NRC Publications Archive Archives des publications du CNRC

Modélisation de la réponse sismique des structures par la méthode des plans d'expériences : cas des bâtiments de forme régulière

Maskri, B.; Attar, A.; Breysse, D.; Bourahla, N.

This publication could be one of several versions: author's original, accepted manuscript or the publisher's version. / La version de cette publication peut être l'une des suivantes : la version prépublication de l'auteur, la version acceptée du manuscrit ou la version de l'éditeur.

For the publisher's version, please access the DOI link below. / Pour consulter la version de l'éditeur, utilisez le lien DOI ci-dessous.

Publisher's version / Version de l'éditeur:

<https://doi.org/10.3166/ejece.13.329-346>

European Journal of Environmental and Civil Engineering, 13, 3, pp. 329-346,
2009-07-01

NRC Publications Record / Notice d'Archives des publications de CNRC:

<https://nrc-publications.canada.ca/eng/view/object/?id=15a728a0-60b6-47ad-aa38-12ac0d74c0f5>

<https://publications-cnrc.canada.ca/fra/voir/objet/?id=15a728a0-60b6-47ad-aa38-12ac0d74c0f5>

Access and use of this website and the material on it are subject to the Terms and Conditions set forth at

<https://nrc-publications.canada.ca/eng/copyright>

READ THESE TERMS AND CONDITIONS CAREFULLY BEFORE USING THIS WEBSITE.

L'accès à ce site Web et l'utilisation de son contenu sont assujettis aux conditions présentées dans le site

<https://publications-cnrc.canada.ca/fra/droits>

LISEZ CES CONDITIONS ATTENTIVEMENT AVANT D'UTILISER CE SITE WEB.

Questions? Contact the NRC Publications Archive team at

PublicationsArchive-ArchivesPublications@nrc-cnrc.gc.ca. If you wish to email the authors directly, please see the first page of the publication for their contact information.

Vous avez des questions? Nous pouvons vous aider. Pour communiquer directement avec un auteur, consultez la première page de la revue dans laquelle son article a été publié afin de trouver ses coordonnées. Si vous n'arrivez pas à les repérer, communiquez avec nous à PublicationsArchive-ArchivesPublications@nrc-cnrc.gc.ca.

<http://www.nrc-cnrc.gc.ca/irc>

Modélisation de la réponse sismique des structures par la méthode des plans d'expériences : cas des bâtiments de forme régulière

NRCC-51152

Maskri, B.; Attar, A.; Breysse, D.; Bourahla, N.

July 2009

A version of this document is published in / Une version de ce document se trouve dans:
European Journal of Environmental and Civil Engineering, 13, (3), 2009, pp.
329-346, DOI: [10.3166/ejece.13.329-346](http://dx.doi.org/10.3166/ejece.13.329-346)

The material in this document is covered by the provisions of the Copyright Act, by Canadian laws, policies, regulations and international agreements. Such provisions serve to identify the information source and, in specific instances, to prohibit reproduction of materials without written permission. For more information visit <http://laws.justice.gc.ca/en/showtdm/cs/C-42>

Les renseignements dans ce document sont protégés par la Loi sur le droit d'auteur, par les lois, les politiques et les règlements du Canada et des accords internationaux. Ces dispositions permettent d'identifier la source de l'information et, dans certains cas, d'interdire la copie de documents sans permission écrite. Pour obtenir de plus amples renseignements : <http://lois.justice.gc.ca/fr/showtdm/cs/C-42>

National Research
Council Canada

Conseil national
de recherches Canada

Canada

Modélisation de la réponse sismique des structures par la méthode des plans d'expériences : cas des bâtiments de forme régulière

Badreddine Maskri*,—Ahmed Attar*— Denys Breysse***—
Nouredine Bourahla***

**Département de Génie Civil, Université Saâd Dahlab
B.P. 270, 9000 Blida, Algérie
ahmed.attar@yahoo.fr*

*** Contrôle Technique de Construction CTC Centre
Zone d'équipement POS AU1 îlot 141 lot N°03 Tipasa, Algérie*

**** Université de Bordeaux I, Laboratoire GHYMAC
Av. des Facultés, 33405 Talence, France*

RÉSUMÉ. En calcul dynamique des structures, les ingénieurs utilisent des outils de simulation numérique, souvent lourds, avant de procéder au dimensionnement des ouvrages. Nous proposons ici des modèles génériques (établis sur la base de la théorie des plans d'expériences) pour une évaluation rapide de la réponse sismique de la structure dans la phase préliminaire du projet. Une campagne de simulations, établie sur des bâtiments de forme rectangulaire, a permis d'étudier l'influence d'un large ensemble de paramètres sur la période fondamentale de l'ouvrage, et par conséquent, sur les efforts engendrés par l'action sismique. Les modèles simplifiés représentent de façon acceptable la surface de réponse ($R^2 > 65\%$) et revêtent un bon caractère prédictif, soit un écart (entre les valeurs observées et celles prédites) inférieur à 5% pour la période et inférieur à 15% pour les efforts.

