



École Centrale de Paris

ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE

CONCEPTION DES BÂTIMENTS BASÉ SUR LA NOTION DE
PERFORMANCE

Esteban SAEZ

Mars 2006



Table des matières

1	Introduction	1
2	Conception des bâtiments basé sur leur performance	3
2.1	Système d'un degré de liberté inélastique	4
2.2	Méthodes d'analyse non-linéaire.	6
2.2.1	Diagramme de Capacité	6
2.2.2	Calcul de la demande de déplacement	10
2.2.3	Remarques	13
2.3	Prise en compte des effets d'interaction sol-structure.	13
2.3.1	Effets cinématiques.	15
2.3.2	Amortissement de la fondation.	16
3	Exemple d'application.	19
3.1	Signaux sismiques	20
3.2	Analyse non-linéaire statique	21
3.2.1	Analyse dynamique non-linéaire.	23
3.2.2	Évaluation du déplacement maximal.	23
3.2.3	Conclusions.	26
	Références	27

Table des figures

2.1	Méthode des accélérations spectrales.	3
2.2	Système d'un degré de liberté élastoplastique	4
2.3	Système linéaire correspondant au système inélastique.	5
2.4	Spectres de réponse de ductilité constante.	5
2.5	Courbes $R - \mu - T_n$	6
2.6	Méthode push-over	6
2.7	Idéalisation bi-linéaire de la courbe push-over (FEMA 450, 2003).	8
2.8	Conversion de la courbe de push-over vers la courbe de capacité.	10
2.9	Modèle bi-linéaire équivalent	10
2.10	Conversion du spectre.	11
2.11	Détermination du point de performance PP.	12
2.12	Bâtiment soumis à un séisme	14
2.13	Incorporation des effets d'interaction sol-structure	15
3.1	Représentation schématique du bâtiment	19
3.2	Caractéristiques du comportement des matériaux	20
3.3	Modes propres élastiques à partir d'une analyse fréquentielle	20
3.4	Caractéristiques des signaux sismiques	21
3.5	Courbe push-over	22
3.6	États de plasticité	22
3.7	Analyse dynamique plastique - Kozani 0.2g	23
3.8	Séisme de Friuli - 0.2g	25
3.9	Séisme de Kozani - 0.2g	25
3.10	Séisme de Bagnoli - 0.1g	25
3.11	Déformations normalisées - Kozani 0.2g	26

1 Introduction

Les forces et les déplacements induits par le mouvement sismique peuvent franchir le seuil de l'élasticité des éléments structuraux. Du point de vue de la conception, la façon traditionnelle pour la prise en compte de la non-linéarité de la structure est associée à une réduction des forces provenant d'une analyse élastique. Les déplacements sont en suite vérifiés d'une façon approchée. C'est la méthode de conception basée sur les forces.

La conception avec la prise en compte directe des déplacements et l'évaluation précise du comportement non-linéaire attendue sur chaque élément structuraux est, néanmoins, une approche plus naturelle. C'est la méthode de conception basée sur la performance.

Ce rapport présente les principes fondamentaux et les méthodes courantes de conception des bâtiments basées sur la notion de performance. L'extension de la méthode pour la prise en compte de façon approchée des effets d'interaction dynamique sol-structure est également présentée.

2 Conception des bâtiments basé sur leur performance

Les méthodes traditionnelles de conception des bâtiments sous chargement sismique sont basées sur l'utilisation des accélérations spectrales. On suppose que le système peut être représenté par un oscillateur d'un degré de liberté, de masse M de période élastique T_e et le taux d'amortissement ζ . On connaît aussi un spectre d'accélérations élastiques de conception, provenant du code de calcul respectif. Avec ce spectre et les propriétés de l'oscillateur, l'effort tranchant élastique à la base (V_e) est:

$$V_e = Mg \left(\frac{S_a(T_e, \zeta)}{g} \right)_e \quad (2.1)$$

où $\left(\frac{S_a(T_e, \zeta)}{g} \right)_e$ est l'accélération du spectre élastique correspondante à la période élastique T_e et au taux d'amortissement ζ (figure 2.1).

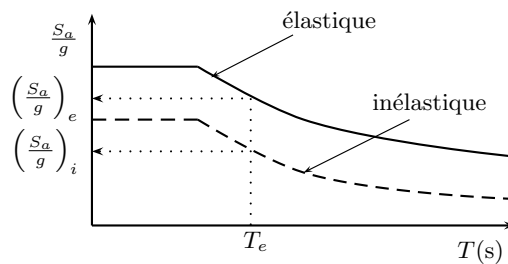


FIG. 2.1 – Méthode des accélérations spectrales.

Si le système est conçu pour un effort tranchant V_i inférieur à V_e , on peut s'attendre à ce que le système subisse un comportement inélastique. Ce comportement induira une augmentation du taux d'amortissement du système, et donc une diminution des accélérations subies par la structure. Avec la prise en compte du comportement inélastique on peut construire un nouveau spectre de réponse (figure 2.1). Si on suppose que la période reste approximativement constante et égale à T_e on obtient:

$$V_i = Mg \left(\frac{S_a(T_e, \zeta)}{g} \right)_i = \frac{V_e}{R} \quad (2.2)$$

ou R et le coefficient de réductions des forces.

Du point de vue économique, la conception d'un système qui reste élastique seulement jusqu'à la valeur V_i est moins coûteuse que celle d'un système qui reste élastique jusqu'à V_e . Mais, pour profiter de cette économie, il est nécessaire de garantir que les différents éléments du bâtiment (structurels et non-structurels) puissent développer le comportement inélastique requis. En plus, de façon implicite on doit accepter l'apparition d'un certain niveau de dommage après le mouvement sismique.

Les principales limitations de la méthode de conception par accélérations sont liées au choix du coefficient R et sur la vérification des éléments structuraux:

- Le coefficient R est normalement fixé par une réglementation, en fonction des matériaux de construction et du système structural. Sa valeur est normalement obtenue en fonction des observations faites après les séismes passés et avec l'expérience des ingénieurs. Sa valeur est difficile à justifier et a seulement un sens moyen du point de vue du comportement attendu. Pour des situations plus particulières, l'emploi du coefficient R peut être assez éloigné du comportement réel développé par la structure.
- Les déplacements ne sont pas traités de façon directe, sinon vérifiés avec certains critères à la fin du processus de conception. La conception de chaque élément est basée fondamentalement sur les forces obtenues avec l'incorporation du coefficient R . Par contre, il est bien plus naturel de définir la défaillance des éléments structuraux en fonctions des déplacements au lieu des forces.

Une approche qui prend en compte directement les déformations des éléments et les déplacements de la structure semble être plus naturelle. C'est le but des méthodes de conception de bâtiments basées

sur la notion de performance. Suivant cette méthodologie, on impose des limites aux déformations de service pour les séismes moyens, de façon à prévenir les dommages des éléments structuraux et non-structuraux. Pour les séismes majeurs, on impose des limites de déformations pour prévenir la défaillance de la structure.

2.1 Système d'un degré de liberté inélastique

On considère un système d'un degré de liberté des propriétés (élastiques): m , k et c . La relation entre l'effort tranchant à la base V et le déplacement de l'oscillateur δ est de type élastoplastique parfaite. La déformation limite d'élasticité δ_y est associée à un effort tranchant V_y (figure 2.2).

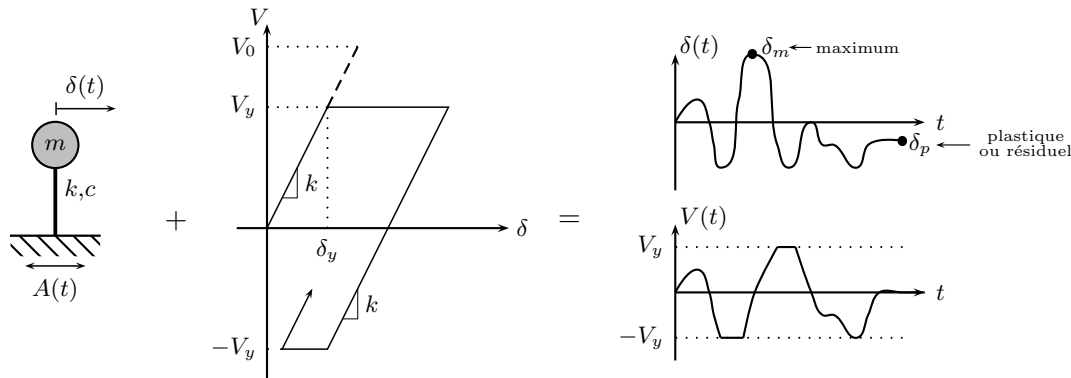


FIG. 2.2 – Système d'un degré de liberté élastoplastique

Sous l'action d'un certain chargement dynamique, le système atteindra la plasticité et subira un déplacement maximal de δ_m et un certain déplacement résiduel ou permanent δ_p . On peut comparer le déplacement plastique maximal δ_m avec celui correspondant à un système avec les mêmes propriétés élastiques, mais qui reste linéaire pendant tout le chargement (figure 2.3). Les deux systèmes ont donc la même masse m , la même rigidité initiale k et le même amortissement c . La période propre des deux systèmes est la même si $\delta < \delta_y$, pour des déplacements supérieurs, il n'est plus possible de définir une période élastique pour le système inélastique. On peut interpréter V_0 comme la résistance minimale requise pour qu'un système reste élastique pendant tout le chargement. Le coefficient de réduction de forces R peut être défini selon:

$$R = \frac{V_0}{V_y} \quad (2.3)$$

De façon analogue, on peut définir le facteur de ductilité μ selon:

$$\mu = \frac{\delta_m}{\delta_y} \quad (2.4)$$

Avec la rigidité élastique k on peut relier le coefficient de réduction des forces au facteur de ductilité:

$$R = \frac{V_0}{V_y} = \frac{k\delta_0}{k\delta_y} = \frac{\delta_0}{\frac{\delta_m}{\mu}} \quad \rightarrow \quad \frac{\delta_m}{\delta_0} = \frac{\mu}{R} \quad (2.5)$$

Si le coefficient de réduction des forces R est égal à 1, $\delta_0 = \delta_m$ et le système reste tout le temps linéaire élastique, il n'y a pas de déplacements permanents δ_p . Si le coefficient R est plus grand que l'unité, le déplacements maximal sera supérieur à celui de la limite d'élasticité δ_y et donc la ductilité μ sera supérieure à l'unité. Les déplacements permanents seront aussi non-nuls. Si l'on augmente la valeur de R , la limite d'élasticité δ_y diminue et le facteur de ductilité μ augmentera.

Spectres de réponse de ductilité constante. Pour l'application de la méthode de conception par performance, il est pratique de disposer des spectres de ductilité μ constante. La procédure suivante est proposée par Chopra, 2001 pour un signal sismique connue $\ddot{u}_g(t)$:

1. Sélection d'un taux d'amortissement ζ .

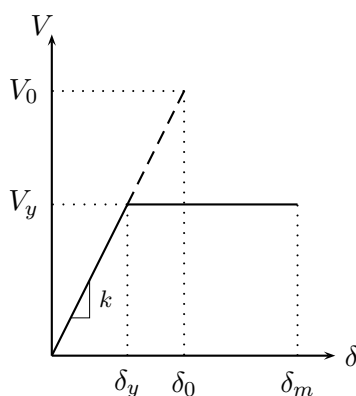


FIG. 2.3 – Système linéaire correspondant au système inélastique.

2. Sélection d'une valeur de pulsation propre T_n (ou k et m).
3. Calcul de la réponse élastique $\delta(t)$ du système des propriétés T_n et ζ . Obtention du déplacement maximal élastique δ_0 et de la force correspondante $V_0 = k\delta_0$.
4. Calcul de la réponse pour un système élastoplastique des mêmes propriétés T_n , ζ pour un certain $V_y = \frac{V_0}{R}$ donné. Calcul du déplacement maximal δ_m correspondant et le μ correspondant. Répétition pour plusieurs valeurs de V_y de façon à obtenir une courbe (V_y, μ) .
5. Sélection d'une valeur de ductilité μ et de la valeur V_y correspondante. Avec V_y on obtient $\delta_y = \frac{V_y \delta_0}{V_0}$. δ_y connu, les ordonnées spectrales sont:

$$D_y = \delta_y \quad ; \quad V_y = \omega_n \delta_y \quad ; \quad A_y = \omega_n^2 \delta_y \quad (2.6)$$

où D_y , V_y et A_y sont les réponses spectrales en déplacement, pseudo-vitesse et pseudo-accélération respectivement; $\omega_n = \frac{2\pi}{T_n}$.

