthquake Engineering, éd. Balkema, Paris.

PATRON-SOLARES A. (1998), *Modélisation numérique de la tenue au vent des ponts souples*, Thèse de doctorat de l'ENPC.

PITILAKIS K., HATZIDIMITRIOU D., BARD P.Y., MANOS G., JONGMANS D. (1994), *Euroseistest Volvi-Thessaloniki - A European test site for engineering seismology*, earthquake engineering and seismology, Earthquake resistant construction and design, éd. Savidis, Balkema, Rotterdam.

RAGUENEAU F., MAZARS J. (1998), *Damping and boundary conditions : two major points for the description of the seismic behaviour of R/C structures*, 11th European Conference on Earthquake Engineering, éd. Balkema, Paris.

RAGUENEAU F. (1999), *Fonctionnement dynamique des structures en béton - Influence des comportements hystérétiques locaux*, Thèse de doctorat ENS-Cachan.

SEMBLAT J.-F. (1997), Rheological interpretation of Rayleigh damping, *Journal of Sound and Vibration*, vol. **206**, **5**, pp. 741-744.

SEMBLAT J.-F., AOUAMEUR A., MITANI H., ULM F.-J., HUMBERT P. (1998), *CAMUS International Benchmark : final report*, Laboratoire central des Ponts et Chaussées, 61 pages.

SEMBLAT J.-F., LUONG M.P. (1998), Propagation d'ondes en milieu centrifugé : caractérisation, dispersion, atténuation, *Revue française de Géotechnique*, **83**, pp. 17-28.

SEMBLAT J.-F. (1998), Amortissement et dispersion des ondes : points de vues physique et numérique, *Revue française de génie civil*, vol. **2**, **1**, pp. 91-111.

SEMBLAT J.-F., DUVAL A.-M., DANGLA P. (1999), Amplification du mouvement sismique : effets de site dans le centre de Nice, *Revue française de génie civil*, vol. **3**, **3**.

SERCOMBE J. (1997), *Modélisation du comportement du béton en dynamique rapide. Application au calcul des conteneurs à haute intégrité*, Thèse de doctorat de l'ENPC.

ULM F.-J., CLÉMENT J.-L., ARGOUL P. (1993), *Coefficient de comportement : approche chute de fréquence*, 3e Colloque national de Génie parasismique, Saint-Rémy-lès-Chevreuse.

ULM F.-J. (1994), *Modélisation élastoplastique avec endommagement du béton de structures*, thèse de doctorat de l'ENPC.

ABSTRACT

Earthquake performance of buildings (CAMUS project)

I - Discretization of the structure and numerical modelling of linear response

J.-F. SEMBLAT, A. AOUAMEUR, F.-J. ULM, H. MITANI

This paper presents the CAMUS project (Conception et Analyse de MURs sous Séismes, 1997-1998) with reference to the LCPC's entry to the forecasting competition associated with this programme (digital modelling of the seismic response of a building). The experimental model of the building was tested on a vibrating table at the CEA in order to conduct an experimental analysis of its seismic response.

This first part of the study deals with the modelling of the dynamic linear response of the structure (using CÉSAR-LCPC) and analysis of the way the characteristics of the model influence the modal parameters. Analysis of the intrinsic modes of vibration of the structure alone does not give the natural frequencies determined by experiment. Two comprehensive models (one two-dimensional, the other three-dimensional) were then used to analyze the structure/vibrating table combination. The natural frequencies they output were lower and nearer to the observed frequencies. We were then able to detect the intrinsic vertical mode of vibration, caused by the flexibility of the table supports.

The dynamic linear response was determined using a modal superimposition technique and the contribution of each mode of vibration was analyzed (effective masses). Part two of the paper will provide an account of the nonlinear dynamic analysis and the comparison with experimental results.