ABSTRACT. In dynamic analysis of structures, engineers use simulation tools, often laborious, before carrying out the structural dimensioning. In this study, generic models (established on the basis of experimental design theory) are proposed for a fast evaluation of the seismic response in the project preliminary phase: a simulation campaign, on buildings of rectangular form, is carried out to study the influence of a set of parameters over the proper period of the structure, and consequently, on the efforts generated by the seismic action. These simplified models represent in an acceptable way the response surface ($R^2 = 65\%$) and show a good predictive character as represented by a variation (between the actual values and those predicted) lower than 5% for the period and 15% for the efforts.

MOTS-CLÉS: Comportement dynamique; Période fondamentale; Réponse sismique; Théorie des plans d'expériences.

KEYWORDS: Dynamic behaviour; Proper period; Seismic response; Experimental design theory.

1. Introduction

Pour analyser la réponse sismique d'une structure, les ingénieurs utilisent des logiciels aux éléments finis nécessitant la génération de modèles sur lesquels une série de simulations est effectuée pour vérifier son adéquation avant de procéder à son dimensionnement définitif. Cette procédure étant souvent laborieuse, il serait très utile de développer une méthode d'évaluation rapide de la conception sans avoir recours à la simulation numérique dans la phase préliminaire de la conception de l'ouvrage. Les caractéristiques de la structure analysée (efforts, ferraillages, etc.) seraient ainsi estimées avec une réduction significative du temps de calcul.

On souhaite pouvoir disposer de modèles simplifiés, aptes à quantifier correctement les caractéristiques principales de l'ouvrage sous sollicitation sismique. En dynamique des structures, la période propre d'une structure est un paramètre essentiel dans l'évaluation de son comportement, et donne a priori une bonne appréciation de ses performances dynamiques. La période fondamentale des bâtiments en béton armé est en général estimée par des formules empiriques et est fonction des dimensions du bâtiment et du mode de renforcement (portiques ou voiles) (Chopra, 2001, Bozorgina et al., 2004, Goel et al., 1997, AFPS, 1990, RPA, 2003). Nous proposons, dans une approche de type « plan d'expériences » (Box et al., 1978, Taguchi, 1987, Schimmerling, 1989, Soulier, 1994), de faire varier simultanément l'ensemble des paramètres qui peuvent influencer le comportement dynamique et de modéliser la surface des réponses ainsi générées. Chaque structure sera analysée finement, au moyen d'une simulation dynamique complète linéaire. Les réponses de la structure analysée (période fondamentale et efforts) pourront ainsi être estimées à partir du modèle fourni par la surface de réponse, induisant une réduction significative dans le temps de calcul. Cet outil de prédimensionnement ne dispensera bien entendu pas de vérifications plus sophistiquées quand la conception de l'ouvrage sera plus avancée.

Pour tester et valider la faisabilité de la démarche, nous l'appliquerons dans cet article à un ensemble de bâtiments réguliers, pour lesquels le nombre de paramètres permettant de décrire la géométrie est restreint. La même démarche pourra ensuite être étendue à des géométries plus complexes. Cependant, dans des pays tels que ceux d'Afrique du Nord, ces bâtiments constituent l'essentiel du parc bâti de logements, et sont représentatifs d'un parc particulièrement vulnérable aux actions sismiques.

2. Représentation simplifiée du bâtiment et paramètres de comportement

La structure est un bloc parallélépipédique de dimensions B , L et H . Nous imposons certaines restrictions quant à la régularité de la structure, pour ne pas avoir à multiplier le nombre de paramètres (voir figure 1) :

- la structure est symétrique (géométrie, masse et raideur) dans les deux directions x et y ;
- l'entraxe des poteaux (longueur des travées) est constant, et égal dans les deux directions x et y ;
- les planchers sont supposés infiniment rigides ;
- des voiles de contreventement sont disposés aux quatre coins du bâtiment (épaisseur de 15 cm et longueur de 1,20m) ;
- les poteaux ont des sections carrées ;
- la hauteur inter-étage h_e est constante et égale à 3,06m ;
- la cage d'escalier est centrée.

Figure 1. Géométrie de la structure étudiée

Les paramètres dynamiques et sismiques retenus sont donnés dans le tableau 1.