La répétition pour plusieurs valeurs de T_n donne les spectres de réponse pour un certain μ fixe. Pour obtenir le spectre d'une autre ductilité il suffit de changer la valeur de μ dans le dernier pas. Les spectres obtenues ont l'allure de la figure 2.4 pour le cas des pseudo-accélération.

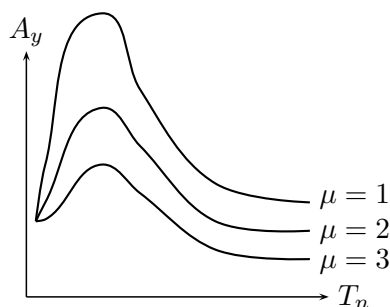


FIG. 2.4 – Spectres de réponse de ductilité constante.

Courbes $R-\mu-T_n$. Une autre option pour représenter le comportement inélastique de l'oscillateur est d'utiliser les courbes qui relient le coefficient de réduction des forces R et le facteur de ductilité μ associé à la période fondamentale de l'oscillateur T_n . La construction de ces courbes est similaire à celle des spectres de réponse de ductilité constante:

1. Sélection d'un taux d'amortissement ζ .
2. Sélection d'une valeur de pulsation propre T_n (ou k et m).
3. Calcul de la réponse élastique $\delta(t)$ du système des propriétés T_n et ζ . Obtention du déplacement maximal élastique δ_0 et de la force correspondante $V_0 = k\delta_0$.
4. Calcul de la réponse pour un système élastoplastique des mêmes propriétés T_n , ζ pour un certain $V_y = \frac{V_0}{R}$ donné. Calcul du déplacement maximal δ_m correspondant et le μ correspondant. Répétition pour plusieurs valeurs de R de façon à obtenir une courbe (R, μ) .

5. Sélection d'une valeur de R et de sa valeur μ correspondante. Représentation du point (T_n, μ, R) .

La répétition pour plusieurs valeurs de T_n donne la courbe pour un certain R fixe. Pour établir les autres courbes il suffit de changer la valeur de μ dans le dernier pas (figure 2.5).

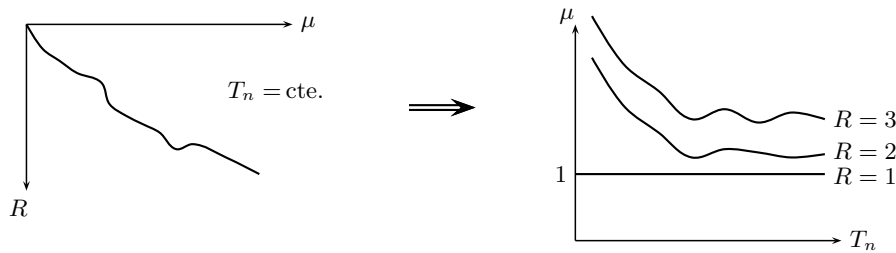


FIG. 2.5 – Courbes $R - \mu - T_n$

2.2 Méthodes d'analyse non-linéaire.

Le plus grand défi pour la conception des bâtiments sur la base de leur performance sismique a été le développement des méthodes à la fois simples et efficaces pour l'analyse, la conception et la vérification des effets des séismes sur les structures. Les méthodes d'analyse doivent être capables de prédire la demande des forces et des déplacements imposés par les séismes de façon réaliste. En réponse à ces besoins, certaines réglementations, notamment le ATC 40, 1996 et le FEMA 450, 2003 (dernière version), ont incorporé des méthodes pour déterminer la demande en déplacement imposé à un bâtiment susceptible d'avoir un comportement inélastique pendant un séisme.

Parmi les méthodes pour la prise en compte du comportement non-linéaire, la procédure la plus répandue est la méthode d'analyse non-linéaire statique développée originalement par Freeman et al., 1975 et Freeman, 1978. La méthode suit les pas générales suivantes:

1. Construction de la courbe de capacité à partir de la courbe de push-over de la structure.
2. Conversion du spectre de réponse élastique au spectre de demande.
3. Détermination du point de performance de la structure.
4. Conversion du point de performance à la demande de ductilité sur chaque élément de la structure.

Les détails et les options pour chaque pas de la méthode sont traités par la suite.

2.2.1 Diagramme de Capacité

La construction de la courbe de capacité démarre avec l'obtention de la courbe de push-over. La courbe de push-over est obtenue avec le chargement incrémental latéral de la structure jusqu'à ce qu'on atteigne la rupture ou un certain déplacement cible (figure 2.6). La courbe consiste de la représentation de la force latérale totale en fonction du déplacement dans un certain point de contrôle (normalement sur le centre de masses du niveau supérieure).

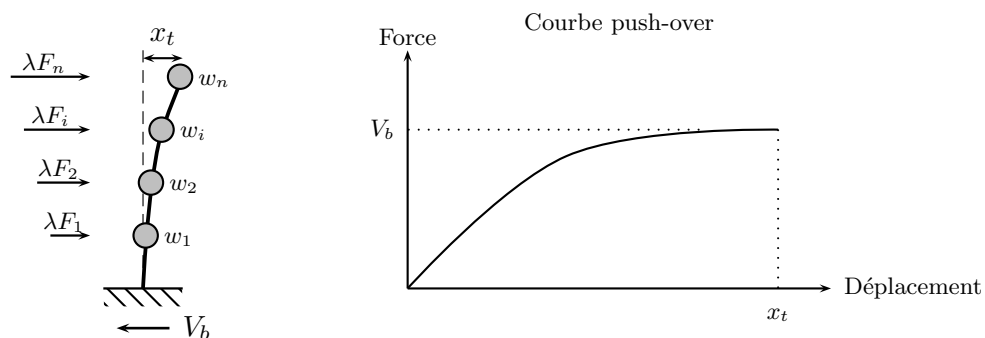


FIG. 2.6 – Méthode push-over

L'objectif de l'analyse est d'évaluer la performance de la structure à travers l'estimation des efforts et des demandes en déplacement sous l'action d'un séisme. Cette méthode non-linéaire statique prend en compte de façon approchée la redistribution des efforts internes de la structure. L'analyse est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure peut être reliée à celle d'un système équivalent d'un degré de liberté. Autrement dit, la réponse est contrôlée par seulement un mode, qu'on suppose constant pendant tout le chargement de façon indépendante du niveau de déplacement.

Distribution des forces. Le choix de la distribution des forces pour le chargement incrémental est un des aspects le plus critique de la méthode. En général, la distribution des forces d'inertie sera dépendante de la sévérité du séisme (déplacements inélastiques induits) et sera aussi dépendante du temps (pendant le séisme).

Si la réponse de la structure n'est pas trop influencée par les modes propres non-fondamentales, et si la structure présente un unique mode de défaillance qui peut être identifié avec une distribution des forces constantes, le choix d'une distribution unique est suffisante.

Par contre, l'emploi d'une distribution unique des forces ne peut pas représenter les variations locales de demande de déplacements ni prévoir tout mécanisme de défaillance locale. Les auteurs conseillent d'employer au moins deux distributions des forces. On emploie souvent une distribution uniforme (proportionnel au poids de chaque étage), laquelle augmente la demande sur les étages inférieures devant les supérieures (favorise l'effort tranchant devant le moment tournant), et une autre provenant des réglementations, par exemple:

$$F_i = C_{v,i} V \quad ; \quad C_{v,i} = \frac{w_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n w_j h_j^k} \quad (2.7)$$

où $C_{v,i}$ est le coefficient de distribution des forces, V est la force latérale totale, w_j est le poids du niveau j , h_j est la hauteur du niveau j (mesurée à partir de la base) et F_i est la force latérale du niveau i . La valeur d'exposant k dépend de la réglementation, par exemple le FEMA 450 (2003) emploie:

$$k = \begin{cases} 2 & \text{si } T_e \geq 2.5 \\ 1 & \text{si } T_e < 0.5 \end{cases} \quad (2.8)$$

où T_e est la valeur de la période fondamentale élastique de la structure. Des valeurs intermédiaires doivent être interpolées.

Reconnaissant les limitations de l'emploi de la distribution constantes des forces, plusieurs auteurs ont proposé des distributions adaptables pour prendre en compte la variation de la distribution des forces d'inertie pendant le mouvement (Fajfar et Fischinger, 1988; Bracci et al., 1997). Certaines méthodes proposent des charges proportionnelles aux déplacements latéraux sur chaque incrément, la distribution des forces étant basée sur des combinaisons modales SRSS des modes dérivés de la rigidité tangente à chaque incrément et les charges proportionnelles à la résistance au cisaillement de chaque étage pendant les pas de charge précédentes. Malgré les recherches, il n'existe pas encore une distribution unique adaptable plus avantageuse pour tous les systèmes structuraux. En général, l'emploi des distributions adaptables est nécessaire pour des bâtiments de période fondamentale longue avec des mécanismes de plastification localisés.

Déplacement cible. La question qui se pose lorsqu'on développe la courbe de push-over d'un bâtiment est: quand arrêter le chargement. Les réglementations, par exemple le FEMA 450 (2003) propose d'arrêter le chargement lorsqu'on atteint 150% d'un déplacement cible δ_t (au point de contrôle) défini selon:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (2.9)$$

où C_0 est un facteur qui relie le déplacement spectrale du système équivalent d'un degré de liberté au déplacement du toit du bâtiment. C_1 est un facteur qui prend en compte la différence entre le

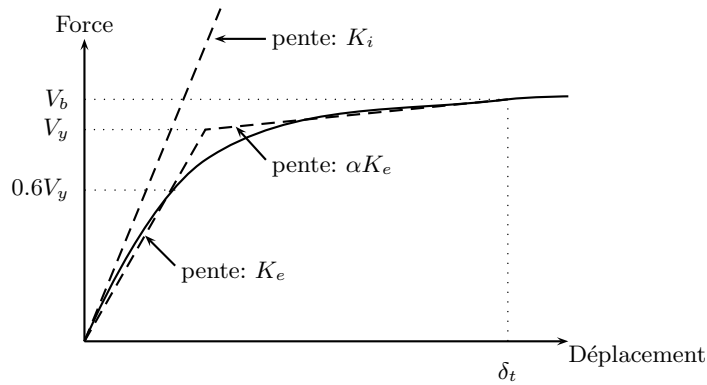


FIG. 2.7 – Idéalisisation bi-linéaire de la courbe push-over (FEMA 450, 2003).

déplacement inélastique et celui obtenu d'une analyse linéaire. C_2 prend en compte la stabilité et la régularité de la boucle hystérétique du comportement inélastique. C_3 prend en compte les effets $P - \Delta$ (non-linéarité géométrique). g est la pesanteur, S_a est l'accélération spectrale pour la période effective du bâtiment selon la direction d'analyse T_e obtenu par:

$$T_e = T_i \sqrt{K_i K_e} \quad (2.10)$$

où K_e est la rigidité latérale du bâtiment selon la direction considérée et K_i la rigidité latérale effective obtenue de la courbe de push-over (figure 2.7). En effet, le code FEMA 450 (2003) emploie justement ce déplacement cible δ_t comme déplacement induit par le séisme pour le calcul des demandes de ductilité sur les éléments structuraux. Dans la pratique on emploie plus couramment la méthode du spectre de demande introduite par le ATC 40 (1996) qui sera présenté dans la prochaine section. Dans ce cas on charge la structure jusqu'à l'obtention de l'instabilité globale ou partielle.

Diagramme de Capacité. Une fois la courbe de push-over obtenue, on cherche à la transformer en une courbe de capacité équivalente reliant l'accélération d'une structure à un degré de liberté à son déplacement. Pour obtenir cette équivalence on commence par l'équation d'équilibre dynamique linéaire du système réel soumis à une accélération sismique à sa base $\ddot{u}_g(t)$:

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [C]\{\dot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = -[M]\{1\}\ddot{u}_g(t) \quad (2.11)$$

où $\{x(t)\}$ sont les déplacements de chaque niveau; $[M]$, $[C]$ et $[K]$ les matrices de masse, amortissement et rigidité respectivement. On peut décomposer les déplacements sous forme d'une série de n modes propres:

$$\{x(t)\} = \sum_n \{x(t)\}_n = \sum_n \{\phi\}_n q_n(t) \quad (2.12)$$

où $q(t)$ sont les coordonnées modales.

