



Journal of Materials and Engineering Structures

Research Paper

Proposition de la méthode N2-ISS Multi-modale pour étudier l'effet des modes supérieurs sur la réponse non linéaire d'un système ISS

Proposal of the Multi-modal N2-SSI method to study higher modes effect on the nonlinear response of SSI system

Meriem Zoutat ^{a,*}, Mohammed Mekki ^a, Sidi Mohammed Elachachi ^b

^a Laboratoire LM2SC, Université des sciences et de la technologie Mohamed Boudiaf Oran, Algérie

^b Laboratoire I2M, Département GCE, Université de Bordeaux, France

ARTICLE INFO

Historique de l'article :

Recu : 15 mars 2020

Révisé : 3 mai 2020

Accépté : 4 mai 2020

Mots clés:

Modes supérieurs

Interaction sol-structure

Méthode N2-ISS

Analyse Pushover

Keywords :

Higher modes

Soil structure interaction

N2-SSI method

Pushover analysis

RESUME

La présente étude consiste à décrire et appliquer une nouvelle approche nommée N2-ISS Multi-modale pour étudier l'effet des modes supérieurs sur la réponse sismique non linéaire des systèmes interaction sol-structure (ISS). Les deux paramètres essentiels dans la conception basée sur la performance considérés dans cette étude sont le déplacement latéral et le déplacement inter-étages. La méthode proposée consiste à appliquer la méthode N2-ISS (qui prend en compte un seul mode de vibration) à un nombre considérable de modes de vibration. Les résultats trouvés ont été comparés à ceux obtenus par d'autres méthodes pour évaluer sa fiabilité. Nous avons montré aussi à travers cette approche, qu'il n'était pas raisonnable de prendre un seul facteur de comportement sismique pour tous les modes.

ABSTRACT

The present study consists in describing and applying a new approach called N2-SSI Multi-modal to study the effect of higher modes on the nonlinear seismic response of soil structure interaction (SSI) systems. The two essential parameters in performance-based design considered in this study are lateral displacement and inter-story drift. The proposed method consists in applying N2-SSI method (which takes into account only one vibration mode) to a considerable number of vibration modes. The results found were compared with those obtained by other methods to assess its reliability. We also showed through this approach, that it was not reasonable to take a single seismic behaviour factor for all modes.

* Corresponding author. Tel.: +213 661410565.

E-mail address: meriem.zoutat@univ-usto.dz

1 Introduction

Le plus grand défi qu'a rencontré la conception sismique basée sur la performance, était d'établir une procédure à la fois efficace et faisable pour évaluer la réponse sismique des structures. L'analyse Pushover en raison de sa simplicité et de son efficacité est devenue l'outil le plus utilisé en dynamique des structures [1, 2] et est introduite dans plusieurs codes sismiques tels que FEMA 450 [3] et Eurocode 8 [4] (méthode N2).

L'analyse Pushover standard utilisée dans la méthode N2 considère que la structure est soumise à un chargement latéral invariable basé sur le mode fondamental sans prendre en considération la contribution des modes supérieurs. Cette limitation rend l'application de l'analyse Pushover restreinte aux cas de structures régulières de faible hauteur dont le mode fondamental domine la réponse. Pour remédier à ce problème, des efforts de recherche considérables ont été entrepris pour étendre et améliorer la procédure afin de généraliser son application à tous les types de structures (élancées et irrégulières en plan et en élévation). Parmi ces nouvelles approches, on peut citer l'analyse Pushover Multi-modale (MMP) [5], l'analyse Pushover modale (MPA) [6], l'analyse du spectre de réponse incrémentale (IRSA) [7], la procédure modale adaptative [8], l'extension de la méthode N2 [9, 10], et la méthode modale spectrale [11].

Pour des raisons de simplification, les structures non linéaires en interaction avec le sol (ISS) sont converties d'un système à plusieurs degrés de liberté (MDOF) en un système à un seul degré de liberté (SDOF). Cependant, ce dernier ne reflète pas le comportement réel du système MDOF sous chargement sismique. Cela est dû à l'ignorance des effets des modes supérieurs et de la distribution de la résistance latérale et de la rigidité en hauteur sur la réponse inélastique des systèmes ISS. Peu d'études sont menées dans cet axe, l'on peut citer les travaux de (Dutta et al. [12]; Barcena et Esteva [13]; Galal et Naimi [14]; Tang et Zhang [15]; Ganjavi et Hao [16, 17]; Abedi-Nik et Khoshnoudian [18]; Arturo [19]) et plus récemment (Vicencio et Alexander [20]). Cependant, le manque de clarté concernant les effets de l'ISS sur les systèmes (MDOF) nécessite plus d'attention.

La méthode N2-ISS proposée par Mekki et al. [21-23] est une extension de la méthode N2. Les deux méthodes utilisent l'analyse Pushover standard pour calculer la réponse non linéaire d'une structure régulière. Cette analyse présente certaines limites qui résultent de: a) Simplifications nécessaires pour convertir le système MDOF en système SDOF, cette conversion n'inclut pas la masse réelle de la structure dans le calcul et le chargement appliqué ne représente pas fidèlement le champ de déplacement subi par la structure dans le domaine plastique. b) La charge monotone statique ne reflète pas tous les phénomènes qui se produisent lors des cycles dynamiques.

Dans cet article, nous proposons la méthode N2-ISS Multi-modale comme extension de la méthode N2-ISS pour considérer l'effet des modes supérieurs sur la réponse dynamique d'un système ISS. Deux structures en béton armé sont étudiées en considérant plusieurs modes de vibration.

Afin de valider l'approche proposée, une étude comparative est menée entre cette présente analyse, la méthode N2-ISS, le code BSSC [24], la méthode proposée par Aviles et Perez Rochas (APR) [25] et l'Analyse Modale Temporelle Découplée (AMTD) [26] pour le calcul du déplacement latéral et des déplacements inter-étages. Les résultats obtenus sont comparés à ceux de la méthode de référence (AMTD).

2 Description de la méthode

La détermination de la réponse non-linéaire maximale de la structure à plusieurs étages par la nouvelle approche proposée N2-ISS Multi-modale, consiste à effectuer une série de procédures indépendantes par la méthode N2-ISS selon le nombre de modes considérés. Cette approche est illustrée par la figure 1 et est décomposée selon les étapes suivantes :

Etape 1:

a) Effectuer une analyse modale pour calculer les périodes propres $T_{eq,n}$ et les modes propres ϕ_n du système élastique linéaire. Ensuite, déterminer le nombre de modes à considérer selon le critère de la masse modale effective employé par tous les codes sismiques tel que le règlement parasismique algérien.

b) Pour le $n^{\text{ième}}$ mode de vibration, établir la courbe Pushover ($V_n - u_{i,n}$) pour une distribution de force $F_n = [M]\{\phi_n\}$. ($[M]$: matrice de masse et ϕ_n : vecteur modal).

Etape 2: Application de la méthode N2-ISS.

a) Appliquer tout d'abord la méthode de base N2 [27], toutes les quantités sont déterminées pour chaque mode pour un système fixe à sa base (sans prise en compte de l'ISS).

b) Calculer le déplacement au sommet en convertissant la courbe Pushover idéalisée ($V_n - u_n$) du système MDOF en une courbe de capacité accélérations - déplacements ($S_{a,n} - S_{d,n}$) pour le système SDOF équivalent correspondant à chaque mode à travers les équations suivantes :

$$S_{a,n} = v_n / M_n^* \quad (1)$$

$$S_{d,n} = u_{t,n} / \Gamma_n \phi_n \quad (2)$$

$$M_n^* = \left(\sum_{j=1}^N m_j \phi_{j,n} \right)^2 / \sum_{j=1}^N m_j \phi_{j,n}^2 \quad (3)$$

M_n^* : masse modale effective, m_j : masse du niveau j ; $\phi_{j,n}$: déplacement du niveau j du $n^{\text{ième}}$ mode. Le déplacement du système SDOF équivalent dépend de la position de sa période élastique $T_{eq,n}$ par rapport à la période caractéristique T_c .

$$S_{d,n} = S_{de,n} , \mu_n = R_{\mu n} \text{ si } T_{eq,n} \geq T_c \quad (4)$$

$$S_{d,n} = \frac{S_{de,n}}{R_{\mu n}} \left(R_{\mu n} - 1 \right) \frac{T_c}{T_{eq,n}} + 1 ; R_{\mu,n} = \left(\mu_n - 1 \right) \frac{T_{eq,n}}{T_c} + 1 \text{ si } T_{eq,n} < T_c \quad (5)$$

c) Introduire l'ISS en appliquant la méthode N2-ISS pour chaque mode séparément, en utilisant les paramètres de l'ISS \tilde{T}_n et $\tilde{\xi}_n$ donnés par les équations 6 et 7 respectivement.