Paramètres dynamiques	Paramètres sismiques
Méthode : analyse modale spectrale	Zone : III (forte sismicité)
Coefficient d'amortissement $\xi = 7\%$	Groupe d'usage : 2 (habitation)
Coefficient de pondération des surcharges $\beta = 0,2$	Type de sol : S3 (sol meuble)
	Coefficient de comportement $R = 5$
	Facteur de qualité $Q = 1,2$

Tableau 1. Paramètres dynamiques et sismiques (RPA, 2003, Maskri, 2006)

3. Choix du modèle et du plan de simulations

Nous souhaitons établir des modèles prédictifs pour les caractéristiques les plus utiles pour le prédimensionnement sismique de la structure : période fondamentale

T, efforts dans les poteaux N, moments fléchissants dans les poutres M_x et M_y . De tels modèles sont disponibles dans la littérature pour estimer la période fondamentale d'une structure en béton (voir tableau 2). Ils expriment que la valeur de la période fondamentale dépend non seulement du type de bâtiments (rigidité liée au mode constructif et aux matériaux employés, mais aussi de ses dimensions en plan et en élévation.

Référence	Formule	Paramètres
(Bozorgina, 2004)	$T = \frac{N}{10} [s]$	N : nombre d'étages.
(Rakesh, 1997)	$T = \alpha H^\beta [s]$	H : hauteur du bâtiment ; α et β : constantes dépendant des propriétés du bâtiment.
(AFPS, 1990)	$T = 0,08 \frac{H}{\sqrt{L_x}} \sqrt{\frac{H}{L_x + H}}$	H : hauteur du bâtiment, L_x (m) : longueur du bâtiment suivant le sens de la direction de calcul considérée (L ou B).
(RPA, 2003)	$T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}}$	h_N (m) : la hauteur du bâtiment ; D(m) : longueur du bâtiment suivant le sens de la direction de calcul considérée (L ou B).

Tableau 2. Quelques expressions de la période propre d'un bâtiment en béton.

Tel que représenté dans le tableau 3 obtenu pour cinq jeux de paramètres, ces modèles révèlent des disparités sur l'évaluation de la période fondamentale. De plus, soulignons que les ingénieurs ne disposent pas de modèles équivalents pour estimer les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissants).

Structure	H (m)	X (m)	N_x	Y (m)	N_y	a (cm)	T* (s)	T** (s)	T*** (s)	T**** (s)
1	9,18	5	3	5	2	30	0,3	0,12	0,20	0,21
2	15,3	3	6	3	3	30	0,5	0,20	0,29	0,32
3	15,3	5	6	5	2	30	0,5	0,13	0,29	0,25
4	12,24	3	6	5	3	30	0,4	0,15	0,25	0,26
5	15,3	5	3	3	2	30	0,5	0,22	0,29	0,36

(*) Bozorgina ; (**) AFPS ; (***) Goel ; (****) RPA

Tableau 3. Evaluation de la période fondamentale pour différents bâtiments.

Le paramétrage de la structure peut se faire de plusieurs manières :

- avec les seules longueurs, comme indiqué sur la figure 1,
- en donnant les dimensions hors-tout et le nombre de travées et d'étages.

On peut aussi choisir de décrire la structure en introduisant des paramètres d'élancement, de type B/H ou X/h_e . L'expression du modèle de la surface de réponse dépend bien évidemment du paramétrage géométrique retenu. Nous avons choisi de retenir comme paramètres la hauteur du bâtiment, H , les dimensions des travées dans les deux directions, X et Y , et le nombre de travées N_x et N_y .

Le cadre de l'étude est celui des plans d'expérience : on choisit une gamme de valeurs pour ces paramètres, et un modèle a priori des sorties que l'on souhaite étudier (période fondamentale, déplacements horizontaux en tête, effort normal maximal, moments fléchissants dans les deux directions). Le modèle exprime chaque sortie sous la forme d'un développement polynomial des entrées. Le cadre théorique des plans d'expérience permet de rationaliser le nombre de simulations à effectuer, d'établir une modélisation des réponses obtenues en fonction des paramètres de l'étude et de préciser la qualité de ce modèle.

On appelle « facteur » les paramètres susceptibles d'influencer le comportement de la structure et « niveau » la valeur prise par un facteur. Le tableau 3 récapitule l'ensemble des facteurs retenus susceptibles d'influencer la réponse dynamique. Ces valeurs définissent les bornes du domaine d'étude, dans lesquelles le modèle pourra être utilisé par interpolation.

