
Prise en compte de l'interaction sol-structure dans le cadre d'une approche capacitive d'estimation de la performance sismique de structures en B. A.

Mohammed Mekki*,** — Sidi Mohammed Elachachi *

* Université de Bordeaux, I2M / dépt. GCE, bat. B18, Av des Facultés, 33405, Talence, France.

** LM2SC, Université des Sciences et de la Technologie d'Oran, BP 1505, El M'naouar, 31000, Oran, Algérie

mohammed.mekki@u-bordeaux1.fr, sidi-mohammed.elachachi@u-Bordeaux1.fr

RÉSUMÉ. *L'objectif de cette contribution est de prendre en compte l'effet de l'interaction sol-structure sur la réponse sismique d'une structure en B.A dans le cadre d'une approche capacitive (concept d'analyse basée sur la performance) pour une conception parasismique justifiée. La prise en compte de cette interaction (sol-fondation) s'effectue au travers de fonctions d'impédance associées à un système ressorts-amortisseurs intégrant ainsi la flexibilité du sol. Le spectre de réponse du code parasismique Algérien RPA2003 est utilisé. Une étude paramétrique a permis de quantifier les effets de l'ISS sur : la période fondamentale de la structure, l'effet de la profondeur d'ancrage des fondations, l'effort tranchant à la base ainsi que les déplacements.*

ABSTRACT. *The aim of this contribution is to take into account the effect of soil-structure interaction on seismic response of a reinforced concrete structures in the context of a performance based design approach (concept analysis based on performance) for a justified seismic design . Taking into account this interaction (soil-foundation) is performed through impedance functions associated with a springs and dampers system. integrating soil flexibility. The response spectrum of the Algerian seismic code RPA2003 is used. A parametric study has quantified the effects on the SSI: the fundamental period of the structure, the effect of embedment depth of foundations, the shear force at the base and the roof displacements.*

MOTS-CLÉS : *Interaction sol-structure, impédance, Pushover, Spectre non-linéaire, Courbe de capacité, Performance.*

KEYWORDS: *Soil-structure interaction, impedance, Pushover, Inelastic spectra, Capacity curve, Performance.*

1. Introduction

Le sol est un facteur important dans l'analyse du comportement des structures et de ce fait dans la mitigation et la maîtrise du risque sismique.

Une construction fondée sur un sol meuble subit généralement des déformations plus importantes que la même construction implantée sur un sol rocheux et des désordres de toute nature peuvent survenir (fissurations causées par les tassements différentiels...). De même la répartition des efforts dans les éléments composant la construction est également modifiée lors d'une analyse qui souhaite tenir compte de l'interaction sol-structure. De ce fait les coûts de construction engendrés, de par les sections et les fondations choisies en sont favorablement ou défavorablement affectés.

La figure 1 présente les modèles simplifiés (figure 1.a) et rhéologique (figure 1.b) permettant de considérer l'interaction sol-structure. Cette prise en compte s'effectue par l'intégration d'un système ressorts-amortisseurs. La structure, un système à plusieurs degrés de liberté est remplacée par le modèle dit "en brochette" (Figure 1.b). La fondation et son interaction avec le sol (ressorts-amortisseurs) est modélisée grâce à de fonctions d'impédance.

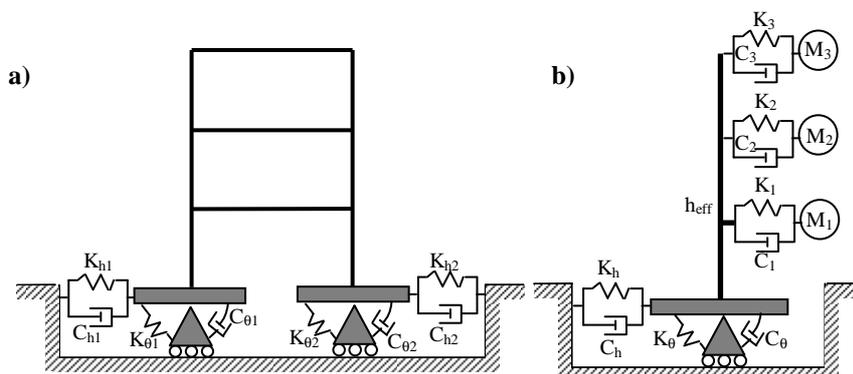


Figure 1. Interaction sol-structure **a)** Modélisation du fondation-sol par un système de ressorts et **b)** Modèle rhéologique.