$$\tilde{T}_n = T_{eq,n} \sqrt{1 + k_n \left[\frac{1}{k_u} + \frac{h_{neff}^2}{k_\theta} \right]} \quad (6)$$

$$\tilde{\xi}_n = \frac{T_{eq,n}^2}{\tilde{T}_n^2} \xi_n + \left[1 - \frac{T_{eq,n}^2}{\tilde{T}_n^2} \right] \xi_g + \left[\frac{T_u^2}{\tilde{T}_n^2} \xi_{u,n} + \frac{T_\theta^2}{\tilde{T}_n^2} \xi_{\theta,n} \right] \quad (7)$$

$T_{eq,n} = 2\pi \sqrt{m_n / k_n}$ est la période de la structure fixe à sa base, $T_u = 2\pi \sqrt{m / k_u}$, $T_\theta = 2\pi \sqrt{mh^2 / k_\theta}$ ont les périodes naturelles associées au mode de translation et rotation de la structure, $\xi_\theta = \pi c_\theta / (k_\theta \tilde{T})$ et $\xi_u = \pi c_u / (k_u \tilde{T})$ sont l'amortissement radiatif et hystérétique du sol. $\xi_n = \pi c / (kT)$ est l'amortissement du système fixe à sa base, ξ_g est l'amortissement du sol.

les équations 8 et 9 donnent les valeurs de k_u , k_θ , c_u et c_θ .

$$k_u = \frac{8}{2-\nu} Gr_u ; k = \frac{8}{3(1-\nu)} Gr \quad (8)$$

$$c_u = \frac{4.6}{2-\nu} \rho V_s r_u^2 ; c_\theta = \frac{0.4}{1-\nu} \rho V_s r_\theta^4 \quad (9)$$

Le sol est caractérisé par le coefficient de Poisson ν , le module de cisaillement G et la densité ρ . La vitesse d'onde de cisaillement est donnée par $V_s = \sqrt{G/\rho}$, $r_u = \sqrt{A_f/\pi}$ et $r_\theta = \sqrt[4]{4I_f/\pi}$ sont les rayons équivalents de la fondation calculés pour les modes de déformation translationnel et rotationnel, A_f et I_f sont respectivement l'aire et le moment d'inertie de la fondation.

d) Pour chaque mode, déterminer le point de performance qui représente le déplacement latéral spectral $\tilde{S}_{d,n}$ de l'oscillateur équivalent, ensuite le multiplier par le facteur de participation modal correspondant Γ_n pour obtenir le déplacement au sommet $\tilde{u}_{t,n}$ du système ISS. Ces deux paramètres sont donnés par les équations (10) et (11):

$$\Gamma_n = \sum_{j=1}^N m_j \phi_{j,n} / \sum_{j=1}^N m_j \phi_{j,n}^2 \quad (10)$$

$$\tilde{u}_{t,n} = \Gamma_n \tilde{S}_{d,n} \quad (11)$$

Etape 3: Le déplacement latéral total est déterminé par la méthode de la combinaison modale quadratique SRSS exprimée par l'équation 12 ci-dessous :

$$\tilde{u}_t = \sqrt{\sum_1^n \tilde{u}_{t,n}} \tag{12}$$

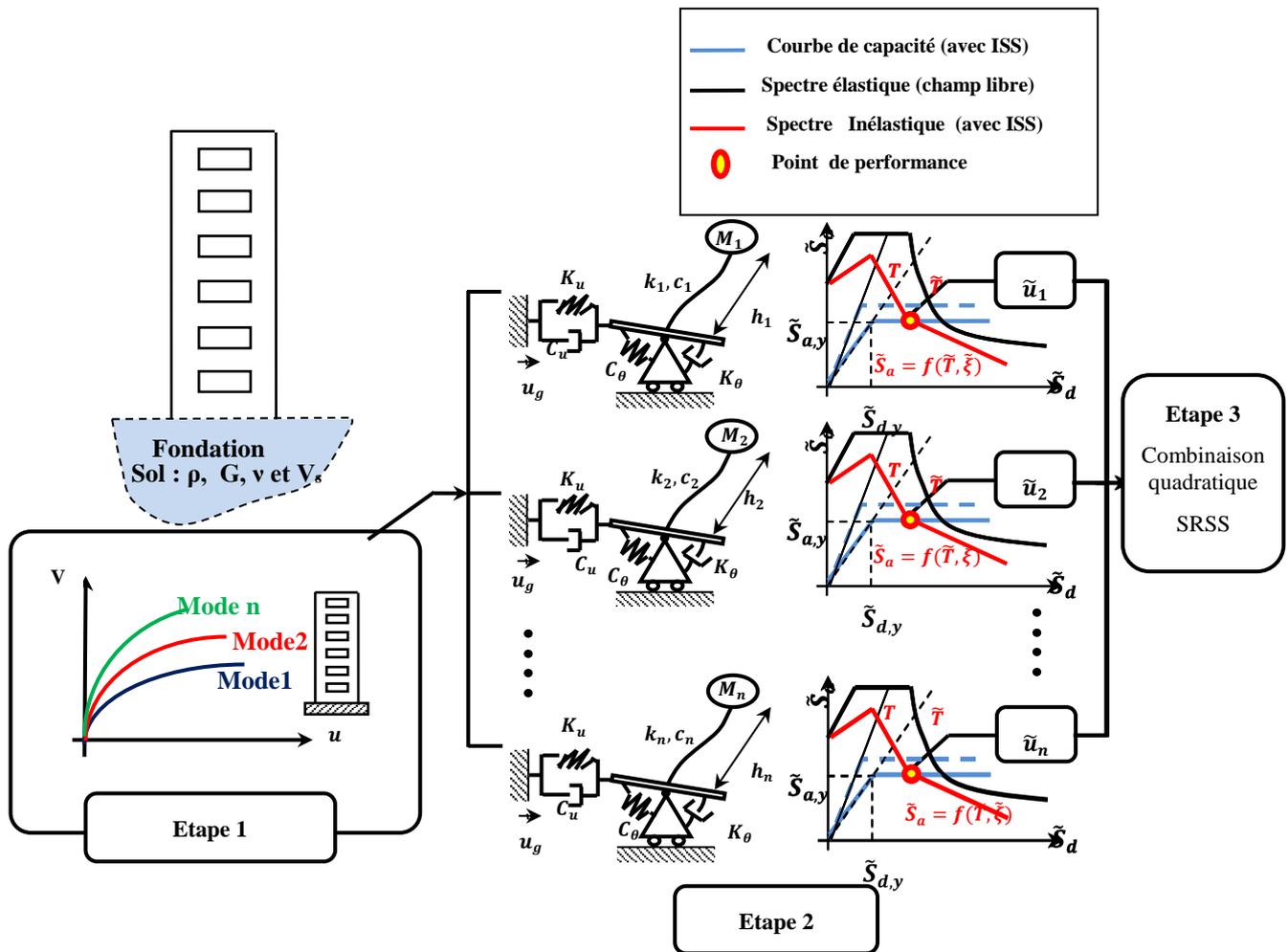


Fig. 1- Etapes fondamentales de la méthode N2-ISS Multi-modale

3 Application de la méthode proposée N2-ISS Multi-modale

3.1 Description des structures

Deux structures en béton armé de 9 et 13 niveaux sont étudiées par l'approche proposée N2-ISS Multi-modale pour analyser l'effet des modes supérieurs sur les systèmes ISS et déterminer leurs déplacements latéraux et déplacements inter-étages vis-à-vis des forces sismiques. Ces deux grandeurs sont les principaux paramètres dans la conception basée sur la performance.

La configuration géométrique des deux structures ainsi que les dimensions de leurs éléments structuraux sont illustrées par les figures 2 et 3. Le spectre de réponse utilisé est celui du règlement parasismique algérien [28]. L'accélération du sol est de 0.4g pour obtenir un comportement inélastique des structures. Les propriétés dynamiques des deux structures sont déterminées par l'analyse modale et sont répertoriés dans le tableau 1. Seuls les modes atteignant 90% de la masse effective sont retenus (4 modes pour chaque structure).

En ce qui concerne les caractéristiques du sol, on considère quatre types de sol de vitesses d’onde de cisaillement différentes (125, 300, 600 et 1900m/s), de même coefficient de Poisson $\nu = 0.3$, de masse volumique $\rho = 1.9t/m^3$ et de coefficient d’amortissement du sol $\xi_g = 10\%$.