Facteur	Niveaux
X : Distance entre axes des poteaux suivant l'axe x	3 et 5 m
Y : Distance entre axes des poteaux suivant l'axe y	3 et 5 m
N_x : Nombre de travées suivant l'axe x	3 et 6
N_y : Nombre de travées suivant l'axe y	2 et 3
a : Côté des poteaux (section a^2)	30 et 40 cm
H : Hauteur du bâtiment	9,18 ; 12,24 ; 15,30 et 18,36

Tableau 4. Ensemble des facteurs retenus (Maskri, 2006)

Le modèle retenu a priori est un développement polynomial. Le choix du modèle est fait sur la base des modèles proposés dans la littérature pour la période fondamentale (voir tableau 2). Ce sont les caractéristiques géométriques de la structure : la longueur du bâtiment, sa largeur, sa hauteur, la hauteur d'étage etc. Notons qu'on a choisi de rajouter la dimension des poteaux en supposant que celle-ci pouvait affecter la réponse dynamique. Pour les interactions, toujours sur la base des modèles proposés dans la littérature, on n'a retenu que celles faisant intervenir les caractéristiques géométriques de la structure. La prise en compte a priori de

certaines interactions entre facteurs constitue un ensemble d'hypothèses que la méthodologie permettra d'infirmier ou de valider (Breysse et al., 1997, Breysse et al., 2002). Nous considérons les interactions suivantes :

- X.H : Interaction entre la distance entre axe des poteaux suivant l'axe x et la hauteur du bâtiment H,
- Y.H : Interaction entre la distance entre axe des poteaux suivant l'axe y et la hauteur du bâtiment H,
- X.Y : Interaction entre l'entre axe des poteaux suivant l'axe x et suivant l'axe y,
- X.N_x : Interaction entre l'entre axe des poteaux suivant l'axe x et le nombre des travées suivant x,
- Y.N_y : Interaction entre la distance entre axe des poteaux suivant l'axe y et le nombre des travées suivant y,
- a.H : Interaction entre les dimensions des poteaux et la hauteur du bâtiment H.

Les interactions sont choisies parmi celles les plus influentes sur la caractéristique dynamique principale qui est la période fondamentale de vibration de la structure. La variation de la masse étant négligeable (petite variation du volume de la structure, dont la masse ne représente qu'une partie de la masse totale) et en faisant abstraction des caractéristiques mécaniques, la période fondamentale ne dépend que de la rigidité qui dépend elle aussi essentiellement des caractéristiques géométriques globales en plan et en élévation de la structure (longueur, largeur, hauteur du bâtiment). Nous avons rajouté l'interaction entre la dimension des poteaux et la hauteur du bâtiment pour exprimer l'interdépendance des paramètres de réponse N, M_t, M_f et l'élancement des poteaux.

Le modèle proposé pour la réponse dynamique s'exprime alors sous la forme (Attar et al, 2007) :

$$\varphi = c_0 + c_1 H + c_2 X + c_3 Y + c_4 N_x + c_5 N_y + c_6 a + c_7 XH + c_8 XY + c_9 XN_x + c_{10} YH + c_{11} YN_y + c_{12} aH \quad [1]$$

où (c₀, c₁, ..., c₁₂) sont les 13 coefficients à identifier et expriment la sensibilité de la réponse vis-à-vis de chaque action (facteur ou interaction).

Les valeurs des sorties sont calculées en mettant en œuvre une simulation numérique fine de la structure. On rappelle que dans l'analyse modale spectrale, on utilise un spectre de réponses, moyenne d'un ensemble de spectres correspondant à des accélérogrammes enregistrés dans des sites comparables à celui que l'on considère. On soumet alors successivement la structure à ce spectre dans les deux directions x et y (RPA, 2003). Pour chaque configuration retenue, une analyse sismique a été effectuée en utilisant le logiciel Robot Millenium, fondé sur les concepts de programmation objets, et destiné à modéliser, analyser et dimensionner différents types de structures (Robot, 2005).

Pour faciliter l'analyse et l'interprétation du plan d'expériences, on choisit de renommer toutes les variables dans l'intervalle $[-1, +1]$: on attribue la valeur -1 au niveau bas d'un facteur et la valeur $+1$ au niveau haut (Tableau 5). Tous les coefficients c_i des modèles possèdent alors la même unité que la sortie du modèle. Cette écriture permet aussi de mieux distinguer les facteurs les plus influents. Le plan retenu est un plan en 32 essais, déduit des tables de Taguchi (Attar et al., 2006, Goupy, 1988).