2. Impédances des fondations

L'expression des impédances d'une fondation constitue à ce jour un problème complexe et ouvert car il s'agit de caractériser aussi bien le sol que la fondation. Une approche consiste à modéliser ces fonctions d'impédance du système couplé sol-

structure par la méthode du cône (Wolf et Deeks, 2004). Les expressions [1] et [2] donnent les rigidités translationnelle et rotationnelle :

$$K_h = \frac{8}{(2-\nu)} Gr_h k_{he} k_{hds} \quad [1]$$

$$K_\theta = \frac{8}{3(1-\nu)} Gr_\theta^3 k_{\theta e} k_{\theta ds} \quad [2]$$

où r_h et r_θ sont les rayons équivalents de la fondation (relation [3]), ρ la masse volumique du semi espace, G le module de cisaillement du sol, ν le coefficient de Poisson du sol. Il est à noter que la vitesse de cisaillement des ondes, paramètre utilisé par la suite est reliée aux deux précédents paramètres par $V_s=G.\rho$.

Le tableau 1 présente les expressions des coefficients adimensionnels k_{he} , k_{hds} , $k_{\theta e}$ et $k_{\theta ds}$ proposées par Veletsos 1973 (ligne 2), Day 1978 (ligne 3) et Kausel 1978 (ligne 4).

| | k_{he} | $k_{\theta e}$ | k_{hds} | $k_{\theta ds}$ |
|----------------------------------|----------------------------------|---------------------------------|---|--|
| Fondation sur milieu semi-inf. | 1 | 1 | 1 | 1 |
| Fondation sur demi-espace | $\left[1 + \frac{2e}{3r}\right]$ | $\left[1 + 2\frac{e}{r}\right]$ | 1 | 1 |
| Fondation mono-couche sur subst. | $\left[1 + \frac{2e}{3r}\right]$ | $\left[1 + 2\frac{e}{r}\right]$ | $\left[1 + \frac{5e}{4d_s}\right] \left[1 + \frac{2d_s}{3r}\right]$ | $\left[1 + \frac{r}{2d_s}\right] \left[1 + 0.71\frac{d_s}{r}\right]$ |

Tableau 1. Les valeurs de k_{he} , k_{hds} , $k_{\theta e}$ et $k_{\theta ds}$ pour les 3 cas de fondation.

$$r_h = \sqrt{\frac{A_f}{\pi}} \quad , \quad r_\theta = \sqrt[4]{\frac{4I_f}{\pi}} \quad [3]$$

Dans le cas d'une fondation rectangulaire, une fondation circulaire équivalente est considérée dont les rayons r_h et r_θ sont obtenus en égalant les aires A_f pour les modes de translation et les moments d'inertie I_f pour les modes de rotation.

Les coefficients d'amortissement C_h et C_θ d'une fondation isolée sont définis par l'expression [4] (Datta, 2010):

$$C_h = \frac{4,6}{2-\nu} \rho V_s r^2, \quad C_\theta = \frac{0,4}{1-\nu} \rho V_s r^4 \quad [4]$$

Les rigidités ainsi que les amortissements globaux des fondations sont obtenues en cumulant les rigidités de chacune des fondations (Davidovici, 1999) :

$$K_h = \sum_i K_{hi}, \quad K_\theta = \sum_i K_{\theta i} + \sum_i K_{vi} y_i^2 \quad [5]$$

$$C_h = \sum_i C_{hi}, \quad C_\theta = \sum_i C_{\theta i} + \sum_i C_{vi} y_i^2 \quad [6]$$

La prise en compte de l'ISS s'effectue en considérant que la réponse maximale de la structure sur une base flexible est obtenue à partir :

- de la réponse de la même structure sur base rigide,
- des impédances,
- des période \tilde{T} et amortissement $\tilde{\xi}$ effectifs (Wolf, 1985 ; Avilés et Pérez-Rocha, 1996) données par les expressions [7] et [8].