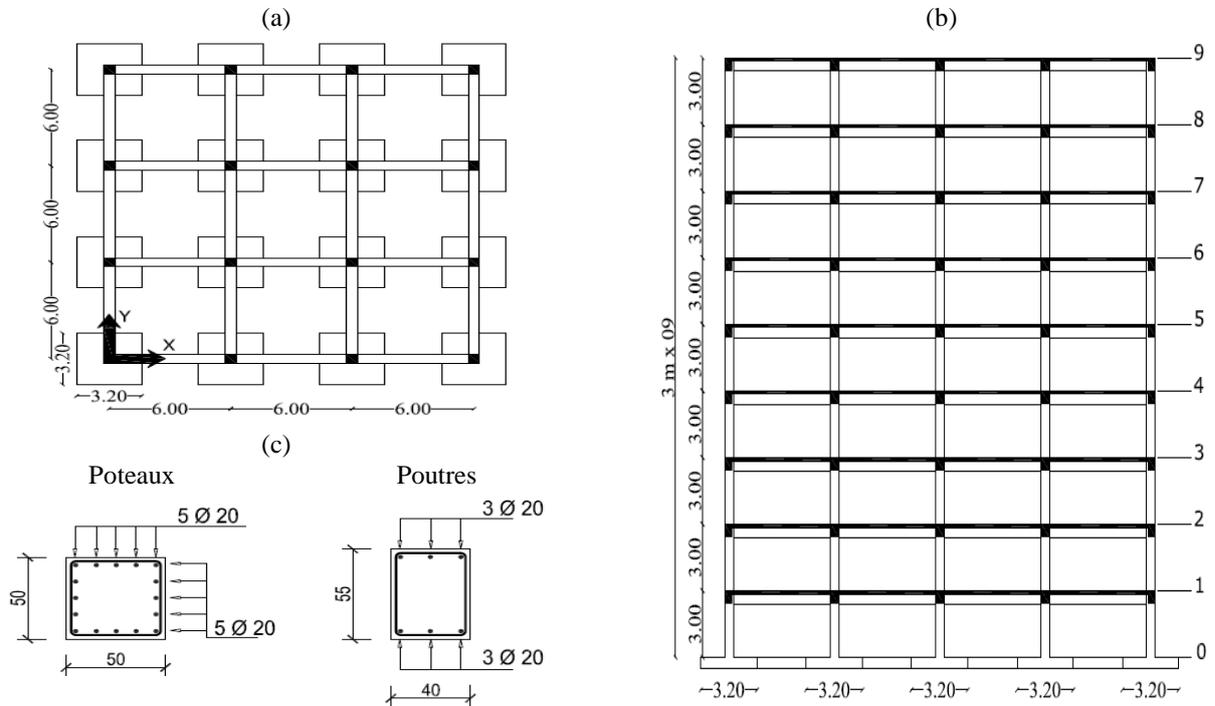


Fig. 2-Vue en plan et en élévation de la structure de 9 niveaux

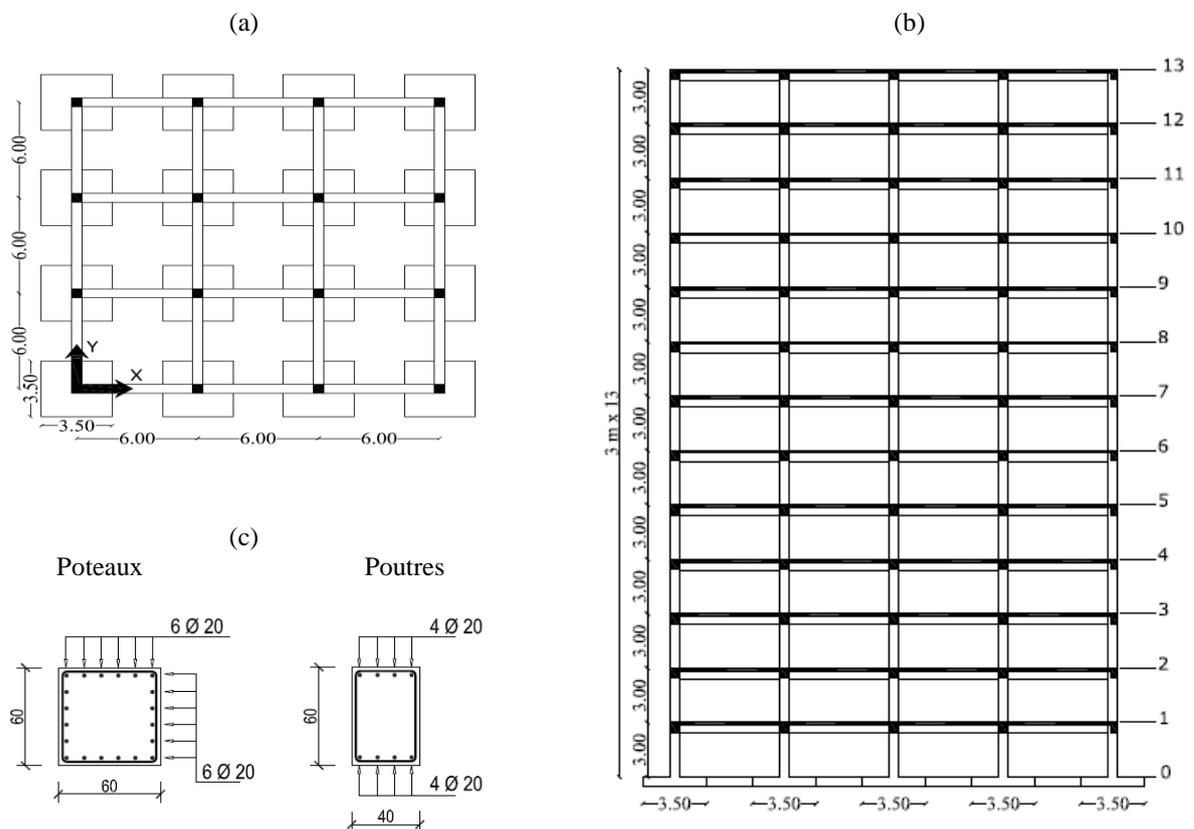


Fig.3-Vue en plan et en élévation de la structure de 13 niveaux

Tableau 1-Propriétés dynamiques des deux structures.

Structure de 9 niveaux				
Mode n°	1	2	3	4
Périodes T, (s)	1.36	0.46	0.28	0.2084
Facteurs de Participation Γ_n	1.2687	-0.4106	0.2314	-0.1487
Masses effectives M_{eff} , (t)	2496.1	278.8	101.1	51.6
Pourcentage de participation modale	78.86%	8.81%	3.19%	1.63%
Hauteur effective (m)	19	17	15	13
Structure de 13 niveaux				
Mode n°	1	2	3	4
Périodes T, (s)	1.8169	0.6086	0.3688	0.2674
Facteurs de participation Γ_n	1.2711	-0.4179	0.2437	-0.1664
Masses effectives M_{eff} , (t)	3752.6	418.0	151.1	77.5
Pourcentage de participation modale	79.5245%	8.8582%	3.2021%	1.6424%
Hauteur effective (m)	27	25	23	21

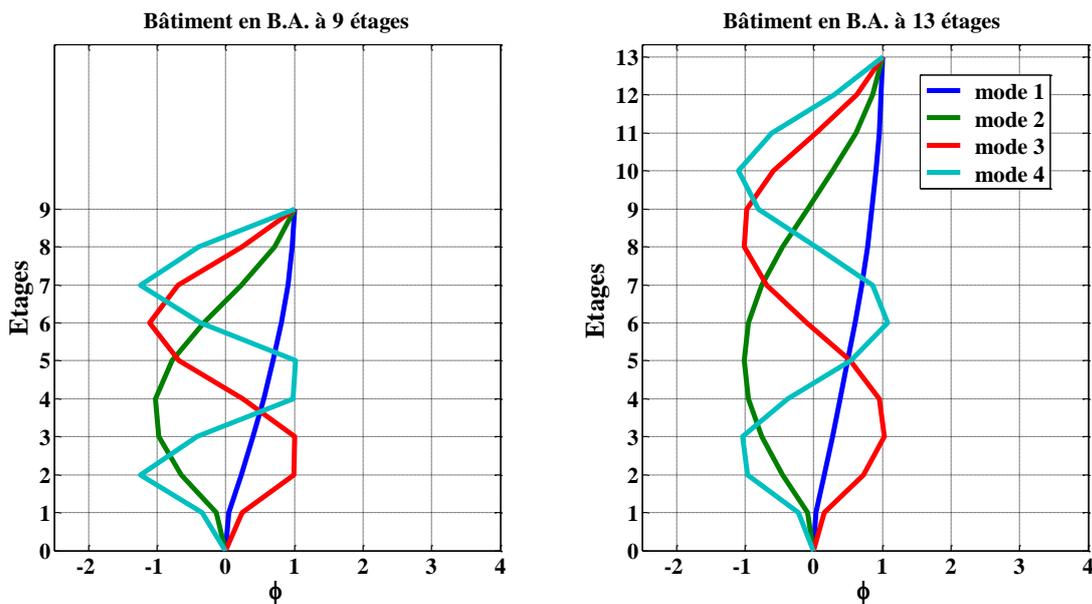


Fig.4- Les quatre premiers modes de vibration des deux structures

La figure 4 montre l’allure des modes de vibration considérés pour chaque structure. Ils représentent les formes des vibrations des structures sous l’action dynamique. Le chargement monotone progressif utilisé pour mener l’analyse Pushover est lié à l’allure de ces modes.