Si on est capable de résoudre l'équation (2.11) on obtiendra les déplacements $\{x(t)\}$ pour chaque niveau j du bâtiment. Du point de vue de la conception, il est nécessaire de récupérer les forces et les contraintes sur chaque élément de la structure. Ces forces peuvent être obtenues sur chaque élément en introduisant des forces équivalentes statiques $\{F(t)\}$. A chaque instant t , ces forces doivent produire les mêmes déplacements $\{x(t)\}$, c'est à dire:

$$\{F(t)\} = [K]\{x(t)\} \quad (2.13)$$

L'application des forces $\{F(t)\}$ sur une analyse statique pour chaque instant t donne les forces et contraintes sur les éléments. La caractérisation des force $\{F\}$ peut être obtenue avec une décomposition de l'inertie du système:

$$[M]\{1\} = \sum_n \Gamma_n [M]\{\phi\}_n = \sum_n \{S\}_n \quad (2.14)$$

où Γ_n sont des facteurs de participation et $\{S\}_n$ sont des distributions des forces sur la structure. Si les modes proviennent d'une analyse de valeurs et de vecteurs propres, on profite de leur orthogonalité pour obtenir la valeur de Γ_n :

$$\underbrace{\{\phi\}_n^t [M] \{1\}}_{L_n} = \Gamma_n \underbrace{\{\phi\}_n^t [M] \{\phi\}_n}_{M_n} \rightarrow \Gamma_n = \frac{L_n}{M_n} \quad (2.15)$$

L'application des propriétés d'orthogonalité des modes sur (2.14) permet d'obtenir l'expression classique:

$$\ddot{q}_n(t) + 2\zeta_n \omega_n \dot{q}_n + \omega_n^2 q_n(t) = -\Gamma_n \ddot{u}_g(t) \quad (2.16)$$

où ζ est le taux d'amortissement du mode et ω_n sa pulsation. Si on fait la substitution $q_n(t) = \Gamma_n D_n(t)$ avec $D_n(t)$ le déplacement associé au mode n on obtient:

$$\ddot{D}_n(t) + 2\zeta_n \omega_n \dot{D}_n + \omega_n^2 D_n(t) = -\ddot{u}_g(t) \quad (2.17)$$

L'expression des déplacements de la structure originale en fonction des déplacements modales donne:

$$\{x(t)\} = \sum_n \{\phi\}_n \Gamma_n D_n(t) \quad (2.18)$$

Si on prend seulement le mode fondamental, l'expression se réduit à:

$$\{x(t)\} \simeq \{\phi\}_1 \Gamma_1 D_1(t) \quad (2.19)$$

Pour un instant donné, la relation entre le déplacement du toit x_t (composante N de $\{x\}$) et le déplacement correspondant au premier mode est:

$$x_t = \phi_{N,1} \Gamma_1 D_1 \rightarrow D_1 = \frac{x_t}{\phi_{N,1} \Gamma_1} \quad (2.20)$$

ce qui permet de relier les déplacements du point de contrôle de la courbe de push-over aux déplacements correspondant à un système d'un degré de liberté.

Pour obtenir une correspondance entre l'effort tranchant à la base de la courbe push-over et l'accélération correspondante à un système d'un degré de liberté, on peut prendre les forces latérales équivalentes statiques $\{F\}_n$ pour un mode n :

$$\{F(t)\}_n = [K] \{x(t)\}_n = \{S\}_n A_n(t) = \omega_n^2 \{S\}_n D_n(t) \quad (2.21)$$

où $A_n(t)$ sont les pseudo-accélérations modales. En général si on désire une réponse $r_n(t)$, on peut l'obtenir à partir des résultats r_n^{st} d'une analyse statique équivalente des forces $\{F\}_n$:

$$r_n(t) = r_n^{st} A(t) \quad (2.22)$$

Dans cette approche, l'effort tranchant à la base V_b peut être obtenu en fonction de l'effort $V_{b,n}^{st}$ induit par les forces $\{S\}_n$ pour un instant donné:

$$V_{b,n}^{st} = \sum_{j=1}^N S_{j,n} = \{1\}^t \{S\}_n = \Gamma_n \underbrace{\{1\}^t [M] \{\phi_n\}}_{L_n} \rightarrow V_{b,n}^{st} = \frac{L_n^2}{M_n} = M_n^* \quad (2.23)$$

où M_n^* est la masse effective modale associée au mode n . Finalement, l'effort tranchant à la base V_b peut être approximé selon:

$$V_b(t) = \sum_n V_{b,n}^{st} A_n(t) \approx V_{b,1}^{st} A_1(t) \rightarrow A_1(t) = \frac{V_b(t)}{M_1^*} \quad (2.24)$$

on obtient ainsi une expression pour transformer l'effort tranchant à la base de l'analyse push-over à l'accélération correspondante à un système d'un degré de liberté (figure 2.8). La courbe $D_1 - A_1$ est connue sous le nom de diagramme de capacité de la structure.

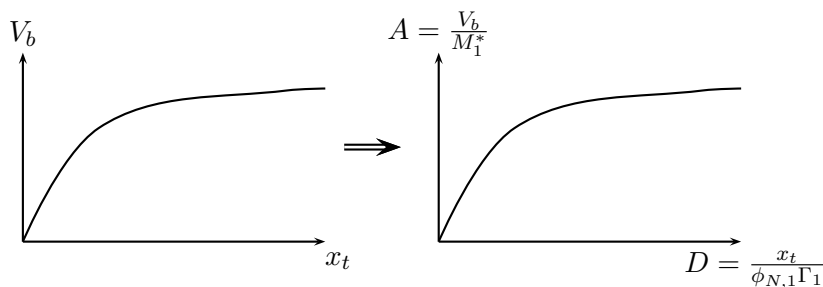


FIG. 2.8 – Conversion de la courbe de push-over vers la courbe de capacité.

2.2.2 Calcul de la demande de déplacement

Ils existent plusieurs techniques pour obtenir la demande de déplacement sur la structure. Le principe général de toutes les techniques est le même; construire une approximation bi-linéaire pour le diagramme de capacité, apporter le spectre de réponse élastique du séisme au format $A - D$ et chercher l'intersection entre les deux courbes selon un schéma itératif. Le code FEMA 450 (2003) donne deux options soit obtenir la demande de déplacement δ_t de façon analytique avec les expressions (2.9), soit suivre la méthode proposée par le code ATC 40 (1996).

Idéalisation bi-linéaire. On commence par chercher une représentation bi-linéaire équivalente du diagramme de capacité. Cette idéalisation permet de calculer le rapport de ductilité μ ainsi que l'amortissement équivalente qui comprend l'amortissement visqueux et l'amortissement hystérétique.

La courbe bi-linéaire équivalente s'appuie sur un critère d'équivalence d'énergie. Pour une valeur de déformation maximale D_m , l'aire sous le diagramme de capacité doit être égale à celle sous la courbe bi-linéaire (énergie de déformation), autrement dit, les aires $\Omega_1 = \Omega_2$ sur la figure 2.9. Sur la même figure; A_y et A_m sont les accélérations de limite d'élasticité et maximale; D_y et D_m sont les déplacements correspondant à ces deux niveaux d'accéléérations.

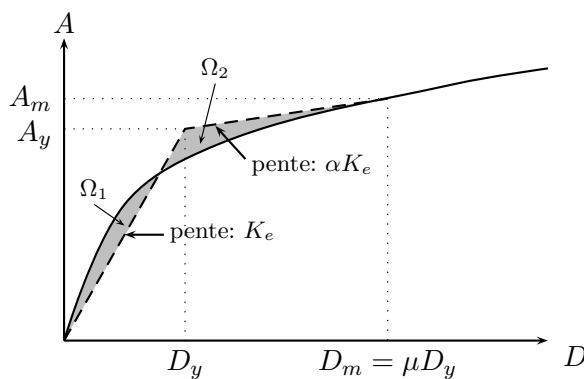


FIG. 2.9 – Modèle bi-linéaire équivalent

La rigidité de la portion élastique K_e peut être exprimée en fonction de la période élastique:

$$K_e = \frac{A_y}{D_y} = \omega_e^2 = \left(\frac{2\pi}{T_e} \right)^2 \quad (2.25)$$

L'accélération maximale peut être exprimée en fonction de la ductilité en déplacement $\mu = \frac{D_m}{D_y}$ et la réduction de rigidité α :

$$A_m = A_y + \alpha \left(\frac{2\pi}{T_e} \right) (D_m - D_y) = A_y(1 - \alpha + \alpha\mu) \quad (2.26)$$

En gardant une période élastique constante T_e , la sélection des différentes valeurs de A_m donneront des valeurs différentes pour A_y et α . En général la valeur de A_y ne varie pas beaucoup selon le choix d'un A_m , par contre la valeur de α est très sensible à la valeur choisie.

Une fois l'équivalence bi-linéaire établie, on peut calculer les propriétés du système d'un degré de liberté équivalent. La période élastique équivalente T_{eq} peut être obtenue selon:

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k_{eq}}} = 2\pi \sqrt{D_m A_m} = T_e \sqrt{\frac{\mu}{1 - \alpha + \alpha\mu}} \quad (2.27)$$

et l'amortissement équivalent ζ_{eq} (d'après Chopra et Goel, 1999):

$$\hat{\zeta}_{eq} = \zeta_e + \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_S} = \zeta_e + \frac{2}{\pi} \frac{A_y D_m - D_y A_m}{A_m D_m} = \zeta_e + \frac{2}{\pi} \frac{(1 - \alpha)(\mu - 1)}{\mu(1 - \alpha + \alpha\mu)} = \zeta_e + \zeta_{eq} \quad (2.28)$$

où E_D est l'énergie dissipé dans une boucle de hystérésis et E_K est l'énergie de déformation élastique d'un système équivalent sécant; ζ_e est l'amortissement visqueux. L'équation (2.28) en général surestime l'amortissement développé pendant le chargement sismique. Le code ATC 40 (1996) propose une correction de type:

$$\hat{\zeta}_{eq} = \zeta_e + \kappa \zeta_{eq} \quad (2.29)$$

ou $\kappa \leq 1$ est un coefficient dépendant du comportement hystérétique du système: stable, intermédiaire ou avec dégradation. En plus, on ajoute que ζ_{eq} doit être forcément inférieure à 45%.

Autres codes, par exemple l'Eurocode 8, supposent un système linéaire équivalent élasto-plastique parfait ($\alpha = 0$ dans les équations précédentes) et un limite d'amortissement imposé à travers des facteurs de réduction qui correspondent approximativement à $\zeta_{eq} < 12.25\%$.

Conversion du spectre au format A-D. A partir d'un pseudo-spectre de réponse d'accélération pour un certain séisme, ou un spectre de conception d'un code de calcul dans la plan $A - T_n$, on peut construire une représentation équivalente dans le plan des accélérations et des déplacements $A - D$.

Si on connaît seulement les accélérations $A(T)$ en fonction de la période T , de l'analyse dans le domaine fréquentiel on peut déduire que:

$$A = \omega^2 D \quad \rightarrow \quad D = \frac{T_n^2}{4\pi^2} A \quad (2.30)$$

où T_n sont les périodes des oscillateurs d'un degré de liberté correspondant à chaque niveau d'accélération A connue. De façon alternative, on peut construire la représentation $A - D$ directement des spectres de réponse en accélération et en déplacement si on prend un signal sismique particulier. Dans ce plan, chaque période correspond à une droite qui passe par l'origine avec une pente correspondant à la période tracée (figure 2.10).

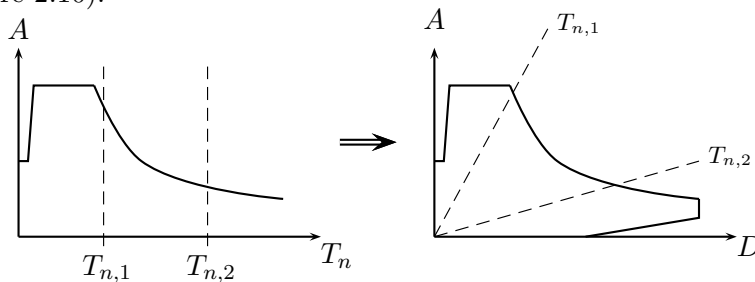


FIG. 2.10 – Conversion du spectre.