Facteur	Valeurs réelles				Valeurs normalisées			
X	3	-	-	5	-1	-	-	+1
Y	3	-	-	5	-1	-	-	+1
N_x	3	-	-	6	-1	-	-	+1
N_y	2	-	-	3	-1	-	-	+1
a	30	-	-	40	-1	-	-	+1
H	9,18	12,24	15,30	18,36	-1	-0,33	+0,33	+1

Tableau 5. Facteurs retenus

4. Analyse des résultats et expertise du modèle originel

Après avoir réalisé les simulations retenues, il convient d'analyser les résultats obtenus et de procéder à la validation des modèles. Le modèle est la régression polynomiale de la sortie exprimée en fonction des facteurs. Pour chaque facteur on considère qu'il est significatif (c'est-à-dire que sa variation dans l'espace considéré influence significativement la sortie) en utilisant le test de Student au seuil $(1-\alpha)$. L'effet du facteur est jugé significatif si $\alpha < 5\%$ et est hautement significatif si $\alpha < 1\%$. La même démarche est employée successivement pour chacune des sorties.

4.1. Période fondamentale T

4.1.1. Modèle pour T

En introduisant le spectre dans les deux directions, la première période T correspond à la période du mode fondamental, dépendant uniquement des caractéristiques géométriques de la structure. L'effet des facteurs qui affectent significativement T est résumé dans le tableau 5 où apparaissent les facteurs influents. On met en évidence le rôle joué par : la géométrie de la structure (hauteur, longueur et largeur), les dimensions des poteaux et l'espacement entre les poteaux.

Le modèle identifié par la régression linéaire multiparamétrique est le suivant :

$$T(s) = 0,48 - 0,04a + 0,18H + 0,04N_x - 0,03N_y + 0,03X + 0,02XH + 0,05Y + 0,03YH \quad [2]$$

Facteur	Niveau de signification α
a	0 %
H	0 %
N_x	0 %
N_y	0 %
X	0 %
Y	0 %
X.H	3 %
Y.H	0,1 %

Tableau 6. Niveau de signification des facteurs influents $T(s)$

Sur la figure 2, on compare les réponses obtenues par les simulations à celles prédites par le modèle pour la période pour l'ensemble des 32 simulations. Ces deux valeurs sont bien corrélées ($R^2 = 0,96$).

Figure 2. Réponses expérimentales et valeurs prédites pour la période fondamentale

4.1.2 Corrélation entre les déplacements observés et la période fondamentale

Pour chaque simulation, l'analyse dynamique fournit l'ensemble des résultats que l'on souhaite décrire par les modèles. Les déplacements en tête dépendent de la direction de la sollicitation, et ils apparaissent liés à la fréquence propre du bâtiment.

Sur les figures 3-a et 3-b, nous avons reporté les déplacements en tête dans les deux directions en fonction de la période fondamentale. Les graphiques traduisent une bonne corrélation ($R^2 \geq 0,90$), les équations de régression linéaire s'exprimant :

$$\delta_x = 5T - 0,85 \quad \text{et} \quad \delta_y = 5,6T - 1,2 \quad [3]$$

Ces relations empiriques sont presque identiques, ce qui correspond à la symétrie (théorique) du problème physique. Pour la gamme de fréquences trouvées (ici des périodes de 0,2 à 0,8 s), les déplacements suivants x et y calculés à partir des deux équations de régression ne diffèrent pas de plus de 0,2 cm. La légère différence entre les deux équations provient de ce que les jeux de paramètres retenus (32 simulations pour un plan complet de 128 jeux de paramètres) ne respectent pas cette condition de symétrie et que les modèles sont identifiés à partir des seules valeurs simulées. Il est à noter que les relations proposées ne peuvent être prises en compte que dans le cas des structures de forme rectangulaires et dont les dimensions sont comprises dans le champ de variation considéré dans l'étude (voir tableau 4). Ainsi la seule connaissance de la période fondamentale de la structure permet d'identifier les déplacements maximums observés dans la structure.

(a) Suivant l'axe x

(b) Suivant l'axe y

Figure 3. Corrélation entre les déplacements et la période fondamentale T

4.2 Efforts dans les poteaux

4.2.1 Effort normal maximum dans les poteaux $N_{\max}$

Quatre des interactions sont retenues comme significatives et le modèle donné par la régression multiparamétrique est le suivant :

$$N_{\max} = 671 + 41,1aH + 236H + 122N_x - 95,2N_y + 115X + 51,8XH - 46,5XN_x + 32,1XY + 90,7Y \quad [4]$$

La figure 4 illustre la bonne corrélation entre les réponses obtenues par les simulations et les valeurs prédites par le modèle ($R^2 = 0,93$).

Figure 4. Les réponses expérimentales en fonction des valeurs prédites pour $N_{\max}$.