3.2 Présentation des résultats

3.2.1 Analyse Pushover de la structure fixe à sa base (sans ISS)

L’approche consiste dans un premier temps, à déterminer la réponse non linéaire par l’analyse Pushover pour chaque mode du système sans tenir compte de l’ISS. La figure 5 montre les courbes Pushover pour chaque structure et pour chaque mode de vibration.

D'après la figure 5, il est clair que la contribution du premier mode est la plus dominante à la réponse globale en termes de déplacement dans les deux structures. Cela est dû à l'importance de la masse modale effective de ce mode par rapport aux trois autres. On constate également que la plastification des deux structures est rapidement atteinte dans les deux premiers modes. Cependant, les modes 3 et 4 apparaissent nettement rigides et les deux structures sont relativement élastiques. On constate également une pente de rigidité initiale absolument différente, ce qui distingue les forces et les déplacements à la limite élastique de chaque mode. Les figures montrent aussi l'effet de la nature du chargement qui dépend de la forme du mode considéré sur l'allure des courbes Pushover et par conséquent sur les paramètres à étudier.

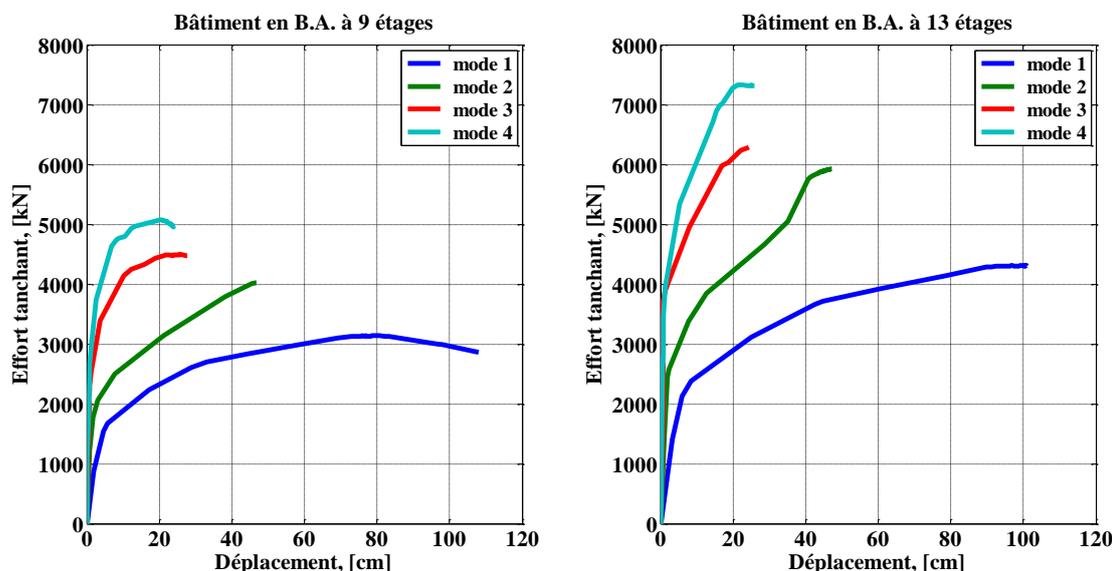


Fig.5-Courbes Pushover des deux structures sans prise en compte de l'ISS

3.2.2 Caractéristiques dynamiques des deux structures avec prise en compte de l'ISS

Le mécanisme d'interaction peut affecter la réponse structurelle via deux sources importantes :

- 1) La réduction de la rigidité globale du système qui conduit à un allongement de la période,
- 2) L'amortissement du système qui émane de la propagation de l'énergie structurelle à travers le milieu semi-infini du sol.

L'introduction de l'effet de l'ISS dans l'approche proposée se fait en utilisant les fonctions d'impédance pour déterminer la période effective \tilde{T}_n et l'amortissement effectif $\tilde{\xi}_n$ par les équations 6 et 7 respectivement du système MDOF. Ces fonctions relient les paramètres géométriques de la fondation et les paramètres du sol tels que la vitesse d'onde de cisaillement V_s , le coefficient de Poisson et la densité. Les résultats de l'application de l'approche proposée sur les deux exemples sont résumés dans le tableau 2.

Pour les deux structures, on remarque que les périodes de vibration $T_{eq,n}$ calculées par l'analyse pushover (sans ISS) sont sous estimées par rapport aux périodes \tilde{T}_n calculées en introduisant l'interaction sol-structure. Lorsque V_s augmente (125, 300, 600, 1900) m/s, la période de vibration diminue \tilde{T}_n (2.6210, 2.0459, 1.9398, 1.9068) s. Cela signifie que la période ne dépend pas seulement de la hauteur de la structure mais aussi de l'interaction sol-structure. Donc la rigidité du sol peut significativement affecter la période de vibration et les effets de l'interaction s'amplifient lorsque le nombre d'étages augmente.

L'amortissement effectif pour tous les modes est plus grand dans le sol très meuble. Cependant, pour un même sol et pour les deux structures, on observe que les valeurs de $\tilde{\xi}_n$ augmentent avec l'ordre croissant des modes. Cela s'explique par la dissipation d'énergie dans chaque mode qui fait augmenter l'amortissement et par conséquent diminuer l'effort tranchant agissant sur la structure.

Si on compare les périodes (ex: structure de 13 niveaux) $T_{eq,n}$ (2.2319, 0.4679, 0.1111, 0.0841)s sans l’ISS et les périodes \tilde{T}_n (2.2392, 0.4712, 0.1153, 0.0865)s de la structure sur sol rocheux, on remarque qu’elles sont presque identiques. Lorsque le sol est assez rigide, la réponse de la structure n’est pas influencée de manière significative par le sol, et la structure peut être analysée sans tenir compte de l’effet de l’ISS. Cependant, lorsque la structure est sur un support flexible, la réponse dynamique de la structure sera différente de la condition de base fixe en raison de l’interaction entre le sol et la structure \tilde{T}_n (3.5348, 0.9680, 0.4819, 0.3181)s. L’amortissement des structures sur sol rocheux est égal à leur amortissement sans interaction (5%) parce que l’ISS est négligée pour ce type de sol.

Tableau 2-Périodes et amortissements effectifs pour chaque mode des deux structures

		Structure de 9 niveaux			
		V_s [m/s]			
		125	300	600	1900
$T_{eq,n}$ [s]	Mode 1	1.9031			
	Mode 2	0.3859			
	Mode 3	0.1190			
	Mode 4	0.0833			
\tilde{T}_n [s]	Mode 1	2.6210	2.0459	1.9398	1.9068
	Mode 2	0.6632	0.4466	0.4019	0.3875
	Mode 3	0.3107	0.1687	0.1332	0.1205
	Mode 4	0.1965	0.1115	0.0911	0.0841
ξ_n	Mode 1	0.0749	0.0569	0.0519	0.0502
	Mode 2	0.0901	0.0643	0.0542	0.0504
	Mode 3	0.1121	0.0839	0.0623	0.0513
	Mode 4	0.1209	0.0840	0.0610	0.0511
		Structure de 13 niveaux			
		V_s [m/s]			
		125	300	600	1900
$T_{eq,n}$ [s]	Mode 1	2.2319			
	Mode 2	0.4679			
	Mode 3	0.1111			
	Mode 4	0.0841			
\tilde{T}_n [s]	Mode 1	3.5348	2.5072	2.3038	2.2392
	Mode 2	0.9680	0.5862	0.5001	0.4712
	Mode 3	0.4819	0.2247	0.1479	0.1153
	Mode 4	0.3181	0.1530	0.1056	0.0865
ξ_n	Mode 1	0.0814	0.0606	0.0531	0.0503
	Mode 2	0.0943	0.0701	0.0566	0.0507
	Mode 3	0.1123	0.0985	0.0765	0.0539
	Mode 4	0.1189	0.0994	0.0738	0.0530

4 Effet des modes supérieurs sur la réponse non linéaire des structures

4.1 Déplacement latéral

Le déplacement latéral maximal de chaque mode ainsi que les déplacements combinés sont calculés pour chaque structure en fonction du type de sol caractérisé par sa vitesse d'onde de cisaillement. Les résultats de l'analyse N2-ISS Multi-modale sont résumés au tableau 3 ci-dessous.