$$\tilde{T} = T \sqrt{1 + K \left[\frac{1}{K_h} + \frac{h_{\text{eff}}^2}{K_\theta} \right]} \quad [7]$$

$$\tilde{\xi} = \xi_0 \frac{T^3}{\tilde{T}^3} + \xi_h \frac{T_h^3}{\tilde{T}^3} + \xi_\theta \frac{T_\theta^3}{\tilde{T}^3} \quad [8]$$

$$\text{avec : } T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}; \quad T_h = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_h}}; \quad T_\theta = 2\pi \sqrt{\frac{Mh^2}{K_\theta}}$$

$$\text{et } \xi_0 = \frac{\pi C}{KT}; \quad \xi_h = \frac{\pi C_h}{K_h T_h}; \quad \xi_\theta = \frac{\pi C_\theta}{K_\theta T_\theta}$$

3. Approche capacitive d'estimation de la performance sismique

La méthode capacitive est une approche basée sur un contrôle en termes de déplacements et non plus en termes d'efforts comme cela est encore le cas pour les codes et règlements parasismiques en vigueur (PS92 en France ou RPA2003 en Algérie).

Le principe de cette méthode repose sur la combinaison de deux modèles : un modèle d'analyse en poussée progressive (Pushover) de la structure considérée comme un système à plusieurs degrés de liberté, ainsi qu'un modèle projeté dans un format spectral (spectre d'accélération en fonction du spectre de déplacement) de la réponse d'un système équivalent à un seul degré de liberté.

A la connaissance des auteurs, très peu d'études ont intégré l'interaction sol-structure dans ce formalisme.

La méthode proposée par Fajar (Fajfar, 2000) a donc été adaptée et une analyse comparative a été menée dans le but de quantifier les effets de l'interaction sol-structure.

La démarche s'effectue par :

- 1) une analyse statique non linéaire en poussée progressive de la structure supposée sur base fixe traduite par la suite en une courbe effort-déplacement d'un système à un seul degré de liberté équivalent,
- 2) l'introduction d'un spectre de réponse non linéaire d'un sol rocheux est utilisé pour représenter l'action sismique (à partir de la connaissance de la ductilité globale de la structure),
- 3) la projection de ces deux courbes sur un format spectre de déplacement en fonction du spectre d'accélération et obtention du point de performance,
- 4) l'introduction de l'interaction sol-structure ou plus précisément sol-fondation au travers de fonctions d'impédances associées à un système ressorts-amortisseurs, et où sont pris en considération la flexibilité du sol et sa capacité de dissipation de l'énergie de vibration.
- 5) la détermination de la période propre du mode prépondérant équivalent et l'obtention de l'effort tranchant à la base, des déplacements absolus et des déplacements inter-étages.

La figure 2 montre schématiquement les différentes étapes de l'analyse d'une structure sur base fixe.

Pour identifier les paramètres globaux de la structure sur base fixe en terme de déplacement et de force, la courbe non-linéaire doit être idéalisée en une courbe bi-linéaire, permettant de définir ainsi : l'effort tranchant à la limite élastique V_y , le déplacement correspondant u_y , la rigidité initiale $K_e = V_y/u_y$ et la période élastique équivalente du système $T = 2\pi\sqrt{M_e/K_e}$.

Le spectre de réponse représentant la sollicitation sismique est converti d'un format standard accélération-période à un format accélération spectrale-déplacement spectral (Chopra et Goel, 2001 et 2002).

Le spectre de réponse élastique choisi dans cette étude est celui du Règlement Parasismique Algérien (RPA, 2003) (relation [9]):