La figure 5 représente la corrélation entre l'effort normal $N_{\max}$ et le moment fléchissant correspondant M_f dans le poteau. La corrélation est moins bonne dans ce cas mais reste acceptable ($R^2 = 0,75$), et est représentée par l'équation suivante :

$$M_f = 0,08N_{\max} - 8 \quad [5]$$

On peut utiliser cette relation pour quantifier le moment fléchissant M_f dans le poteau soumis à l'effort normal maximal $N_{\max}$, et affiner le prédimensionnement en tenant compte de la flexion composée. On remarque une évolution linéaire entre l'effort normal maximal et le moment fléchissant correspondant. En fait, la charge verticale étant constante, la variation de l'effort normal dans les poteaux provient essentiellement de la variation du chargement sismique horizontal et de la variation de la géométrie (hauteur et travées). En simplifiant le schéma statique de la structure, on trouve que le moment varie linéairement avec la charge sismique et le bras de levier (hauteur d'étage). De même, l'effort normal varie linéairement en

fonction de la charge sismique et les dimensions des étages et des portiques. Cette tendance linéaire peut donc être attribuée à la prépondérance de l'effet des forces sismiques par rapport à l'effet de la variation des dimensions du portique.

Figure 5. *Corrélation (N_{max} , M_p) dans les poteaux.*

4.2.2 Moments fléchissant en travée des poutres porteuses M_t

Les poutres sont dimensionnées en flexion, à partir de leur moment fléchissant maximal en travée. L'analyse statistique des résultats obtenus pour les 32 simulations conduit au modèle suivant pour le moment observé en travée :

$$M_t = 75,2 + 26,7H + 6,37Y + 6,97N_y - 7,35XN_x \quad [6]$$

Figure 6. *Réponses expérimentales en fonction des valeurs prédites pour M_t .*

Celui-ci représente de façon correcte la surface de réponse (voir figure 6), même si la variance non expliquée par le modèle demeure importante. La valeur réelle simulée peut dépasser, pour l'ensemble des simulations retenues, la valeur prédite par le modèle d'environ 30 kN.m.

5. Validation du modèle

Les modèles identifiés ci-dessus semblent aptes à fournir une première estimation satisfaisante des paramètres essentiels pour le prédimensionnement de la structure. Ils permettent d'obtenir une première estimation de la période fondamentale T , de l'effort normal dans les poteaux N et du moment fléchissant dans les poutres M_t à partir des caractéristiques géométriques de la structure puis, dans un second temps d'estimer les déplacements maximaux et les moments dans les poteaux sans calculs supplémentaires. Il est cependant utile de valider les modèles en comparant les grandeurs qu'ils prédisent à la réponse réelle pour un ensemble de simulations qui n'a pas été utilisé dans la phase d'identification. Nous considérons dans ce but un ensemble de cinq bâtiments dont les caractéristiques géométriques sont données dans le tableau 6.

N° essai	H (m)	X(m)	N_x	Y(m)	N_y	a(cm)
1	9,18	5	3	5	2	30
2	15,3	3	6	3	3	30
3	18,36	3	6	3	2	40
4	12,24	5	3	5	3	40
5	15,3	5	3	5	3	40

Tableau 7. *Caractéristiques géométriques*

Ces jeux de paramètres sont à l'intérieur du domaine d'étude défini préalablement, car il est bien connu que la démarche des plans d'expérience se prête mal à l'extrapolation. Les valeurs proposées pour la validation des modèles sont des valeurs déterminées par la simulation numérique en considérant des structures (non utilisées pour l'établissement du modèle).

Nous avons comparé les valeurs obtenues par les modèles à celles calculées en simulation directe par l'analyse dynamique pour la période T , l'effort normal maximal dans les poteaux $N_{\max}$ et le moment fléchissant en travée dans les poutres porteuses M_t (tableau 8). On observe un écart moyen par rapport au modèle respectivement de 2% pour T , de 1% pour $N_{\max}$ et de 6% pour M_t . Ces écarts sont faibles et permettent de considérer les trois modèles comme satisfaisants.