Calcul du point de performance. La procédure pour obtenir le point de performance (PP), c'est à dire la demande de déplacement sur la structure induite par le séisme, suit de façon générale les pas suivants:

1. Sélection d'un point de performance test, obtenu par exemple avec la sélection d'un D_m^1 sur le diagramme de capacité ou du spectre de réponse élastique.

2. Construction de l'approximation bi-linéaire.
3. Calcul de l'amortissement équivalente $\hat{\zeta}_{eq}$. Réduction du spectre de demande calculé avec l'amortissement $\hat{\zeta}_{eq}$ obtenu.
4. Obtention de l'intersection de la courbe de capacité bi-linéaire avec le spectre réduit (D_m^2).
5. Si les valeurs de D_m^1 et D_m^2 se ressemblent (5% de tolérance par exemple) le point de performance est D_m^1 , sinon sélectionner un nouveau D_m^1 ou choisir $D_m^1 = D_m^2$ et retourner au pas 2.

Une fois que la convergence est atteinte, on retourne au déplacement au toit du bâtiment avec l'équation (2.20). La démarche générale se montre schématiquement sur la figure 2.11.

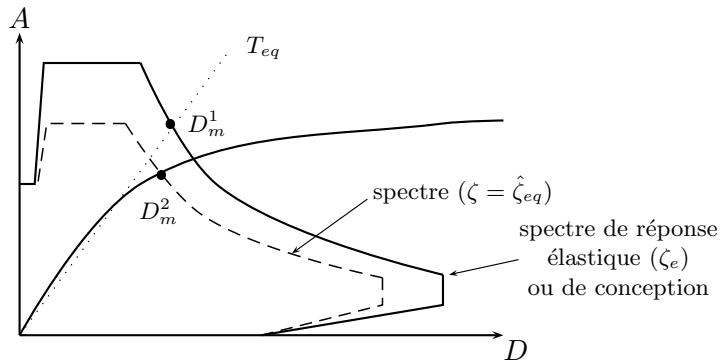


FIG. 2.11 – Détermination du point de performance PP.

Le code ATC 40 (1996) spécifie trois types de méthodes pour estimer la déformation induite, tous les trois basés sur les principes déjà exposés. Les procédures A et B sont analytiques et peuvent être implémentées directement. La méthode C est plutôt graphique. En général la méthode A donne des meilleurs résultats. Il est important d'ajouter que la convergence d'aucune des méthodes n'est garantie, les chances d'obtenir un résultat dépend principalement de la courbe de push-over originale.

La procédure A suit les pas suivants:

1. Ajustement de la courbe bi-linéaire sur le diagramme de capacité. On gardera la déformation limite d'élasticité D_y et la courbe bi-linéaire pendant les itérations.
2. Construction du spectre de réponse élastique ou de conception dans le plan $A - D$ pour un taux d'amortissement visqueux de 5%.
3. Estimation de la demande de déplacement D^i et de l'accélération respective A^i . Initialement prendre la valeur $D^i = D(T_e, \zeta_e = 5\%)$.
4. Calcul de la ductilité $\mu = \frac{D^i}{D_y}$.
5. Calcul de l'amortissement équivalent $\hat{\zeta}_{eq}$.
6. Construction du spectre $A - D$ pour $\hat{\zeta}_{eq}$ (avec de facteur de réduction, courbes $R - T - \mu$ ou le simple recalcul). Obtention de la nouvelle intersection D^j .
7. Si $\frac{D^j - D^i}{D^j} \leq tol$ le séisme induit une déformation de $D = D^j$. Sinon, $D^i = D^j$ et répétition des pas 4 - 7.

Ils existent plusieurs expressions pour la réduction des spectres en fonction d'un certain taux d'amortissement. Par exemple l'Eurocode 8 (1994) emploie:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \hat{\zeta}_{eq}}} \quad (2.31)$$

où η est le facteur de réduction sur les accélérations du spectre. Les facteurs les plus employés sont ceux proposés par Newmark et Hall, 1982:

$$\begin{aligned} \eta_A &= \frac{3.21 - 0.68 \ln \hat{\zeta}_{eq}}{2.12} \\ \eta_V &= \frac{2.31 - 0.41 \ln \hat{\zeta}_{eq}}{1.65} \end{aligned} \quad (2.32)$$

où η_A et η_V sont les facteurs de réduction des accélérations et des vitesses appliqués aux spectres de réponse respectivement.

La procédure B proposée dans le code (ATC 40, 1996) suit une démarche similaire:

1. Ajustement de la courbe bi-linéaire sur le diagramme de capacité. On gardera la déformation limite d'élasticité D_y et la courbe bi-linéaire pendant les itérations.
2. Construction du spectre de réponse élastique ou de conception dans le plan $A - D$ pour un taux d'amortissement visqueux de 5%.
3. Estimation de la demande de déplacement D^i et de l'accélération correspondante A^i . Initialement prendre la valeur $D^i = D(T_e, \zeta_e = 5\%)$.
4. Calcul de la ductilité $\mu = \frac{D^i}{D_y}$.
5. Calcul de l'amortissement équivalent $\hat{\zeta}_{eq}$ et de la période équivalente T_{eq} .
6. Calcul des points $D(T_{eq}, \hat{\zeta}_{eq})$ et de pseudo-accélérations $A(T_{eq}, \hat{\zeta}_{eq})$.
7. Vérification que la droite qui relie le point $(D(T_{eq}, \hat{\zeta}_{eq}), A(T_{eq}, \hat{\zeta}_{eq}))$ et le point déterminé précédemment intercepte la courbe de capacité. Si cette intersection n'existe pas, répétition des pas 4 – 7 pour un nouveau point D^i . Si l'intersection existe, ce point correspond à la demande de déplacement induite par le séisme.

Plusieurs auteurs ont proposé des méthodes perfectionnées pour trouver le point de performance. Par exemple Chopra et Goel (1999) proposent une technique basée sur les spectres de réponse de ductilité constante. Autres auteurs (Albanesi et al., 2000) proposent l'emploi des spectres de réponse d'amortissement variable.

2.2.3 Remarques

De façon générale, la méthode non-linéaire statique donne beaucoup plus d'information qu'une analyse élastique statique ou même dynamique. Malgré ces avantages, la méthode ne peut pas être considérée comme la solution générale pour toute sorte de cas. La technique est utile pour identifier les points faibles d'une structure et les éventuelles défaillances d'une certaine conception, mais elle ne va pas montrer forcément tous les mécanismes possibles de défaillance.

Pour des structures qui répondent principalement dans leur premier mode élastique, la technique donnera en général des bonnes estimations de demande en déformations globales et locales. Elle montrera des potentielles défaillances que l'on ne pourra pas apercevoir avec une analyse linéaire élastique: mécanismes de défaillance d'étages, demandes de déformation excessives, irrégularités de résistance, surcharge sur des éléments potentiellement fragiles (connexions).

Par contre, l'analyse reste statique et on ne peut pas attendre une représentation précise des phénomènes dynamiques. Par exemple la méthode risque de ne pas détecter certains modes de déformations importantes et de surestimer certains autres. La réponse dynamique inélastique peut différer significativement de la réponse obtenue avec des distributions de charges latérales constantes ou mêmes adaptatives. Par exemple, on peut attendre des différences significatives pour des structures très influencés par des modes de vibration de haute fréquence.

2.3 Prise en compte des effets d'interaction sol-structure.

Cette section présente la procédure simplifiée pour la prise en compte des effets d'interaction sol-structure d'après la réglementation FEMA 440, 2004. La méthode proposée dans ce document est conçue pour être incluse lors des analyses non-linéaires statiques. On prend en compte:

- l'introduction de flexibilité du système sol-structure.
- les effets de filtrage sur le signal sismique transmis à la structure (interaction cinématique).
- la dissipation d'énergie causée par la radiation des ondes de l'interface vers l'infini et l'amortissement hystérétique du sol (amortissement de la fondation).

Certaines réglementations, notamment le ATC 40, 1996 et le FEMA 450, 2003, ont incorporé des propositions pour la prise en compte de la flexibilité du sol. Ces propositions restent limitées parce

qu'elles ne prennent pas en compte les effets sur la modification du signal sismique ou l'amortissement induit par la fondation.

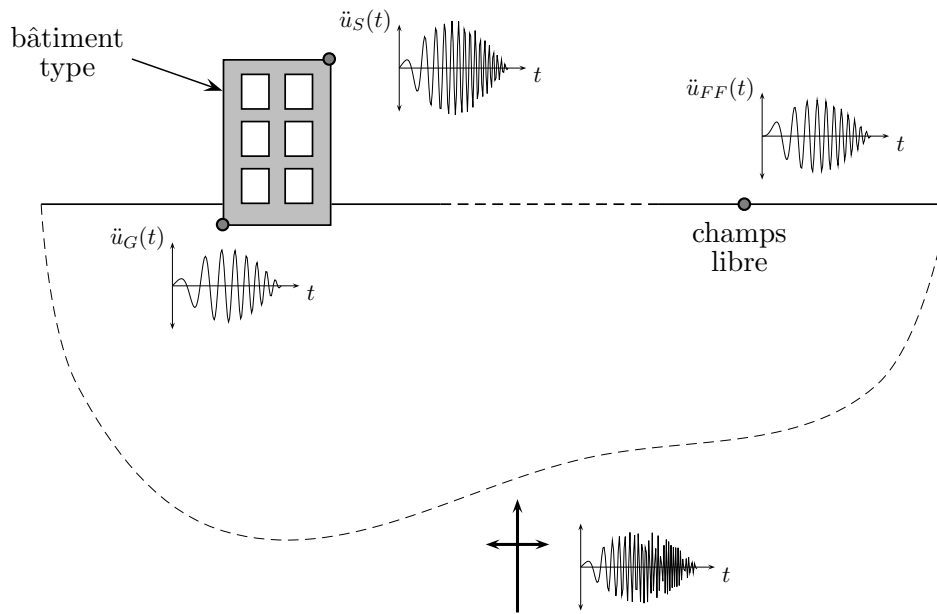


FIG. 2.12 – Bâtiment soumis à un séisme

L'analyse dynamique classique des bâtiments suppose une structure de base fixe excitée par le signal sismique de champs libre ($\ddot{u}_{FF}(t)$ sur la figure 2.12). Cet mouvement de champs libre est le mouvement sismique trouvé dans un point de la surface du sol suffisamment loin de tout ouvrage. L'hypothèse d'une base fixe peut être très incorrect pour des bâtiments spécialement sensibles aux rotations ou translations de leur fondation.

Parmi les méthodes prenant en compte la flexibilité du sol, la procédure la plus répandue est la méthode de Winkler (lits de ressorts). L'emploi de cette méthode avec le signal du champs libre conduit en général à une évaluation plus précise du comportement le plus probable d'une structure pendant un séisme.

Dans le cas général, les effets d'interaction cinématique peuvent modifier significativement le signal de champs libre. On peut identifier deux phénomènes: l'effet de moyenne sur la fondation et les effets de profondeur. Le mouvement sur chaque point de la surface n'est pas exactement le même, donc le vrai mouvement subit par la fondation de la structure correspond à une certaine moyenne sur tous les points sur lesquels elle est placée. Avec la profondeur le mouvement sismique a tendance à diminuer. Si la fondation est enterrée, une variation du mouvement avec la profondeur apparaît. Les analyses montrent que ces effets sont très dépendants de la période et ils sont plus significatifs pour des périodes fondamentales courtes. Ces deux effets peuvent être idéalisés comme un filtre sur le signal de champs libre qui produit le mouvement effectif sur la fondation (FIM).

Les effets d'amortissement de la fondation apparaissent à cause des déplacements relatifs entre la fondation de la structure et la portion du sol qui l'entoure. L'amortissement additionnel est expliqué par l'énergie rayonnée de l'interface sol-structure vers le sol et par l'amortissement matériel du sol. Cet amortissement fait diminuer les ordonnées spectrales du spectre de demande sismique du signal arrivant sur la structure. Le FEMA 440, 2004 propose la combinaison de l'amortissement de la fondation avec celui de la structure pour l'obtention d'un amortissement global corrigé.