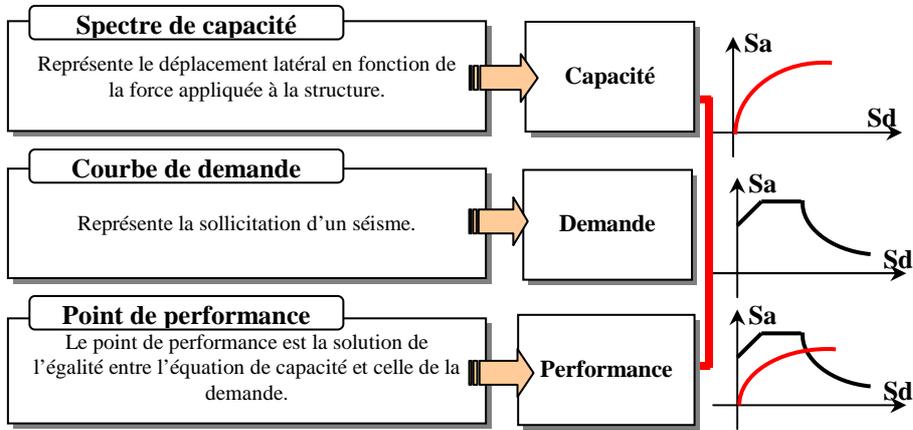


Figure 2. Représentation schématique de la procédure de calcul statique non linéaire d'une structure sur base fixe

$$S_{a/g} = \begin{cases} \text{PGA} \left(1 + (2.5\eta - 1) \frac{T}{T_B} \right) & 0 < T < T_B \\ \text{PGA} \cdot 2.5\eta & T_B < T < T_C \\ \text{PGA} \cdot 2.5\eta \frac{T_C}{T} & T_C < T < 3s \\ \text{PGA} \cdot 7.5\eta \frac{T_C}{T^2} & T > 3s \end{cases} \quad [9]$$

où T_B et T_C sont les périodes caractéristiques du sol, PGA l'accélération maximale du sol, et $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}}$ est le facteur de correction de l'amortissement (égal à 1 pour un amortissement ξ de 5%).

4. Détermination de l'effort tranchant à la base et du déplacement maximal au sommet

L'effort tranchant à la base d'une structure sur base flexible s'exprime par (NEHRP, 2003):

$$\tilde{V}_0 = V_0 - \Delta V = CW_0 - (C - \tilde{C})W_e \quad [10]$$

Où W_0 est le poids total de la structure et W_e : le poids effectif de la structure. On admet $W_e = 0,7W_0$, sauf pour les structures à un seul étage où on prend $W_e=W_0$. Les termes réducteurs s'expriment quant à eux par :

$$\tilde{C} = \frac{Sa(\tilde{T}, \tilde{\xi})/g}{\tilde{R}_\mu(\tilde{T})} \quad [11]$$

$$C = \frac{Sa(T, \xi)/g}{R_\mu(T)} \quad [12]$$

où $Sa(\tilde{T}, \tilde{\xi})/g$ est l'accélération du spectre élastique correspondant à la période élastique \tilde{T} et à l'amortissement $\tilde{\xi}$ et $Sa(T, \xi)/g$ est l'accélération du spectre élastique correspondante à la période élastique T et à l'amortissement ξ .

Il est clair d'après l'expression [10] que l'effort tranchant sur une base flexible et la prise en compte de l'interaction correspond à une réduction de l'effort tranchant d'une structure sur base fixe. En partant d'une équivalence des énergies dissipés entre une structure à base flexible et une autre à base fixe on montre que qu'un facteur de ductilité équivalent $\tilde{\mu}$ peut être quantifié (Avilés et Pérez-Rocha, 2003):

$$\tilde{\mu} = 1 + (\mu - 1) \frac{T^2}{\tilde{T}^2} \quad [13]$$

le facteur de ductilité μ étant défini comme le rapport du déplacement maximal u_m au déplacement à l'état limite élastique u_y . Ce facteur de ductilité équivalent $\tilde{\mu}$ constitue une limite inférieure de la ductilité de la structure sur base fixe (Avilés et Pérez-Rocha, 2003 et 2005). A ce facteur de ductilité l'on peut associer un facteur de comportement \tilde{R} (Miranda et Bertero, 1994 ; Fajfar, 2000):

$$\begin{cases} \tilde{R}_\mu = (\tilde{\mu} - 1) \frac{\tilde{T}^2}{T^2} + 1 & \tilde{T} > T_c \\ \tilde{R}_\mu = (\tilde{\mu} - 1) \frac{\tilde{T}^2}{T T_c} + 1 & \tilde{T} < T_c \end{cases} \quad [14]$$

Enfin le déplacement maximal \tilde{U}_m réduit par un rapport de \tilde{V}_0 / V_0 , devient:

$$\tilde{U}_m = \frac{\tilde{V}_0}{V_0} \left[U_m + \frac{M_0 h_{\text{eff}}}{K_\theta} \right] \quad [15]$$

M_0 , V_0 et U_m sont respectivement le moment de renversement, l'effort tranchant et le déplacement maximal de la structure à base fixe.