N° Essais	T(s)		
	Simulation	Modèle	Ecart (%)
1	0,3	0,3	< 1
2	0,57	0,55	4
3	0,5	0,5	< 1
4	0,45	0,43	4
5	0,59	0,58	2
Ecart moyen			2%

N° Essais	N _{max} (kN)		
	Simulation	Modèle	Ecart (%)
1	482	491,5	2
2	815	807,1	1
3	792	794,9	< 1
4	826	820,7	1
5	1037	1037,2	< 1
Ecart moyen			1%

N° Essais	M _t (kN.m)		
	Simulation	Modèle	Ecart (%)
1	54	57,1	6
2	100,2	96,6	4
3	104,5	108,9	4
4	91	97,5	7
5	109	100,7	8
Ecart moyen			6%

Tableau 8. Validation des modèles proposés

6. Recherche d'un modèle simplifié

La faiblesse souvent mise en avant des modèles empiriques issus de l'analyse par plans d'expériences est le manque de signification physique. Nous avons donc choisi d'explicitier, à partir des mêmes résultats de simulations, un deuxième modèle, dans lequel on intègre des paramètres qui nous paraissent jouer plus directement un rôle dans la réponse dynamique de l'ouvrage. En plus du paramètre H, hauteur de l'ouvrage, on propose ainsi d'exprimer la réponse en fonction des paramètres adimensionnels suivants :

- des coefficients quantifiant la rigidité flexionnelle des poutres et des poteaux des portiques dans les deux directions K_x et K_y donnés par :

$$K_x = \frac{I_{ps} h_e}{I_c X} \quad \text{et} \quad K_y = \frac{I_{pp} h_e}{I_c Y} \quad [7]$$

I_c , I_{ps} et I_{pp} étant les moments d'inertie des poteaux, poutres principales (suivant la direction x) et poutres secondaires (suivant la direction y) respectivement et h_e la hauteur d'étage.

- les élancements en élévation $\frac{H}{B}$ et en plan $\frac{L}{B}$.

Ainsi, la structure est analysée en considérant les paramètres mécaniques des deux portiques de base qui la composent suivant les directions x et y respectivement, ainsi que ses élancements ; ce qui revient à la considérer comme deux séries de portiques identiques dans les deux directions respectives.

Le modèle proposé pour la réponse dynamique prend alors la forme suivante, dans laquelle les facteurs prennent leurs valeurs réelles :

$$\varphi = c_0 + c_1 H + c_2 \frac{H}{B} + c_3 \frac{L}{B} + c_4 K_x + c_5 K_y + c_6 \frac{H}{B} \frac{L}{B} + c_7 K_x K_y \quad [8]$$

Notons que seules deux interactions sont prises en compte : l'interaction entre les deux élancements (paramètres géométriques) et celle entre les rigidités dans les deux directions (paramètres mécaniques). L'analyse statistique des résultats du plan de simulations établi précédemment va permettre l'identification des coefficients de ce nouveau modèle. Notons enfin que ce modèle est plus léger que le précédent, puisqu'il ne contient a priori que huit coefficients au lieu de treize.

6.1 Période propre T

L'analyse statistique des résultats du plan de simulations établi précédemment permet l'identification des coefficients de ce nouveau modèle. On obtient :

$$T(s) = -0,21 + 0,06H - 0,18 \frac{H}{B} + 0,05 \frac{L}{B} + 0,02K_x K_y \quad [9]$$

La figure 7 montre une bonne corrélation entre les réponses obtenues par les simulations et les valeurs prédites par le modèle ($R^2 = 0,90$).

Figure 7. Caractère prédictif du modèle simplifié pour T

6.2 Effort normal maximal dans les poteaux

L'analyse statistique des réponses établie sur les paramètres de rigidités et d'élançement, donne le modèle suivant :

$$N_{\max} = -298 + 97,2H - 404 \frac{H}{B} + 146 \frac{L}{B} - 26,7K_x K_y \quad [10]$$

La figure 8 représente la corrélation entre les valeurs obtenues numériquement et celles prédites par le modèle. On remarque que la corrélation est moins bonne que celle obtenue avec le modèle d'origine mais reste quand même acceptable ($R^2 = 0,70$).

Figure 8. Corrélation observée avec le modèle simplifié pour $N_{\max}$

6.3 Moment fléchissant maximal dans les poutres

Pour le moment fléchissant en travée, on trouve le modèle suivant :

$$M_t = 14,1 + 6,70H - 24,8 \frac{H}{B} + 9,65 \frac{L}{B} - 4,47K_x K_y \quad [11]$$

Celui-ci représente de façon acceptable la surface de réponses, soit alors un coefficient de corrélation $R^2 = 0,65$.

Figure 9. Corrélation observée avec le modèle simplifié pour M_t

6.4 Validation des modèles

Le tableau 9 regroupe les valeurs obtenues par les modèles ainsi établis et celles données par les simulations numériques.

Les modèles proposés revêtent un caractère prédictif acceptable (l'écart moyen étant inférieur à 5% pour la période et 15% pour les efforts). On constate que les modèles simplifiés sont moins précis que les modèles originaires, mais ils sont notablement plus légers. Par exemple, pour les modèles d'effort normal (équations [4] et [10]), le modèle simplifié ne contient que cinq termes contre dix pour le modèle original. On peut en dire de même pour le modèle de la période propre.