La prise en compte des effets d'interaction sol-structure sur la méthode d'analyse non-linéaire statique est présentée de façon schématique sur la figure 2.13.

Les détails et les options pour la prise en compte des effets d'interaction sol-structure sont traités par la suite.

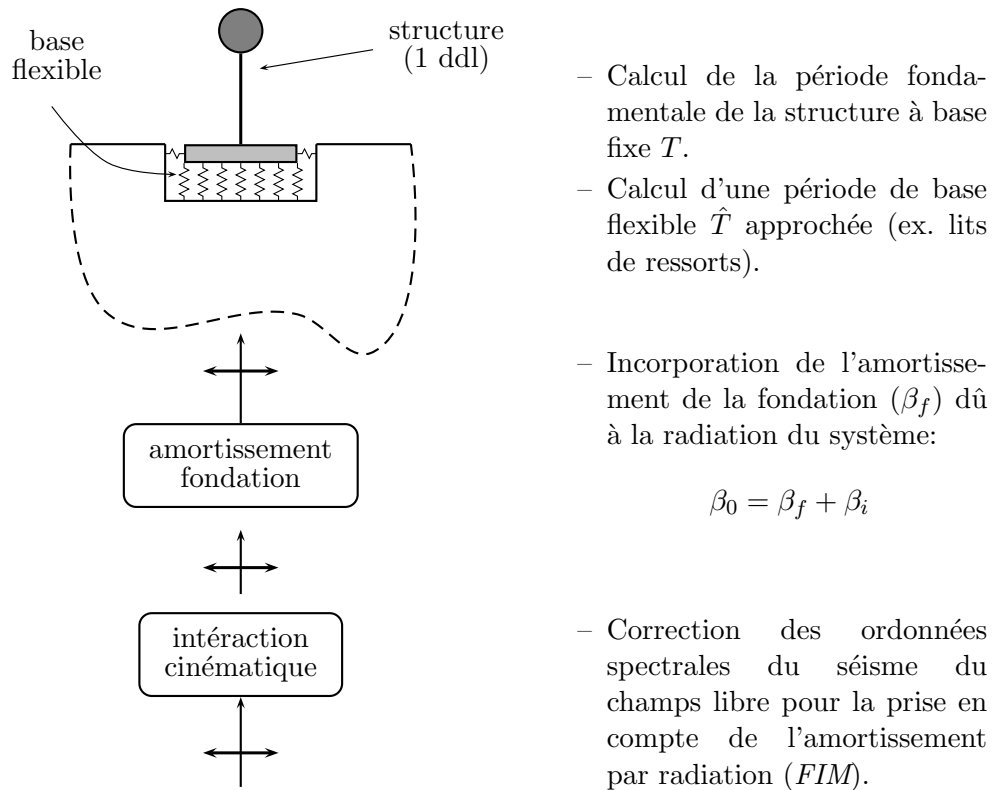


FIG. 2.13 – Incorporation des effets d'interaction sol-structure

2.3.1 Effets cinématiques.

Les effets d'interaction sol-structure cinématique peuvent être importants pour des périodes courtes ($< 0.5s$), pour des fondations de taille importante (en surface) ou pour des fondations enterrées de plus de 3m.

On calcule un facteur de modification RRS sur le spectre de réponse du mouvement sismique au champs libre:

1. Calcul de la taille effective de la fondation b_e :

$$b_e = \sqrt{ab} \quad (2.33)$$

ou a et b sont les mesures globales en pieds.

2. Evaluation de la modification par effet de moyenne RRS_{bsa} :

$$RRS_{bsa} = 1 - \frac{1}{14100} \left(\frac{b_e}{T} \right)^{1.2} \geq \text{que la valeur pour } T = 0.2 \quad (2.34)$$

3. Evaluation de la modification par effet de profondeur RRS_e :

$$RRS_e = \cos \left(\frac{2\pi e}{Tnv_s} \right) \geq \text{que le maximum entre } 0.453 \text{ et la valeur pour } T = 0.2 \quad (2.35)$$

ou e est la profondeur de la fondation en pieds, v_s la vitesse de l'onde de cisaillement sous la fondation en ft/s et n est un facteur de réduction en fonction de l'accélération maximale à la surface PGA (tableau 2.1).

4. Calcul du facteur de modification total RRS :

$$RRS = RRS_{bsa} \times RRS_e \quad (2.36)$$

pour chaque période d'intérêt T . Ce facteur est appliqué directement aux ordonnées du spectre de réponse du signal de champs libre.

<i>PGA</i>	0.10	0.15	0.20	0.30
<i>n</i>	0.90	0.80	0.70	0.65

TAB. 2.1 – Facteur de modification n

2.3.2 Amortissement de la fondation.

Si l'amortissement de la structure de base fixe est noté par β_i (normalement 5%) et l'amortissement du aux effets d'interaction sol-structure par β_f , on calcule un amortissement global qui prend en compte l'amortissement de la fondation (β_0). La variation de β_i à β_0 modifie le spectre de réponse élastique. Les ordonnées du spectre sont modifiées seulement si $\beta_0 > \beta_i$.

1. Evaluation de la période fondamentale de la structure à base fixe T et à base flexible \hat{T} , par exemple avec un modèle de lits de ressorts.
2. Calcul de la rigidité effective de base fixe K_{fix}^* :

$$K_{fix}^* = M^* \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 \quad (2.37)$$

où M^* est la masse effective correspondante au premier mode propre de base fixe.

3. Calcul du rayon équivalent de la fondation r_u :

$$r_u = \sqrt{\frac{A_f}{\pi}} \quad (2.38)$$

ou A_f est l'aire de la fondation.

4. Evaluation de la rigidité en traslation de la fondation K_x , par exemple avec:

$$K_x = \frac{8}{2 - \nu} G r_u \quad (2.39)$$

où G est le module de cisaillement et ν le module de Poisson du sol.

5. Calcul de rayon équivalent pour la rotation r_θ selon:

$$\begin{aligned} K_\theta &= \frac{K_{fix}^* (h^*)^2}{\left(\frac{\hat{T}}{T} \right)^2 - 1 - \frac{K_{fix}^*}{K_x}} \\ r_\theta &= \left(\frac{3(1 - \nu) K_\theta}{8G} \right)^{\frac{1}{3}} \end{aligned} \quad (2.40)$$

où K_θ est la rigidité à la rotation de la fondation et h^* est la hauteur effective de la structure.

6. Evaluation de l'incrément de la période fondamentale effective:

$$\frac{\hat{T}_{eff}}{T_{eff}} = \left[1 + \frac{1}{\mu} \left(\left(\frac{\hat{T}}{T} \right)^2 - 1 \right) \right]^{0.5} \quad (2.41)$$

où μ est la demande de ductilité attendue. Cette valeur doit être vérifiée à la fin du calcul.

7. Calcul de l'amortissement de la fondation:

$$\beta_f = a_1 \left(\frac{\hat{T}_{eff}}{T_{eff}} - 1 \right) + a_2 \left(\frac{\hat{T}_{eff}}{T_{eff}} - 1 \right)^2 \quad (2.42)$$

où β_f est en pourcentage et

$$\begin{aligned} a_1 &= c_e \exp\left(4.7 - 1.6 \frac{h}{r_\theta}\right) \\ a_2 &= c_e \left(25 \log \frac{h}{r_\theta} - 16\right) \\ c_e &= 1.5 \frac{e}{r_u} + 1 \end{aligned}$$

Les expressions précédentes sont conservatives pour les valeurs de $\frac{\hat{T}_{eff}}{T_{eff}} > 1.5$.

8. Evaluation de l'amortissement globale β_0 :

$$\beta_0 = \beta_f + \frac{\beta_i}{\left(\frac{\hat{T}_{eff}}{T_{eff}}\right)^3} \quad (2.43)$$

9. Calcul du spectre de réponse sismique avec l'amortissement β_0 au lieu de β_i . Si les effets cinématiques sont pris en compte, les ordonnés du spectres doivent êtres corrigées par le facteur *RRS*.

Sur le papier qui accompagne ce rapport, une analyse comparative entre l'application de cette démarche pour la prise en compte des effets d'interaction sol-structure et une étude avec un modèle en éléments finis incluant le sol est présentée.

3 Exemple d'application.

Afin d'étudier la pertinence de la méthode non-linéaire statique, on considère un bâtiment de 5 étages en poteaux-poutres. La géométrie générale ainsi que le modèle en éléments finis utilisé sont montrés sur la figure 3.1.

Tous les éléments structuraux ont une section transversale rectangulaire. La hauteur et la largeur de chaque poutre et colonne sont données sur le tableau 3.1 en fonction de leur numéro dans le modèle d'éléments finis (figure 3.1).

Élément	Hauteur (mm)	Largeur (mm)
1 à 12	600	600
13 à 18	525	525
19 à 26	650	400
13 à 18	550	400

TAB. 3.1 – Dimensions des sections transversales des éléments structuraux

On fera l'hypothèse que la masse peut être concentrée exclusivement aux niveaux des étages et qu'elle est relié aux poids des poutres. Le poids total pour chaque niveau i est de 112.2 (kN), c'est-à-dire, une densité de masse pour chaque type de poutre:

$$\left. \begin{array}{l} W_i = 112200 \text{ (N)} \\ m_i = 11437.31 \text{ (kg)} \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \rho_{650 \times 400} = 4398.969 \text{ (kg/m}^3\text{)} \\ \rho_{550 \times 400} = 5198.777 \text{ (kg/m}^3\text{)} \end{array} \right.$$

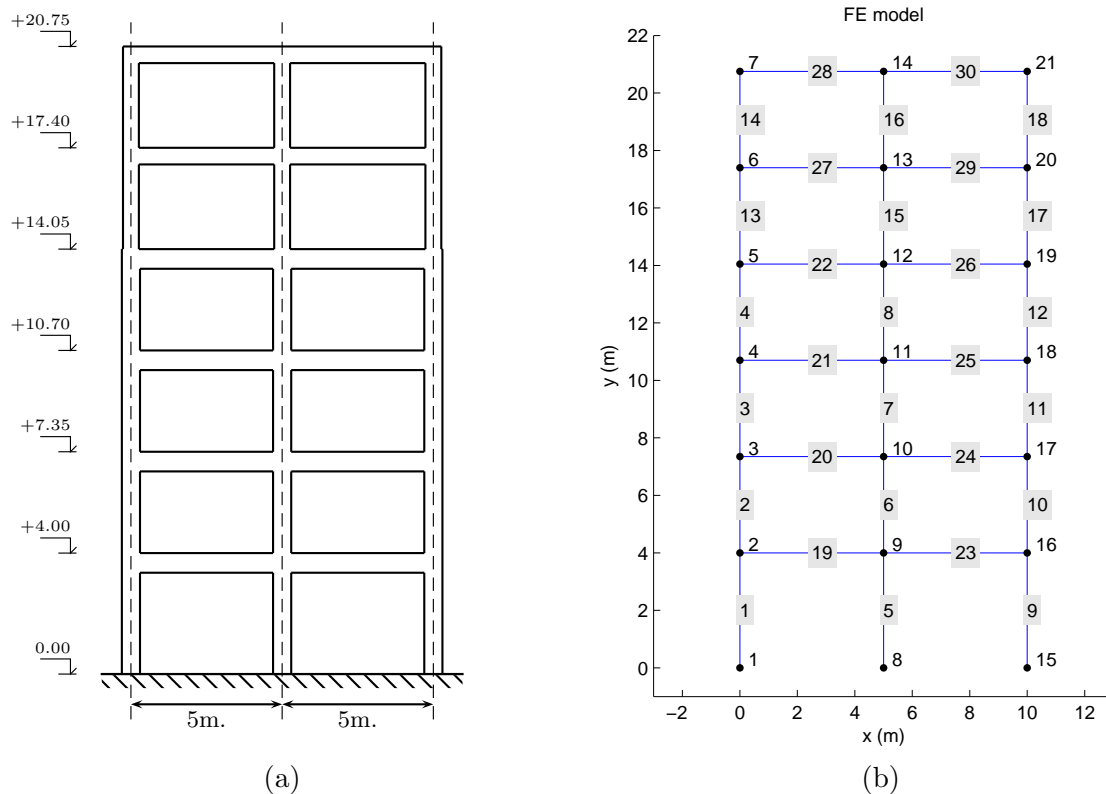


FIG. 3.1 – Représentation schématique du bâtiment

Pour la prise en compte du comportement non-linéaire du matériau, on supposera qu'il suit une loi élastoplastique parfaite symétrique en contraintes-déformations (figure 3.2a). Pour tous les éléments on utilise un module d'élasticité $E = 2500$ (MPa) et un coefficient de Poisson $\nu = 0.2$. Les valeurs des contraintes limites d'élasticité sont montrées sur la figure 3.2b.