5. Influence du type de sol sur la réponse de la structure

On considère un portique autostable poteaux-poutres en béton armé à 3niveaux et à une seule travée ($l=5m$). Les dimensions des poteaux et des poutres sont $(40 \times 40) \text{ cm}^2$, avec hauteur d'étage de 3m. La structure est soumise à une charge d'exploitation de 150 KN concentrée aux extrémités des poutres.

La courbe Pushover de la structure sur base fixe est représentée sous le format effort tranchant à la base V versus le déplacement au sommet de la structure U à la figure 3. La figure 4 quant à elle montre les spectres élastiques et inélastiques ainsi que la courbe Pushover du système équivalent à un seul degré de liberté de la structure étudiée. Le point d'intersection entre la courbe Pushover et le spectre non linéaire représente le point de performance.

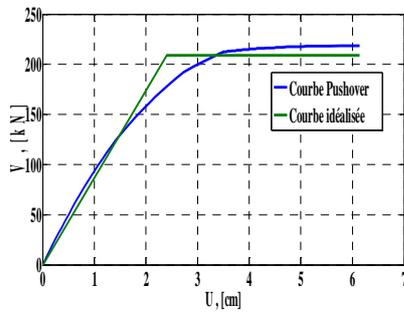


Figure 3 : Courbe Pushover

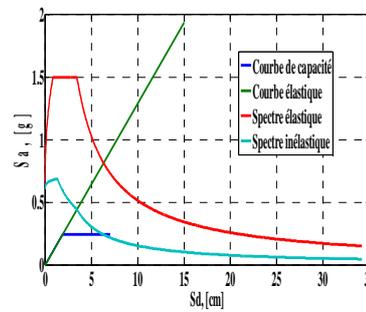


Figure 4 : Réponse de la structure construite sur un sol rocheux

L'influence de la vitesse de cisaillement sur le ratio (\tilde{U}_m/U_m) est montrée à la figure 5. L'étude a été conduite en considérant des vitesses de cisaillement des ondes dans le sol comprise entre 90 et 1900m/s. On observe globalement quatre régimes qui peuvent être associés à quatre catégories de sol :

- ①: sol très meuble pour $V_s < 200 \text{ m/s}$ (déplacement très importants),
- ②: sol meuble pour $200 < V_s < 400 \text{ m/s}$,
- ③: sol ferme pour $400 < V_s < 800 \text{ m/s}$ et ④: sol rocheux pour $V_s > 800 \text{ m/s}$.

Cette classification est entièrement cohérente avec la classification proposée dans le RPA.

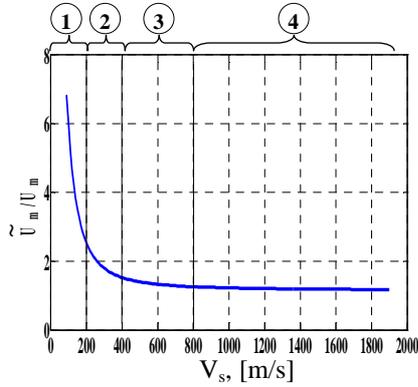


Figure 5 : Variation de \tilde{U}_m / U_m en fonction de la vitesse de cisaillement V_s

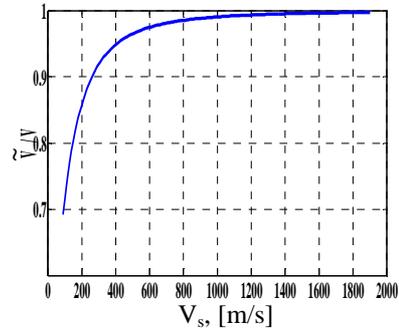


Figure 6 : Variation de \tilde{V} / V en fonction de la vitesse de cisaillement V_s

On peut également observer sur la figure 6 une réduction notable de l'effort tranchant pour une structure fondée sur un sol caractérisé par une vitesse de cisaillement inférieure de 200m/s, elle atteint même 30% pour $V_s=90$ m/s car la fondation est entraînée dans un mouvement de translation horizontale et de rotation plus important que ceux d'une base fixe.