Tableau 3-Déplacement modal maximal (m) des deux structures pour chaque type de sol

Structure de 9 niveaux				
Modes	Vs, [m/s]			
	125	300	600	1900
1	0.5039	0.3193	0.2443	0.1608
2	0.0365	0.0189	0.0161	0.0106
3	0.0041	0.0014	0.0009	0.0007
4	0.0010	0.0003	0.0002	0.0002
SRSS	0.5052	0.3198	0.2449	0.1613
Structure de 13 niveaux				
Modes	Vs, [m/s]			
	125	300	600	1900
1	0.5591	0.3829	0.2882	0.1890
2	0.0558	0.0278	0.020	0.0130
3	0.0104	0.0024	0.0011	0.0007
4	0.0030	0.0008	0.0003	0.0002
SRSS	0.5620	0.3839	0.2889	0.1895

Le tableau 3 montre que le déplacement est principalement prépondérant dans le premier mode, relativement le plus flexible par rapport aux autres modes. Le déplacement latéral est inversement proportionnel à la vitesse d'onde de cisaillement, cela est dû à la flexibilité du sol de fondation. Habituellement, les modes supérieurs de la structure sont affectés de manière significative par les effets de l'interaction sol-structure. L'influence des modes supérieurs sur les structures souples et de petite masse reste faible, les effets de l'ISS sont donc négligeables pour ces structures. D'autre part, pour des structures rigides et massives sur un sol meuble, les effets de ISS sont perceptibles et conduisent à une augmentation de la période naturelle et à un changement du facteur d'amortissement du système [29].

Le déplacement total calculé par la combinaison SRSS est presque identique à celui du premier mode de vibration, ce qui confirme la contribution dominante du premier mode et le faible effet des modes supérieurs sur le déplacement. Ce qui a été déjà montré par (kreslin et fajfar [9], Charilaos et al. [30] lorsqu'ils ont comparé les résultats obtenus par leur approche et ceux trouvés par l'analyse Pushover en considérant un seul mode. Cependant, les modes supérieurs ont un effet sur d'autres grandeurs comme les efforts tranchants.

4.2 Déplacement inter-étage

Le déplacement relatif inter-étage est un indicateur important de la performance sismique, car il est directement lié aux sollicitations maximales développées dans les rotules plastiques et aux dommages causés aux éléments structuraux. Les valeurs de ce paramètre sont données au tableau 4.

Les déplacements inter-étages sont plus prononcés pour les deux structures édifiées sur le sol très meuble, parce que l'interaction sol-structure tend à augmenter les déplacements des étages dans la superstructure.

Tableau 4- déplacement inter-étage (en % de la hauteur d'étage)

Structure de 9 niveaux				
Etages	Vs, [m/s]			
	125	300	600	1900
1-2	3,00	1,90	1,45	0,96
2-3	2,88	1,82	1,40	0,92
3-4	2,67	1,69	1,29	0,85
4-5	2,37	1,5	1,15	0,75
5-6	1,99	1,26	0,96	0,64
6-7	1,55	0,98	0,75	0,50
7-8	1,07	0,67	0,52	0,34
8-9	0,54	0,34	0,26	0,17
Structure de 13 niveaux				
Etages	Vs, [m/s]			
	125	300	600	1900
1-2	2,31	1,57	1,18	0,77
2-3	2,256	1,54	1,16	0,76
3-4	2,18	1,48	1,12	0,73
4-5	2,07	1,42	1,06	0,69
5-6	1,93	1,32	0,99	0,65
6-7	1,75	1,19	0,91	0,59
7-8	1,56	1,07	0,8	0,52
8-9	1,34	0,91	0,68	0,45
9-10	1,09	0,75	0,56	0,37
10-11	0,84	0,57	0,43	0,28
11-12	0,56	0,38	0,29	0,19
12-13	0,28	0,19	0,15	0,09

5 Effet des modes supérieurs et l'accélération maximale du sol sur la réponse non linéaire de la structure

Le tableau suivant montre les résultats de l'analyse N2-ISS Multi-modale appliquée à la structure de 13 niveaux. Les déplacements latéraux combinés par SRSS sont calculés en faisant varier l'intensité sismique Peak Ground Acceleration (PGA).

Habituellement, il n'a pas été considéré que les résultats dépendent de l'intensité du mouvement du sol. Cependant, la méthode « Nonlinear response history Analysis » (NRHA) a montré que les effets des modes supérieurs dépendent considérablement de l'ampleur des déformations plastiques, qui dépendent à leur tour de l'intensité sismique [9,31,32].

Tableau 5- Déplacement latéral modal (m) en fonction du PGA et V_s

PGA (g)	$\tilde{u}_{t,n}$	mode	$V_s, (m/s)$			
			125	300	600	1900
0.1	$\tilde{u}_{t,1} (m)$	1	0.1398	0.0957	0.0721	0.0473
	$\tilde{u}_{t,2}(m)$	2	0.0140	0.0070	0.0050	0.0033
	$\tilde{u}_{t,3}(m)$	3	0.0026	0.0006	0.0003	0.0002
	$\tilde{u}_{t,4}(m)$	4	0.0008	0.0002	0.0001	0.0001
	$\tilde{u}_t(m)$	SRSS	0.1405	0.0960	0.0722	0.0474
0.4	$\tilde{u}_{t,1} (m)$	1	0.5591	0.3829	0.2882	0.1890
	$\tilde{u}_{t,2}(m)$	2	0.0558	0.0278	0.0201	0.0130
	$\tilde{u}_{t,3}(m)$	3	0.0104	0.0024	0.0011	0.0007
	$\tilde{u}_{t,4}(m)$	4	0.0030	0.0008	0.0003	0.0002
	$\tilde{u}_t(m)$	SRSS	0.5620	0.3839	0.2889	0.1895
0.7	$\tilde{u}_{t,1} (m)$	1	0.9785	0.6700	0.5044	0.3308
	$\tilde{u}_{t,2}(m)$	2	0.0977	0.0487	0.0352	0.0228
	$\tilde{u}_{t,3}(m)$	3	0.0182	0.0042	0.0020	0.0012
	$\tilde{u}_{t,4}(m)$	4	0.0053	0.0013	0.0006	0.0004
	$\tilde{u}_t(m)$	SRSS	0.9843	0.6718	0.5056	0.3316

6 Effet des modes supérieurs sur le facteur de réduction sismique

Afin de déterminer la réponse sismique maximale des structures, les codes sismiques adoptent l'analyse dynamique linéaire. Cette méthode, même si elle est largement utilisée elle a deux lacunes importantes :

- 1) Une seule valeur du facteur de réduction est considérée pour tous les modes de vibration.
- 2) Les valeurs spectrales sont calculées en utilisant les périodes élastiques sans tenir compte de la variation brusque de la rigidité dans le domaine inélastique.

Le tableau 6 montre les valeurs du facteur de réduction sismique R_μ obtenus par l'approche N2-ISS Multi-modale pour chaque mode et pour chaque valeur de PGA. Il est évident d'après ce qui a été énoncé précédemment que ce facteur calculé pour chaque mode dépend du PGA et que les valeurs varient selon le type de sol (Tableau 6).

La valeur du facteur de réduction correspondant au premier mode $R_\mu = (1, 3.4592, 5.8577)$ augmente avec l'augmentation de l'intensité sismique PGA = (0.1g ; 0.4g ; 0.7g), la structure passe du domaine élastique au domaine inélastique. Lorsque le PGA augmente, l'effet de l'ISS est perceptible sur la valeur de R_μ . Ses valeurs diminuent $R_\mu = (5.8657, 5.0043, 4.0099, 3.0209)$ lorsqu'on passe du sol très meuble au sol rocheux, $V_s = (125, 300, 600, 1900)$ m/s respectivement. Ce même constat a été soulevé par Mekki et al. [21] lorsqu'ils ont montré qu'il n'était pas raisonnable de considérer une même valeur du facteur de réduction quelle que soit la nature du sol de fondation.

Lorsque l'accélération du sol est faible (PGA=0.1g), tous les modes sont élastiques sans être influencés par la nature du sol. Cependant, pour PGA= 0.4g, les deux premiers modes sont inélastiques et les deux autres restent élastiques pour les sols très meuble, meuble et ferme tandis que pour le sol rocheux le premier mode est inélastique et les autres sont élastiques. Des études récentes ont montré que la demande de ductilité associée aux modes supérieurs pourrait être réduite de manière significative [33, 34]. Il a été montré aussi que les facteurs de réduction modaux diminuent avec l'ordre croissant des modes [35], et que l'hypothèse d'un comportement élastique pour les modes supérieurs peut conduire à des résultats raisonnables

[33]. Cependant, les résultats obtenus par certaines études ont montré que l'inélasticité peut également affecter les modes supérieurs. [5].