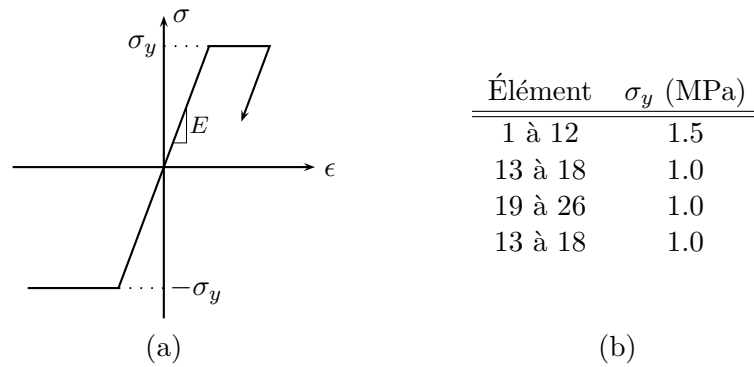


FIG. 3.2 – Caractéristiques du comportement des matériaux

Afin d'obtenir les périodes propres T_i du bâtiment avec ces propriétés de masse et de rigidité, on fait une analyse dynamique sur GEFDYN en supposant un comportement linéaire élastique des matériaux. Le passage des réponses obtenues au domaine fréquentiel permet ainsi d'obtenir ces périodes T_i (tableau 3.2). Ces valeurs ont été validées en les comparant avec les réponses obtenues par le code Structural Dynamic Toolbox (SDT) sur Matlab (analyse fréquentiel). La déformée associée aux quatre premiers modes propres et les périodes correspondantes sont montrés sur la figure 3.3 (d'après SDT). Pour toutes les analyses, on considère un amortissement visqueux nul ($\zeta = 0$).

Mode i	1	2	3	4
T_i (s)	1.064	0.369	0.202	0.135

TAB. 3.2 – Premières périodes élastiques du bâtiment à partir d'une analyse temporelle

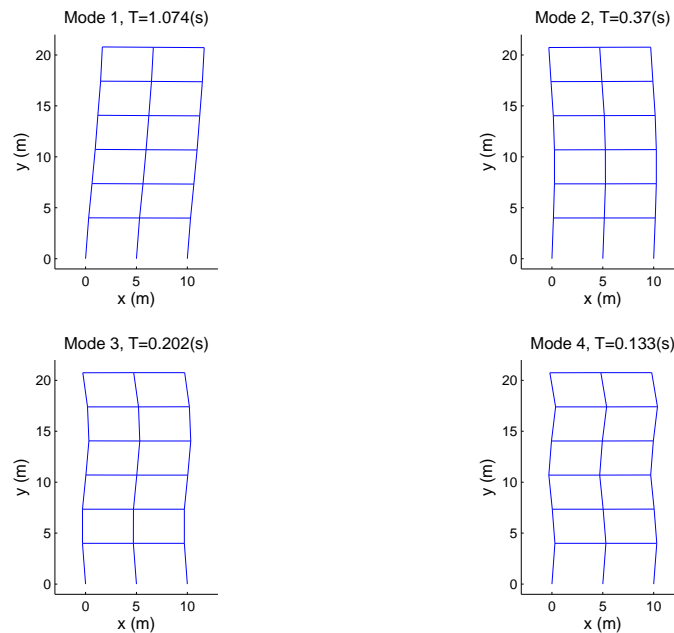


FIG. 3.3 – Modes propres élastiques à partir d'une analyse fréquentielle

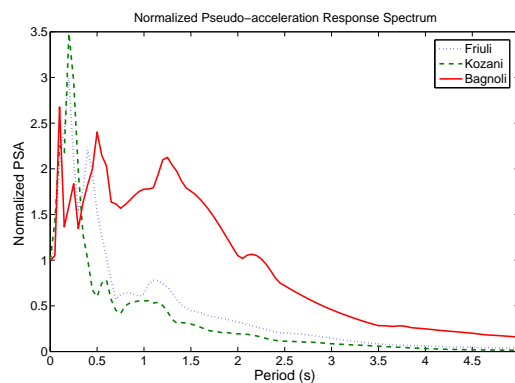
3.1 Signaux sismiques

Afin d'étudier l'influence du contenu fréquentiel du séisme sur la réponse non-linéaire du bâtiment, on prend trois séismes européens: Friuli, Kozani et Bagnoli. Chaque séisme est caractérisé par sa période moyenne ou prépondérante T_m (Rathje et al., 1998):

$$T_m = \frac{\sum_i C_i^2 \left(\frac{1}{f_i}\right)}{\sum_i C_i^2} \quad (3.1)$$

où C_i correspond aux amplitudes de la transformée de Fourier du signal pour une fréquence f_i . Pour le calcul on prends une plage de fréquence entre 0.25 et 20 (Hz). Les valeurs de ce T_m pour tous les signaux employés sont données sur la figure 3.4a. On montre aussi sur la même figure, les spectres de réponse de pseudo-accélérations de chaque séisme normalisés.

Séisme	T_m (s)	PGA (g)
Friuli	0.46	0.236
Kozani	0.28	0.208
Bagnoli	0.94	0.175



(a)

(b)

FIG. 3.4 – Caractéristiques des signaux sismiques

Si l'on regarde les valeurs des périodes propres de la structure, on remarque que seulement le séisme de Bagnoli a un contenu fréquentiel proche de la pulsation propre fondamentale du bâtiment. Les signaux de Friuli et Kozani sont assez éloignés des caractéristiques dynamiques du bâtiment. Pour étudier l'effet de l'amplitude du signal, on prendra des amplitudes maximales de 0.1g et 0.2g.

3.2 Analyse non-linéaire statique

Courbe push-over. Le premier pas de l'application de la méthode est la construction de la courbe de push-over pour obtenir le diagramme de capacité de la structure. Pour cela, il faut établir une distribution des charges latérales. Dans notre cas on utilise une distribution proportionnel aux poids des étages comme il est proposé dans le code FEMA 450 (2003) (relations 2.7 et 2.8). L'interpolation pour la période fondamentale du bâtiment donne une valeur de $k = 1.28$.

En suite, on charge de façon incrémentale la structure selon un facteur λ sur chaque force agissant sur chaque niveau du bâtiment (figure 2.6). La courbe représentant l'effort tranchant totale V_b en fonction du déplacement ou toit δ_t est donnée sur la figure 3.5.

Cette courbe de push-over est comparée à celle obtenue en utilisant un logiciel commercial. On constate que les deux courbes diffèrent au delà d'un certain seuil de déplacement. Ceci est dû aux hypothèses prises par chacun des logiciels. La courbe qui donne le logiciel commercial est linéaire par segment parce qu'il travaille seulement avec des rotules plastiques aux extrémités des éléments. Une fois l'extrémité plastifiée, le modèle est modifié en ajoutant une rotule et le moment plastique correspondant. De cette façon on obtient une courbe construite par des lignes droites successives reliant les points d'apparition des rotules plastiques. Par contre, dans GEFDYN, on fait une redistribution continue de la plasticité; de cette façon, on trouve une réduction de la rigidité global dès l'apparition du premier point plastifié. Cette démarche est beaucoup plus réaliste et correcte du point de vue théorique sous les hypothèses d'un milieu continu. Outre les hypothèses précédentes, dans GEFDYN le poids propre est prise en compte dans le calcul, ce qui n'est pas le cas dans l'autre logiciel.

Plusieurs points de repères ont été placés sur la courbe afin de montrer les différents états du bâtiment lors du chargement (figure 3.6). Le point A dénote l'apparition de la plasticité dans le bâtiment (étoiles sur les éléments de la structure). Le premier point de plasticité apparaît sur la colonne droite du dernier étage dû à la force axiale nécessaire pour équilibrer le moment imposé par

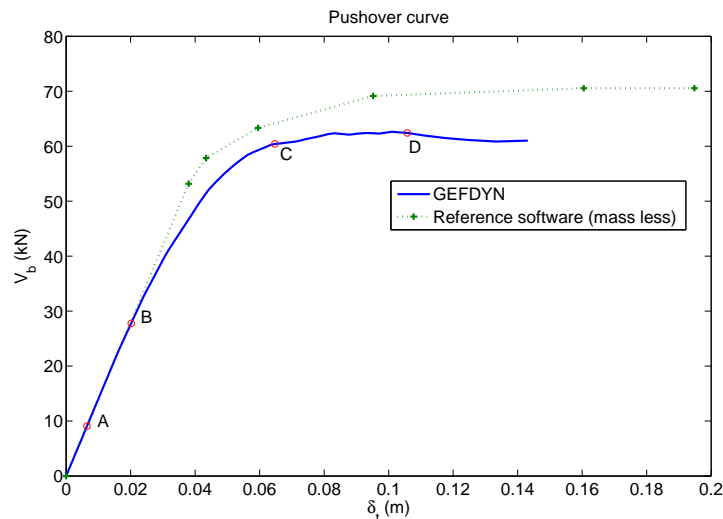


FIG. 3.5 – Courbe push-over

les forces latérales, et aussi sous l'effet du poids du dernier étage. On rappelle que la tension limite d'élasticité des colonnes du dernier étage est plus faible que celles des poteaux des étages inférieurs.

Malgré l'apparition de la plasticité, globalement la structure continue à avoir un comportement élastique. Le point où on commence à apercevoir un vrai changement du comportement est noté par B. Ce point correspond à l'apparition de la plasticité dans le poteau central au niveau de la base. Cet élément contrôle de façon significative le comportement globale du bâtiment.

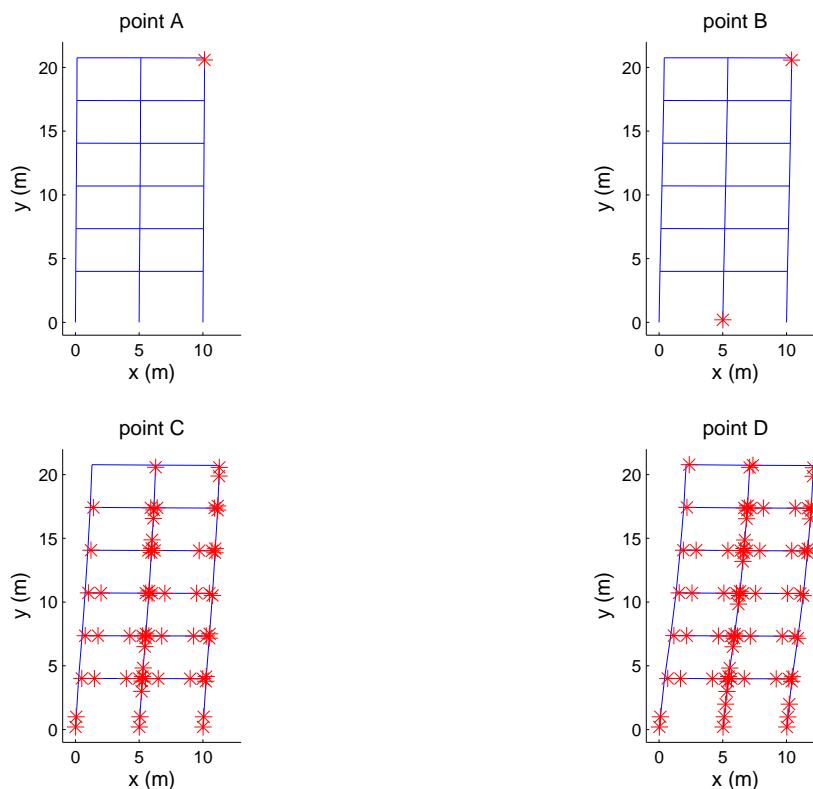


FIG. 3.6 – États de plasticité

Si l'on continue le chargement la courbe de push-over atteint un plateau (point C). À ce niveau de chargement, la structure est considérablement plastifiée (endommagée). On observe sur la figure 3.6 l'apparition de la plasticité sur les trois poteaux du premier niveau. Par contre, les rotules plastiques ne

se sont pas encore développées à la base de chaque poteau et la structure est encore stable globalement. On continue le chargement et avec un petit incrément de l'effort tranchant on obtient une augmentation significative du déplacement au toit. L'effort tranchant maximal est obtenu approximativement au point D. Au delà de cette valeur, l'instabilité globale apparaît avec la formation de rotules plastiques à la base des poteaux. Le système n'est plus capable de tenir et l'effort tranchant diminue en mesure que le déplacement augmente rapidement. Du point de vue numérique, la convergence n'est plus assurée au delà du point D.