N° Essais	T(s)		
	Simulation	Modèle simplifié	Ecart
1	0,3	0,28	0,07
2	0,57	0,58	0,02
3	0,5	0,50	0,00
4	0,45	0,43	0,04
5	0,59	0,58	0,02
	Ecart moyen		3%

N° Essais	N _{max} (kN)		
	Simulation	Modèle simplifié	Ecart
1	482	404,78	0,16
2	815	689,80	0,15
3	792	677,88	0,14
4	826	704,30	0,15
5	1037	919,31	0,11
	Ecart moyen		14%

N° Essais	M _t (kN.m)		
	Simulation	Modèle simplifié	Ecart
1	54	61,01	0,13
2	100,2	76,24	0,24
3	104,5	88,42	0,15
4	91	84,89	0,07
5	109	100,33	0,08
	Ecart moyen		13%

Tableau 9. Validation des modèles simplifiés

6. Conclusion

Pour simplifier l'évaluation du comportement dynamique des structures, en phase de conception, nous avons proposé une approche simplifiée basée sur la théorie des plans d'expériences : un plan de simulations est établi (en considérant des bâtiments de forme rectangulaire avec des travées constantes dans les deux directions horizontales et respectant les recommandations du règlement parasismique Algérien (RPA, 2003).

L'analyse des résultats des simulations a permis de modéliser la période fondamentale et les déplacements ainsi que les efforts engendrés dans les éléments

structuraux par l'action sismique. Des modèles empiriques faisant intervenir les paramètres physiques et géométriques de la structure sont proposés. La qualité de chaque modèle proposé est quantifiée. L'écart entre les simulations et leur validation sur des configurations complémentaires choisies dans le domaine étudié montre qu'ils peuvent être utilisés dans une optique prédictive en phase de conception préliminaire (un écart inférieur à 5% pour la période et inférieur à 15% pour les efforts).

Les résultats obtenus sont très encourageants et il serait intéressant d'étendre l'étude à des bâtiments de formes géométriques irrégulières (bâtiments en 'I', en 'L', en 'U' et en 'T') afin de générer une base d'informations plus large, pouvant servir à l'ingénieur de point de départ pour évaluer en phase préliminaire de conception le comportement dynamique des bâtiments. Une autre piste sera d'approfondir l'expression de modèles explicités en fonction de paramètres qui jouent plus directement un rôle physique.

7. Bibliographie

- Association française de Génie Parasismique, *Recommandation AFPS 90*, Presses des Ponts et Chaussées, 1990.
- Attar A., Maskri B., Breyse D. et Elachachi S.M., « Modélisation de la réponse sismique des structures par la méthode des plans d'expériences », *AFPS 2007, 7ème colloque national, 4/6 Juillet 2007*, Ecole centrale Paris, France.
- Bozorgina Y., Bertero V., *Earthquake engineering, from engineering seismology to performance based engineering*, CRC Press, 2004.
- Box G.E.P., Hunter W.G. & Hunter J.S., *Statistics for experimentation: an introduction to design, data analysis and model building*, Wiley Interscience, New-York, 1978.
- Breyse D., Attar A., Soulier B., Mesureur B., « Modeling of the tensile response of fiber reinforced concrete », *Materials and Structures*, vol. 30, n 199, June 1997, pp. 259-268.
- Breyse D., Attar A., Denis A., Chauvin JJ., « Effect of coarse aggregate on the workability of sandcrete », *Cement and concrete Research*, 07/2002.
- Chopra, A. K., *Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering*, Prentice-Hall, Inc., Upper Saddle River, N.J., 2001
- Goel R.K. and Chopra A. K., « Period formulas for Moment resisting Frames », *Journal of structural Engineering*, Nov 1997, pp 1454-1461.
- Goupy, J., *La méthode des Plans d'expériences*, Edition Dunod, Paris, 1988.
- Schimmerling M., *La méthode des plans d'expérience*, Direction de la recherche, Renault, 1989.

Soulier B., Sur la modélisation expérimentale en mécanique» : précision, optimisation et applications industrielles, Thèse de doctorat de l'ENS Cachan, Paris, 1994.

Maskri B., Calcul intelligent des structures : Approche orientée objets, Thèse de Magister, Université Saâd Dahlab, Blida, 2006.

Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version 2003, *Document Technique Réglementaire*, D.T.R- B-C.2.48, 2003.

Robot Millennium, Manuels d'utilisation, version 18.1., 2005

Taguchi G., « System of experimental design », *Uni pub / Krans International Publication*, 1987.