Tableau 6 - Effet des modes supérieurs et PGA sur le facteur de réduction

PGA (g)	Mode	$V_s, (m/s)$			
		125	300	600	1900
0.1	1	1	1	1	1
	2	1	1	1	1
	3	1	1	1	1
	4	1	1	1	1
0.4	1	3.4592	3.3472	2.9844	2.0718
	2	2.0201	1.7901	1.4521	1
	3	1	1	1	1
	4	1	1	1	1
0.7	1	5.8577	5.2227	4.3036	3.6256
	2	3.0240	2.6362	2.2846	1.6106
	3	1.2350	1.3842	1.1215	1
	4	1	1	1	1

7 Évaluation de l'approche proposée

Afin d'évaluer la précision et qualifier l'approche N2-ISS Multi-modale proposée, une analyse comparative pour déterminer le déplacement inter-étage a été effectuée entre les méthodes citées ci-après. Les résultats de la méthode dynamique temporelle découplée vont servir comme référence pour la comparaison. Le déplacement inter-étage sera calculé après avoir déterminé le déplacement maximal par les différentes méthodes.

- La méthode N2-ISS.
- La méthode proposée N2-ISS-Multi-modale.
- La méthode d'Aviles et Perez Rochas (APR) dans laquelle le déplacement latéral est donné par l'équation suivante:

$$\tilde{u}_t = u_t \frac{\tilde{u}T^2}{uT^2} \quad (13)$$

- La méthode du code BSSC, le déplacement est donné par l'équation suivante :

$$\tilde{u}_t = \frac{\tilde{v}}{v} \left(\frac{M_o h_{eff}}{k_o} + u_t \right) \quad (14)$$

- L'analyse modale temporelle découplée (AMTD) pour un système équivalent à 1 seul degré de liberté. Le déplacement du nième mode est déterminé par :

$$\tilde{u}_n = \Gamma_n \phi_n \tilde{S}_{d,n}(t) \quad (15)$$

Où : $\tilde{S}_{d,n}(t)$ est le déplacement du $n^{\text{ième}}$ "mode" du système équivalent à un seul degré de liberté.

Pour l'analyse non linéaire temporelle, des séismes artificiels compatibles avec le spectre de la composante horizontale du règlement RPA-99 version 2003 ont été générés en utilisant le programme SIMQKE [36]. Les résultats de l'analyse comparative sont donnés par les figures suivantes :

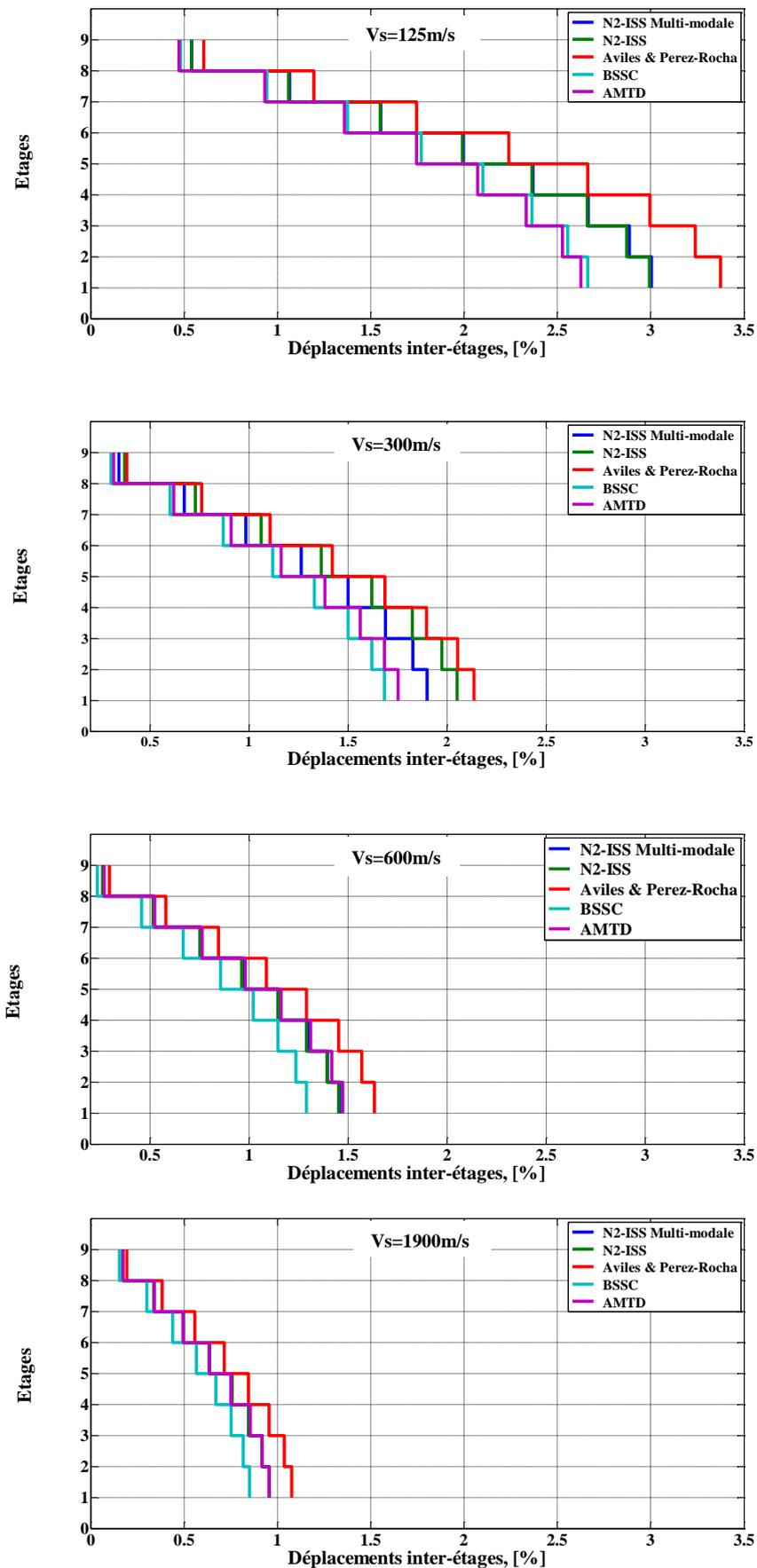


Fig.6- Déplacements inter-étages de la structure de 9 niveaux déterminés par les cinq méthodes

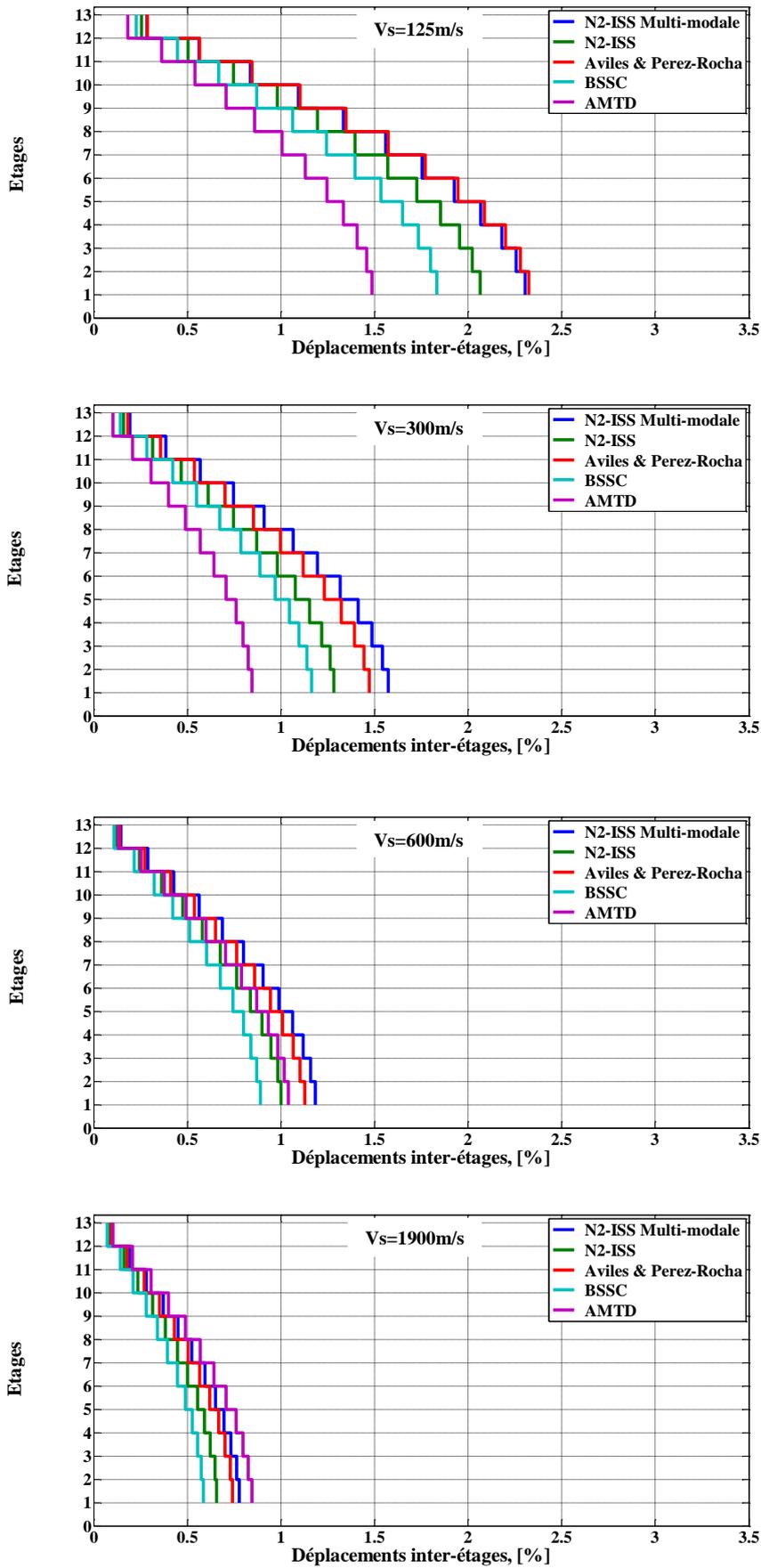


Fig. 7-Déplacements inter-étages de la structure de 13 niveaux déterminés par les cinq méthodes