3.2.1 Analyse dynamique non-linéaire.

Dans le but de comparer l'approche non-linéaire statique au comportement sismique réel, un calcul dynamique non-linéaire est réalisé en imposant directement le mouvement sismique à la base de la structure. Le modèle est supposé être sur une base rigide négligeant tout effet d'interaction avec le sol dans une première approche.

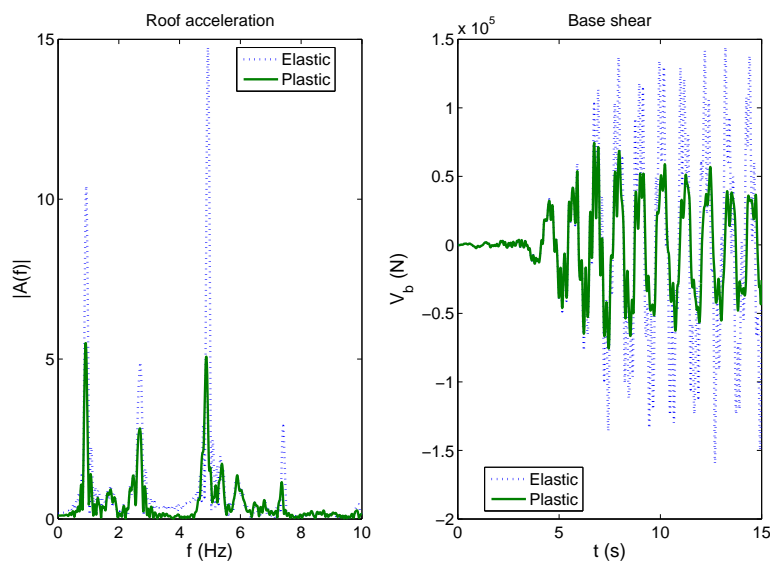


FIG. 3.7 – Analyse dynamique plastique - Kozani 0.2g

La figure 3.7 montre les accélérations obtenues au toit (domaine fréquentiel) et l'effort tranchant à la base (domaine temporel), pour l'analyse du bâtiment soumis au signal de Kozani d'amplitude de 0.2g. Deux types de comportements ont été étudiés. D'abord un comportement élastique linéaire; ce qui permet d'identifier la période fondamentale du bâtiment. Deuxièmement un comportement élastoplastique. On observe que pour le cas non-linéaire une diminution de la pulsation propre (augmentation de la période fondamentale) apparaît. Le calcul donne une période fondamentale équivalente de 1.078 s, très légèrement supérieure à celle du calcul élastique (1.064 s). Cette figure montre aussi une réduction importante des amplitudes des accélérations au toit dans le domaine fréquentiel, ce qui met en évidence l'effet de l'amortissement dû à la plasticité. On trouve aussi une réduction significative des forces à la base du bâtiment. Ceci équivaut à un coefficient de réduction des forces R égale à 2.11 entre les valeurs maximales. En conclusion, l'effet de la plasticité est beaucoup plus significative du point de vue de la réduction des forces par rapport à la variation des caractéristiques dynamiques.

3.2.2 Évaluation du déplacement maximal.

Pour mettre en évidence l'effet du contenu fréquentiel du signal sismique sur la réponse du bâtiment, les résultats obtenus avec les deux approches sont comparés (i.e. analyses non-linéaire dynamique et statique).

Pour l'analyse non-linéaire statique, le point de performance est obtenu en suivant la méthodologie décrite dans la section 2.2.2. On prend la procédure A mais en faisant le recalcul de l'approximation

bi-linéaire à chaque itération.

Les figures 3.8, 3.9 et 3.10 montrent la première et la dernière itération de l'analyse non-linéaire statique pour différents séismes. Cela correspond aux spectres élastiques d'amortissement $\zeta = 0$ et d'amortissement équivalent final $\hat{\zeta}_{eq}$. On montre aussi sur chaque figure le déplacement maximal et l'accélération correspondante obtenus par l'analyse dynamique non-linéaire. À droite de chaque figure, on montre la distribution des points de plasticité obtenus par l'analyse push-over au point de performance; et par l'analyse non-linéaire dynamique lors du chargement sismique. Les valeurs obtenues pour les différents séismes et aux différents niveaux d'accélération sont indiqués sur le tableau 3.3.

Pour le séisme de Friuli d'amplitude de $0.2g$, on trouve que la méthode d'analyse statique non-linéaire sous-estime la demande de déplacement sur le bâtiment (figure 3.9). De même, on remarque que la distribution de la plasticité sur le bâtiment est aussi sous-estimée. Si l'on regarde le poteau central par exemple, on trouve des différences considérables à partir du deuxième étage. Bien que la méthode statique non-linéaire converge, l'estimation obtenue n'est pas du côté de la sécurité. Par contre, globalement la méthode est capable de prédire le comportement général du bâtiment et de déterminer les points de plasticité sur les éléments plus critiques.

Pour le séisme de Bagnoli d'amplitude de $0.2g$, la méthode non-linéaire statique n'est pas capable d'établir un point de performance. L'intersection des courbes se trouvant au delà du déplacement maximale établie par la méthode de push-over. Bien que l'analyse non-linéaire dynamique donne un déplacement maximal de 18.5 (cm), cette valeur n'est pas réaliste. La valeur dépasse la valeur du déplacement maximal possible obtenue par l'analyse non-linéaire statique. En effet, l'analyse détaillée des distributions des contraintes montre que le système présente une déformation abrupte au début et puis continue à osciller autour de la position déformée. Du point de vue générale, la méthode a été capable de prévoir la défaillance de la structure. Les résultats obtenus sont plus ou moins prévisible d'après le contenu fréquentiel du séisme. La pulsation propre de la structure est d'environ 1(s) et le séisme a une période prédominante de 0.94(s), représentant la résonance de la structure.

Séisme	Amplitude (g)	δ_{\max} (cm)	
		Statique	Dynamique
Friuli	0.2	6.2	8.4
	0.1	4.4	5.4
Bagnoli	0.2	–	18.5
	0.1	7.1	7.7
Kozani	0.2	4.3	5.2
	0.1	2.8	3.2

TAB. 3.3 – Résumé des résultats

Pour le cas du séisme de Kozani (PGA=0.2g), la méthode converge mais à une valeur inférieure à celle obtenue par l'analyse dynamique non-linéaire. De la même façon que pour le cas du séisme de Friuli, la localisation de la plasticité est aussi sous-estimée spécialement sur les poutres des étages inférieures (figure 3.9).

La comparaison des réponses du bâtiment sous les différentes séismes permet d'avoir une idée générale de l'influence du contenu fréquentiel. On peut conclure que la réponse globale du bâtiment diminue en mesure que la période prédominante du signal diminue par rapport à celle du bâtiment. Aussi, on trouve que la méthode d'analyse non-linéaire statique sous-estime la réponse du bâtiment pour les différents contenus fréquentiels des signaux employés. En général, la méthode est capable de prédire globalement le comportement de la structure et la localisation de la plasticité.

D'après les résultats obtenues pour des amplitudes de $0.1g$, la tendance générale est toujours la même. La méthode non-linéaire statique, aussi pour ce cas, sous-estime la réponse globale du système et la demande de déplacement. Mais de façon générale on peut prédire la performance globale de la structure et la localisation de la plasticité. Par contre, pour le cas du séisme de Bagnoli d'amplitude

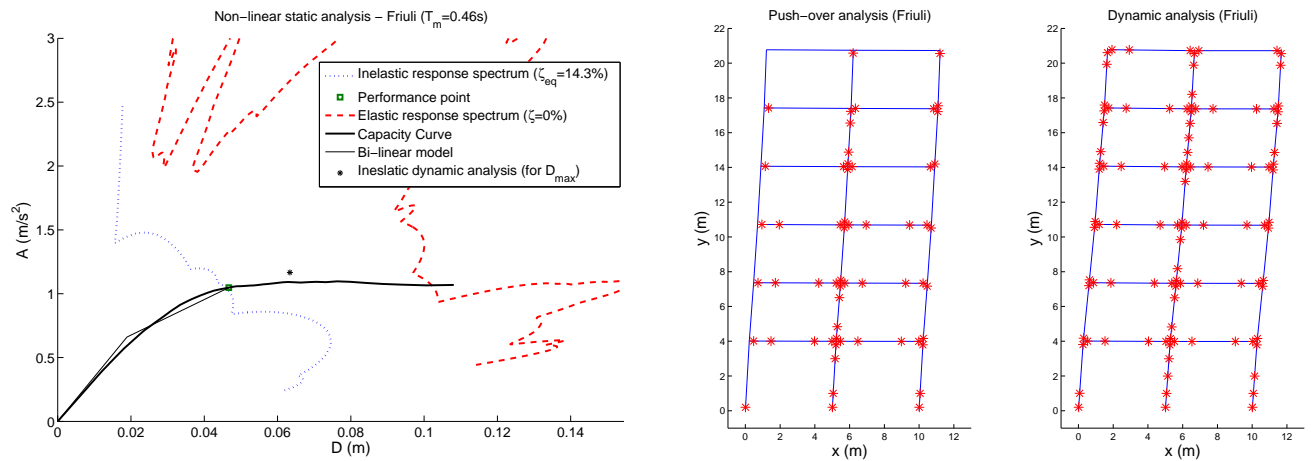


FIG. 3.8 – Séisme de Friuli - 0.2g

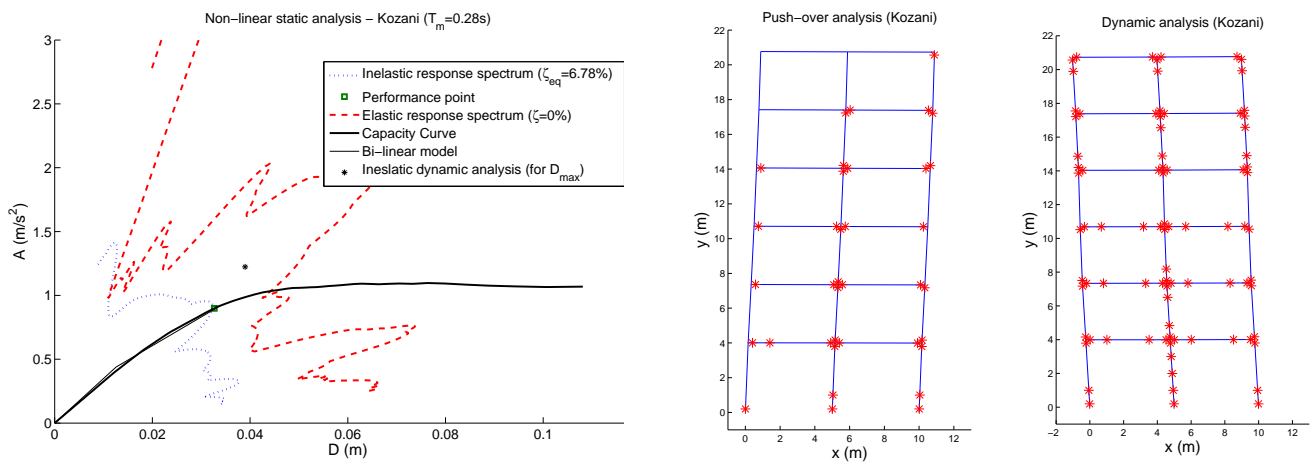


FIG. 3.9 – Séisme de Kozani - 0.2g

de $0.1g$, la réponse estimée avec la méthode non-linéaire statique est assez proche de celle obtenue suivant une analyse dynamique non-linéaire. De même, la prédiction de la distribution de la plasticité est presque identique, sauf quelques différences dues à l'alternance de la direction du mouvement pour le cas sismique.