6. Influence des caractéristiques géométriques de la fondation

Les dimensions d'une fondation ont nécessairement une influence importante sur la réponse globale d'une structure. On considère 4 fondations carrées (1,2; 1,6; 1,8 et 2m de côté). Le coefficient de la réponse sismique \tilde{C} (équation [11]) et le facteur de comportement \tilde{R}_μ (équation [14]) sont illustrés aux figure 7 et 8 en fonction de la vitesse de cisaillement.

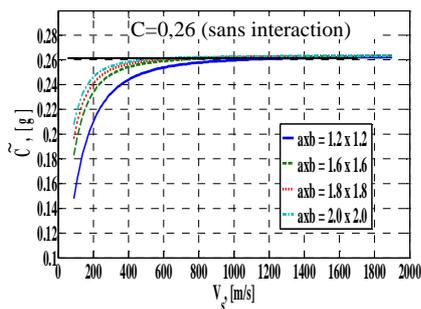


Figure 7: Variation de \tilde{C} en fonction de la vitesse de cisaillement V_s

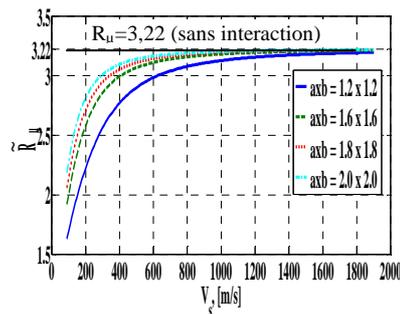


Figure 8 : Variation de \tilde{R}_μ en fonction de la vitesse de cisaillement V_s

On constate une réduction de la réponse sismique \tilde{C} lorsque la vitesse V_s est faible et il est clair qu'il est nécessaire de prendre en compte l'ISS. Il est également intéressant de voir la réduction du facteur de réduction pour de faibles valeurs de V_s . Cette gamme de vitesse correspond aussi bien aux sols fermes, que les sols meubles voire très meubles.

7. Effet de l'ancrage de la fondation

Un aspect également important est celui de l'ancrage de la fondation sur l'ISS. Trois modèles sont considérés :

- milieu semi-infini sans ancrage (Veletsos 1973),
- milieu semi-infini avec ancrage (Day 1978),
- modèle d'un monocouche (Kausel 1978) reposant sur un substratum rocheux (épaisseur de la couche d_s compris entre 5 et 20 m).