A partir des figures 6 et 7, on remarque que toutes les méthodes donnent de bonnes estimations du déplacement inter-étage dans les premiers étages et une légère différence dans les niveaux supérieurs lorsque les structures sont fondées sur un sol ferme ou rocheux. Tandis que pour le sol meuble et très meuble, les résultats diffèrent par rapport à la méthode de référence (AMTD). On remarque que les résultats obtenus par la méthode proposée N2-ISS Multi-modale qui prend en considération plusieurs modes de vibration sont identiques à ceux obtenus par les méthodes N2-ISS, BBSC et la méthode ‘APR’ basés sur un seul mode de vibration. Ce qui indique que les modes supérieurs n’ont pas un effet considérable sur le déplacement des systèmes ISS

8 Calcul des incertitudes du modèle

Dans le but de déterminer l’incertitude épistémique induite par l’utilisation de différents modèles, l’erreur induite pour chaque procédure d’analyse est déterminée par rapport aux résultats obtenus par la méthode dynamique temporelle découplée. L’erreur est calculée par l’expression (16):

$$\varepsilon = \frac{|C_{j,méthode}| - |C_{j,AMTD}|}{|C_{j,AMTD}|} \tag{16}$$

où $C_{j,méthode}$ désigne la réponse maximale du $j^{ième}$ niveau calculée selon chaque méthode et $C_{j,AMTD}$, est la valeur correspondante obtenue par la méthode dynamique temporelle découplée. Le paramètre C représente le déplacement latéral ou bien le déplacement inter-étage. L’erreur déterminée par chaque méthode est la suivante ;

- ε_1 : erreur relative (N2-ISS - AMTD)
- ε_2 : erreur relative (N2-ISS Multi-modale - AMTD)
- ε_3 : erreur relative (BSSC - AMTD)
- ε_4 : erreur relative (APR - AMTD)

La figure 8 montre les moyennes des erreurs sur le calcul du déplacement latéral au sommet et les déplacements inter-étages de la structure de 13 niveaux, calculés par les différentes méthodes citées précédemment.

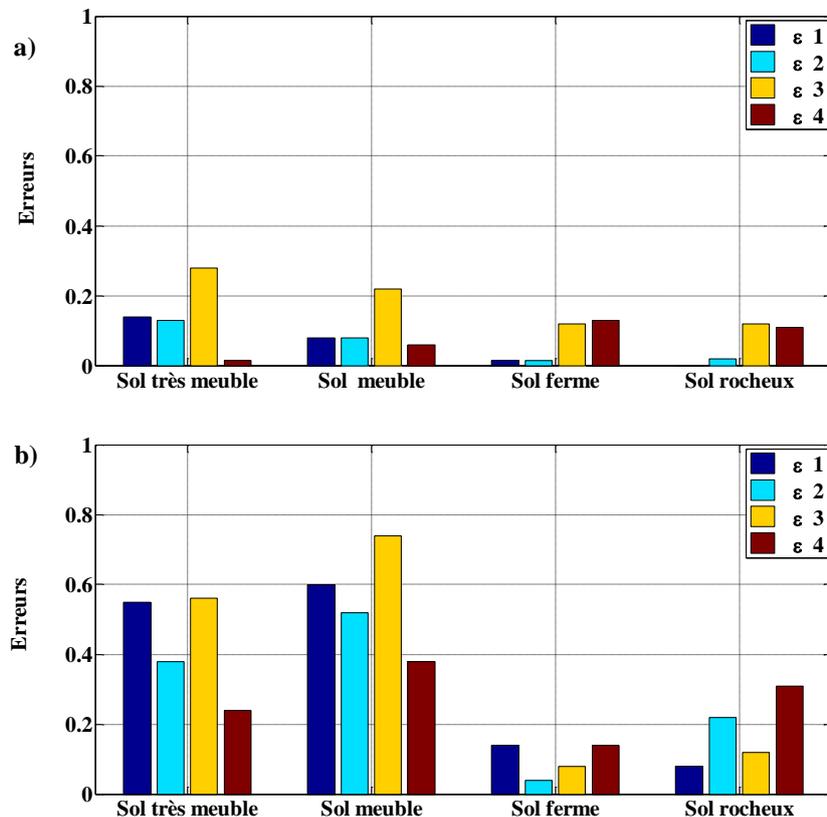


Fig. 8- Erreurs sur a) déplacement latéral et b) déplacement inter-étage de la structure de 13 niveaux

Les méthodes utilisées se distinguent par le modèle mathématique utilisé pour le calcul des paramètres de la réponse. Le choix d'une méthode ou d'une autre constitue une source d'incertitudes de type épistémique. La présence de cette incertitude soulève la question du choix de la méthode la plus appropriée dont la compréhension permettra de réduire les erreurs pour une bonne prise de décision de la méthode de calcul à adopter.

En comparant les méthodes entre elles, on constate que les erreurs sont faibles pour un même sol considéré, ce qui explique d'une part, que toutes les méthodes estiment le déplacement latéral et le déplacement inter-étages avec une précision similaire et d'autre part, les erreurs émises sur les déplacements inter-étages sont relativement supérieures par rapport aux erreurs sur les déplacements latéraux et cela pour l'ensemble des types de sol. Ceci peut être expliqué par le cumul d'erreurs induites par le déplacement inter-étage.

9 Conclusion

Dans cet article, l'effet des modes supérieurs sur la réponse non linéaire en termes de déplacement latéral et de déplacements inter-étages de deux structures régulières, de moyenne, et de grande hauteur en béton armé a été évalué à travers une nouvelle approche proposée N2-ISS Multi-modale. Cette méthode est une extension de la méthode N2-ISS. À travers cette nouvelle approche, nous avons tenté d'élargir l'application de la méthode N2-ISS (calcul avec un seul mode de vibration) en prenant en considération l'effet des modes supérieurs sur la réponse non linéaire des structures.

La méthode proposée, n'exige pas un développement spécial, elle consiste tout simplement à appliquer la méthode N2-ISS à chaque mode caractérisé par ses propriétés dynamiques et sa propre distribution des charges latérales.

Les résultats obtenus par cette approche simplifiée ont montré la faible influence des modes supérieurs sur les déplacements latéraux et les déplacements inter-étages pour les deux structures et pour tous les types de sols considérés dans cette étude. Le premier mode reste le plus dominant.

La fiabilité et la validité de cette méthode a été concrétisée par une étude comparative entre plusieurs méthodes. L'analyse modale temporelle découplée a été considérée comme méthode de référence pour la comparaison. Les résultats obtenus prouvent l'efficacité de l'approche proposée. La comparaison a été limitée aux déplacements et déplacements inter-étages. Les modes supérieurs ont un effet négligeable sur ces deux paramètres, alors qu'ils peuvent avoir un effet considérable sur d'autres grandeurs comme les efforts tranchants.

Il est conclu que l'interaction sol-structure joue un rôle considérable dans le comportement sismique des structures de moyenne à grande hauteur en termes de déplacement latéral et par conséquent des déplacements inter-étages ce qui peut changer le niveau de performance du système ISS durant un séisme. Si l'interaction sol-structure n'est pas prise en compte correctement dans l'analyse et la conception, l'exactitude dans l'évaluation de la sécurité structurale, face à l'activité sismique des sites de construction, pourrait ne pas être fiable.

Le facteur de réduction modale R_u ne garde pas la même valeur pour tous les modes de vibration. Généralement cette valeur diminue avec l'augmentation de l'ordre des modes. L'adoption d'une valeur unique de R_u pour tous les modes, qui est déterminé à partir de la réponse du premier mode, comme cela est la pratique de la conception actuelle, peut sous-estimer ou sur estimer les valeurs de la réponse selon le paramètre étudié (effort, déplacement). D'autre part, l'hypothèse d'une réponse élastique linéaire pour les modes plus élevés pourrait surestimer la réponse.

Bien que le système de résistance aux charges sismiques des bâtiments de moyenne et grande hauteur doit être conçu en murs voiles, le système de contreventement en portiques auto stables est considéré néanmoins comme étant le système de référence en matière de recherches scientifiques par rapport aux autres systèmes structuraux pour plusieurs raisons techniques. Donc pour cette raison, nous avons tout d'abord appliqué l'approche N2-ISS Multi-modale à ce type de contreventement et nous envisageons étendre l'étude aux structures asymétriques et aux systèmes mixtes portiques-voiles.

REFERENCES

- [1]- AISC-ASD, Allowable Stress Design and Plastic Design Specification for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction: Chicago, IL, 1989.
- [2]- A.K. Chopra, R.K. Goel, A modal Pushover analysis procedure to estimate seismic demand for unsymmetric-plan buildings. *Earthq. Eng. Struct. D.* 33(2004) 903-927. doi:10.1002/eqe.380

- [3]- FEMA 440, Federal emergency management agency. Improvement of nonlinear static seismic procedures, ATC-55 draft, Washington, DC, 2005.
- [4]- EUROCODE 8. Design of structures for earthquake resistance. European Standard, European Committee for Standardization, 2003.
- [5]- K.K. Sasaki, S.A. Freeman, T.F. Paret, Multi-mode pushover procedure (MMP) –A method to identify the effects of higher modes in a pushover analysis. In: Proceedings of the 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Seattle, Washington, 1998
- [6]- A.K. Chopra, R.K. Goel, A modal pushover analysis procedures for estimating seismic demands for buildings. *Earthq. Eng. Struct. D.* 31(2002) 561-582. doi:10.1002/eqe.144.
- [7]- M.N. Aydinoglu, An incremental response spectrum analysis procedure on inelastic spectral displacements for multi-mode seismic performance evaluation. *Bul. Earthq. Eng.* 1(2003) 3-36. doi:10.1023/A:1024853326383
- [8]- E. Kalkan, S.K. Kunnath, Adaptive modal combination procedure for nonlinear static analysis of building structures. *J. Struct. Eng-ASCE.* 132(2006) 1721-1731. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(2006)132:11(1721).
- [9]- M. Kreslin, P. Fajfar, The extended N2 method taking into account higher mode effects in elevation. *Earthq. Eng. Struct. D.* 40(2011) 1571–1589. doi:10.1002/eqe.1104.
- [10]- M. Kreslin, P. Fajfar, The extended N2 method considering higher mode effects in both plan and elevation. *Bul. Earthq. Eng.* 10(2012) 695–715. doi:10.1007/s10518-011-9319-6.
- [11]- F.R. Rofooei, M.R. Mirjalili, N.K.A. Attari. Modal spectra combination method for pushover analysis of special steel moment resisting frames. *Int. J. Civil Eng.* 10(2012) 245-252.
- [12]- S.C. Dutta, K. Bhattacharya, R. Roy, Response of low-rise buildings under seismic ground excitation incorporating soil-structure interaction. *Soil Dyn. Earthq. Eng.* 24(2004) 893-914. doi:10.1016/j.soildyn.2004.07.001
- [13]- A. Barcena, L. Esteva, Influence of dynamic soil–structure interaction on the nonlinear response and seismic reliability of multistory systems. *Earthq. Eng. Struct. D.* 36(2007) 327-346. doi:10.1002/eqe.633.
- [14]- K. Galal, M. Naimi, Effect of soil conditions on the response of reinforced concrete tall structures to near-fault earthquakes. *Struct. Des. Tall Spec. Build.* 17(2009) 541–562. doi:10.1002/tal.365
- [15]- Y. Tang, J. Zhang, Probabilistic seismic demand analysis of a slender RC shear wall considering soil– structure interaction effects. *Eng. Struct.* 33(2011) 218–229. doi:10.1016/j.engstruct.2010.10.011.
- [16]- B. Ganjavi, H. Hao, A parametric study on the evaluation of ductility demand distribution in multi-degree-of freedom systems considering soil–structure interaction effects. *Eng. Struct.* 43(2012)88–104. doi:10.1016/j.engstruct.2012.05.006.
- [17]- B. Ganjavi, H. Hao, Optimum lateral load pattern for seismic design of elastic shear-buildings incorporating soil– structure interaction effects. *Earthq. Eng. Struct. D.* 42(2013) 913–933. doi:10.1002/eqe.2252
- [18]- F. Abedi-Nik, F. Khoshnoudian, Evaluation of ground motion scaling methods in soil–structure interaction analysis, *Struct. Des. Tall Spec. Build.* 23(2014) 54–66. doi:10.1002/tal.1021.
- [19]- A. Tena-Colunga, L.E. Pérez-Rocha, J. Avilés, C. Cordero-Macías, Seismic isolation of buildings for power stations considering soil-structure interaction effects. *J. Build. Eng.* 4(2015) 21-40. doi:10.1016/j.jobe.2015.08.001.
- [20]- F. Vicencio, A. Alexander Nicholas, Dynamic interaction between adjacent buildings through nonlinear soil during earthquakes. *Soil Dyn. Earthq. Eng.* 108(2018)130-14. doi:10.1016/j.soildyn.2017.11.031.
- [21]- M. Mekki, S. M. Elachachi, D. Breysse, D. Nedjar, M. Zoutat, Soil-structure interaction effects on RC structures within a performance-based earthquake engineering framework. *Eur. J. Environ. Civ. En.* 18(2014) 945-962. doi:10.1080/19648189.2014.917056.
- [22]- M. Mekki, S. M. Elachachi, D. Breysse, D. Nedjar, M. Zoutat, Seismic behavior of R.C. structures including soil structure interaction and soil variability effects. *Eng. Struct.* 126(2016) 15–26. doi:10.1016/j.engstruct.2016.07.034.
- [23]- M. Zoutat, S. M. Elachachi, M. Mekki, M. Hamane, Global sensitivity analysis of soil structure interaction system using N2-ISS method. *Eur. J. Environ. Civ. En.* 22 (2018) 192-211. doi:10.1080/19648189.2016.1185970
- [24]- NEHRP, Building seismic safety council NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures. Washington, DC: FEMA 450, 2003.
- [25]- J. Avilés, L.E. Pérez-Rocha, Soil-structure interaction in yielding systems. *Earthq. Eng. Struct. D.* 32 (2003) 1749–1771. doi:10.1002/eqe.300.
- [26]- M. Hemsas, S.M. Elachachi, D. Breysse, Seismic response and damage development analyses of an RC structural wall building using macro-element. *Struct. Eng. Mech.* 51(3) (2014), 447-470. doi:10.12989/sem.2014.51.3.447

-
- [27]- P. Fajfar, A nonlinear analysis method for performance based seismic design. *Earthq. Spectra* 16(2000) 573-92. doi:10.1193/1.1586128.
- [28]- Règles parasismiques Algériennes - RPA99/VERSION 2003, Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique, Alger, 2003.
- [29]- S. Mahmoudpour, R. Attarnejad, B. Cambyse, Dynamic Analysis of Partially Embedded Structures Considering Soil-Structure Interaction in Time Domain. *Math. Probl. Eng.* (2011) 534968. doi:10.1155/2011/534968.
- [30]- A.M. Charilaos, N.P. Ioannis, C.S. Constantine, Effect of higher modes on the seismic response and design of moment-resisting RC frame structures. *Eng. Struct.* 56(2013) 417–430. doi:10.1016/j.engstruct.2013.05.021.
- [31]- I. Peruš, P. Fajfar, On the inelastic torsional response of single-storey structures under bi-axial excitation. *Earthq. Eng. Struct. D.* 34(2005) 931–94. doi:10.1002/eqe.462.
- [32]- D. Marušić, P. Fajfar, On the inelastic seismic response of asymmetric buildings under bi-axial excitation. *Earthq. Eng. Struct. D.* 34(2005) 943 – 963. doi:10.1002/eqe.463
- [33]- M.J.N Priestley, A.D Amaris, Dynamic amplification of seismic moments and shears in cantilever walls. Research report No ROSE-2002/01, IUSS Press, Italy, 2002.
- [34]- V. Calugaru, M. Panagiotou, Response of tall cantilever wall buildings to strong pulse type seismic excitation. *Earthq. Eng. Struct. D.* 41(2012) 1301–18. doi:10.1002/eqe.1185
- [35]- A.M. Charilaos, N.P. Ioannis, C.S. Constantine, Effect of higher modes on the seismic response and design of moment-resisting RC frame structures. *Eng. Struct.* 56(2013) 417–430. doi:10.1016/j.engstruct.2013.05.021.
- [36]- P. Lestuzzi, P. Schwab, M. Koller, C. Lacave, How to choose earthquake recordings for non-linear seismic analysis of structures. In: *Proceedings of 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, 2004*