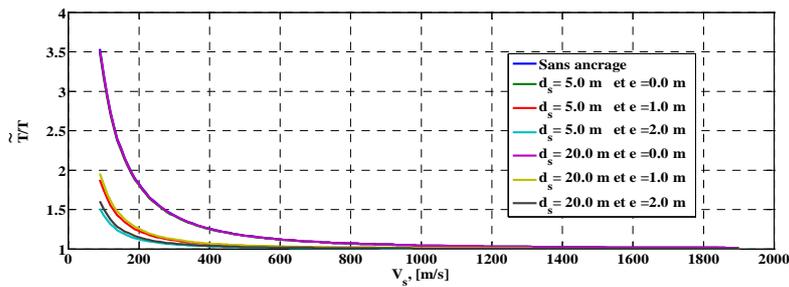


Figure 9: Variation de \tilde{T}/T en de la vitesse de cisaillement V_s

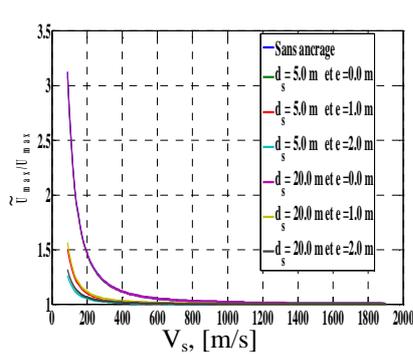


Figure 10 : Variation de \tilde{U}_m / U_m en de la vitesse de cisaillement V_s

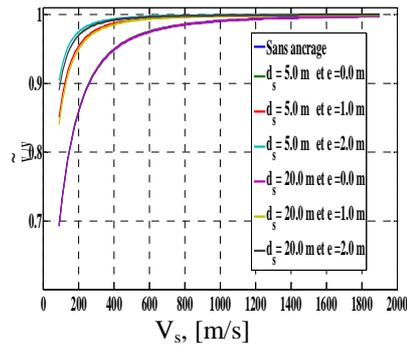


Figure 11 : Variation de \tilde{V} / V en de la vitesse de cisaillement V_s

Les figures 9, 10 et 11 montrent les réductions de la période, du déplacement maximal et de l'effort tranchant en fonction de la vitesse de cisaillement. On constate que la profondeur d'ancrage des fondations a pour effet d'augmenter les rigidités relatives et par conséquent de réduire la période fondamentale et par conséquent les valeurs de l'effort tranchant (réduction) et des déplacements (amplifications).

9. Conclusion

La nécessité de prendre en compte l'effet de l'interaction sol-structure sur la réponse sismique d'une structure en BA a été montrée. Ceci a été effectué dans le cadre d'une approche capacitive. L'étude paramétrique menée a permis de montrer les effets sur la période fondamentale de la structure. Il est également montré l'effet de la profondeur d'ancrage des fondations. Il a été confirmé que la réponse de la structure dépend non seulement de ses caractéristiques dynamiques, de l'excitation sismique mais aussi des caractéristiques du milieu extérieur entourant la base de la structure, autrement dit l'interaction entre la structure, sa fondation et le sol.

Bibliographie

- Avilés, J. and Pérez-Rocha L. E. 1996. "Evaluation of interaction effects on the system period and the system damping due to foundation embedment and layer depth". *Soil dynamics and Earthquake Engineering* 15: 11-27.
- Avilés, J. and Pérez-Rocha L. E. 2003. "Soil-structure interaction in yielding systems ". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 32: 1749-1771.
- Chopra, A.K. and Goel, R.K. 2001. "Direct displacement-based design: use of inelastic vs. elastic design spectra". *Earthquake Spectra* 17(1): 47-64.
- Chopra, A.K. and Goel, R.K. 2002. "A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 31: 561- 82.
- Datta, T. K. 2010. " Seismic analysis of structures". John Wiley & Sons (Asia).
- Day, S.M. 1978. "Seismic response of embedded foundations," Proc. ASCE Convention, Chicago, IL, October, Preprint No. 3450.
- Fajfar, P. 2000. "A nonlinear analysis method for performance-based seismic design". *Earthquake Spectra* 16(3): 573-92.
- Fajfar, P. 2000. "Evaluation of strength reduction factors for earthquake resistant design ". *Earthquake Spectra* 16(3): 573-92.
- Kausel, E., Whitman, R.V, Morray, J.P. and Elsabee, F 1978, "The Spring Method for embedded foundations", *Nuclear Engineering and Design*, (48). 377-392, North Holland.
- Miranda, E. and Bertero, V. 1994. "A nonlinear analysis method for performance-based seismic design". *Earthquake Spectra* 10: 357-379.

- Nakhaei, M. and Ghannad M. A. 2008. " The effect of soil–structure interaction on damage index of buildings ". *Engineering Structures* 30: 1491-1499.
- NEHRP. 2003, "Building Seismic Safety Council. NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures, FEMA 450". Washington.
- RPA. 2003. "Règles parasismiques algériennes. Version 2003". Centre national des recherches appliquées en génie parasismique.
- Veletsos A. S. and Verbic B. 1973. "Vibration of viscoelastic foundations" *Earthquake Engng and Struct. Dynamics*; 2, 87-102
- Wolf, JP. 1985. "Dynamic soil-structure interaction". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*". New Jersey: Prentice-Hall.
- Wolf, J.P. and A.J. Deeks. 2004. " Foundation Vibration Analysis: A Strength-of-Materials Approach". Elsevier Linacre House, Jordan Hill, Oxford.