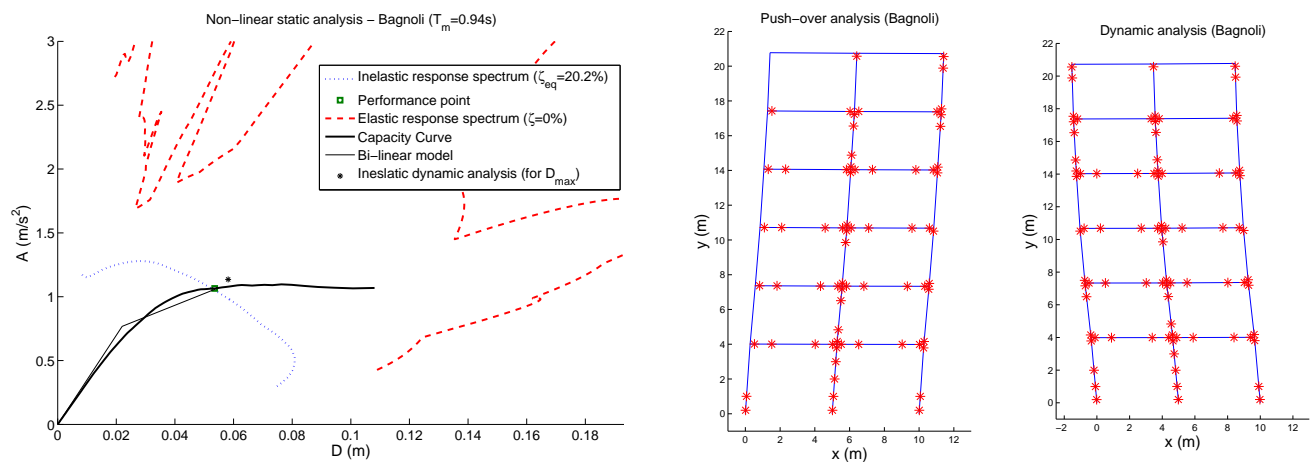


FIG. 3.10 – Séisme de Bagnoli - 0.1g

Ces différences peuvent être expliquées en regardant les hypothèses de la méthode. Particulièrement l'hypothèse de représentation du mouvement avec le seul premier mode propre élastique peut être mis

en cause. Si l'on fait une représentation du premier mode élastique et de l'allure de la déformé du bâtiment obtenue lors de différentes analyses, on trouve certaines différences. Sur la figure 3.11 on montre la déformation normalisée du premier mode élastique, la déformation à l'instant du déplacement maximal au toit pour un analyse dynamique élastique et inélastique, ainsi que le résultat de l'analyse push-over pour le cas du séisme de Kozani d'amplitude de $0.1g$.

On trouve que la déformé du premier mode et de l'analyse push-over coïncident pratiquement. En fonction de la distribution des charges latérales employée, on peut éventuellement voir apparaître quelques différences. On peut conclure que la distribution des charges employés est très proche du premier mode élastique. Par contre, on trouve des différences significatives entre la déformé du push-over et la déformé du bâtiment à l'instant de déplacement maximal au toit dans les analyses dynamiques. Les différences de l'analyse dynamique inélastique son significatives spécialement aux premiers étages, où il se concentre la plus part du comportement inélastique du bâtiment. Ces différences, de sous-estimation aux premiers niveaux, peuvent partiellement expliquer partiellement les différences obtenues. La déformé élastique (tous les modes compris) est donnée comme référence pour avoir une idée de l'effet de la prise en compte de seulement le premier mode élastique.

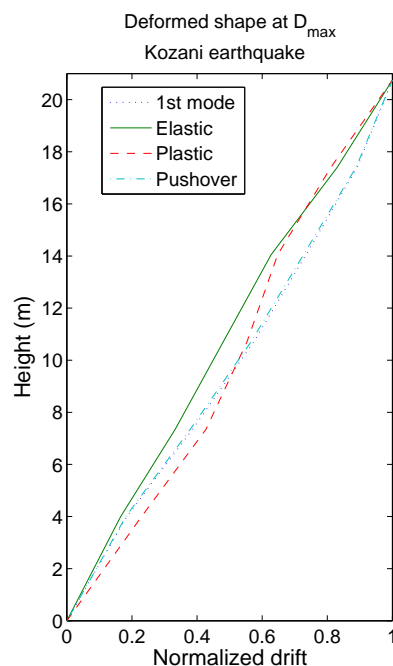


FIG. 3.11 – Déformations normalisées - Kozani $0.2g$

3.2.3 Conclusions.

On peut conclure que pour le cas du bâtiment étudié, l'emploi de la méthode non-linéaire statique permet d'avoir une idée générale du comportement non-linéaire. Malgré les différences numériques obtenues, du point de vue de la conception, la méthode est utile pour l'identification des éventuelles mécanismes de défaillance locales ou globales.

Parmi les différents signaux étudiés, les meilleurs résultats ont été obtenus pour le signal avec le contenu fréquentiel proche à celui de la structure. Dans ce cas, la prédiction est satisfaisante à une amplitude de $0.1g$ et correcte, du point de vue de la prédiction de la défaillance, pour une amplitude de $0.2g$. Pour les autres signaux, la prédiction est plutôt médiocre et elle n'est pas du côté de la sécurité.

Pour une première analyse du comportement non-linéaire, l'outil semble être satisfaisant. Par contre, pour une analyse plastique détaillée, notamment pour l'étude approfondie de la vulnérabilité d'un bâtiment, la méthode risque de donner des résultats imprécis.

Références

- Albanesi, T., Nuti, C., et Vanzi, I. (2000). A simplified procedure to assess the seismic response of nonlinear structures. In *Conferenza must*. Università di Firenze, Firenze, Italy.
- ATC 40. (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings* (Report ATC). Applied Technology Council.
- Bracci, J., Kunnath, S., et Reinhorn, A. (1997). Seismic performance and retrofit evaluation for reinforced concrete structures. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 1(123), 3-10.
- Chopra, A. (2001). *Dynamics of structures*. New Jersey: Prentice Hall.
- Chopra, A., et Goel, R. (1999). *Capacity-demand-diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures: SDF systems* (Report PEER). Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Fajfar, P., et Fischinger, M. (1988). N2 - a method for non-linear seismic analysis of regular structures. In *9th world conference earthquake engineering* (p. 111-116). Tokyo, Japan.
- FEMA 440. (2004). *Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures (draft)* (Report ATC and FEMA). Applied Technology Council (ATC-55 Project) and Federal Emergency Management Agency.
- FEMA 450. (2003). *NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures. provisions. commentary* (Report FEMA). Federal Emergency Management Agency.
- Freeman, S. (1978). Prediction of response of concrete buildings to severe earthquake motion. In *Mchenry international simposium on concrete and concrete structures, aci sp-55* (p. 589-605). American Concrete Institute, Detroit.
- Freeman, S., Nicoletti, J., et Tyrell, J. (1975). Evaluations of existing buildings for seismic risk - a case study of puget sound naval shipyard, bremerton, washington. In *1st u.s. national conference on earthquake engineering* (p. 113-122). Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley.
- Newmark, N., et Hall, W. (1982). *Earthquake spectra and design* (Berkeley, California). Earthquake Engineering Research Institute.
- Rathje, E., Abrahamson, N., et Bray, J. (1998). Simplified frequency content estimates of earthquake ground motions. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124(2), 150-159.

Annexes



EFFECTS OF SSI ON THE CAPACITY SPECTRUM METHOD

Esteban SAEZ¹, Fernando LOPEZ-CABALLERO² and Arézou MODARESSI FARAHMAND-RAZAVI²

SUMMARY

In the present earthquake engineering practice, the capacity spectrum method (CSM) is a widely used strategy for seismic performance evaluation of existing and new structures. This non-linear static approach is based on well known approximations (e.g. constant lateral simplified force distribution, fundamental elastic modes, etc.). Several authors have reported deficiencies of the general procedure: inaccurate deformation predictions and no convergence of iterative procedures given in design codes among others.

Furthermore, besides these deficiencies, some aspects are usually ignored, such as the effect of the ratio of fundamental frequency of input signal and this one of the structure and the alteration of the seismic response of a structure due to the flexibility of its soil foundation (i.e. soil-foundation interaction effect).

In this paper, results obtained by using finite element method (FE) to model the non-linear behaviour of both the structure and the soil foundation illustrate the shortcomings in the use of actual design codes. The fragility curves obtained, show that even though both FE and CSM give similar results for inexistent to low damage, the difference becomes non negligible for moderate damage levels.

1. INTRODUCTION

During the last decades many authors have worked on the development of simple and reasonably precise techniques to evaluate the non-linear behaviour of structures during earthquakes. At the present time, the capacity spectrum method (CSM), a performance-based seismic analysis technique, is widely used to take into account this behaviour. The procedure compares the capacity of the structure (i.e. capacity curve) with the demands on the structure (i.e. demand spectra). The graphical intersection of the two curves approximates the response of the structure. In order to account for non-linear inelastic behaviour of the structural system, effective viscous damping values are applied to linear-elastic response spectra similar to inelastic response spectra [Freeman, 1998]. Several methodologies, associated to different hypotheses, exist to obtain the named performance point. In all proposed approaches, the effects of dynamic soil-structure interaction (SSI) and the non-linear behaviour of the surrounding ground are in general neglected.

Some simplified procedures take account of dynamics SSI effects on the determination of the design earthquake forces and the corresponding displacements exist. For instance, FEMA 356 [FEMA 356] and ATC-40 [ATC 40] documents give some provisions to include ground flexibility in the structural analysis model. The Eurocode 8 [EuroCode 8, 2003] defines the cases in which the soil-structure interaction effects must be taken into account and gives some general recommendations for the analysis. Recently, FEMA 440 [FEMA 440] draft document propose some techniques to improve the traditional non-linear static seismic analysis. Concerning soil-structure interaction effects, this document presents procedures to take into account kinematics effects and foundation damping effects. Kinematics effects are related to a filtering of the ground shaking transmitted to the structure

¹ PhD. Student; Lab.MSS-Mat CNRS UMR 8579, Ecole Centrale Paris, France
Email : esteban.saez@ecp.fr

² Lab.MSS-Mat CNRS UMR 8579, Ecole Centrale Paris, France
Email: fernando.lopez-caballero@ecp.fr ; arezou.modaressi@ecp.fr

i.e. a modification factor is applied to the input motion. Foundation damping is combined with the structural damping to obtain a revised damping for the system. All these procedures are based on traditional soil-structure interaction expressions with linear-elastic soil behaviour assumption. However, it is well-known that the limit of linear-elastic soil behaviour is very small ($\gamma \leq 10^{-5}$). This strain limit is normally surpassed during a real motion. The simple procedures specified in seismic design codes are not sufficient to reproduce properly nonlinear soil behaviour. It is thus necessary to assess the committed error when SSI effects are ignored or evaluated approximately. Even though neglecting the SSI effects does not result into an unsafe design, it may however result in an important overestimation of the real seismic demand with the associated economic cost.

The main objective of the present work is to evaluate the effects of both the non-linear soil behaviour and the dynamic SSI on the seismic response of a structure and to assess the risks in the structural design. A dynamic Finite Element analysis of a simple non-linear two story structure based on a rigid shallow foundation and located on the top of a sandy soil profile is performed. The response in terms of top displacement is calculated and used to construct fragility curves. This kind of curve gives the probability of exceeding different levels of damage, with respect to the earthquake intensity.

In the first part of this paper the explanation of the models adopted for the structure and the soil are presented. Two numerical examples are presented next in order to highlight the effects of the behaviour of soil foundation on the reduction of structural damage. The first numerical example concerns the comparison of the obtained dynamic response of a structure founded on fixed base (i.e. on rock) with a simplified approach (i.e. CSM). The second one presents the response of the same structure founded on a non-linear soil profile incorporating the SSI effects. This response is compared with the one given by the FEMA 440 improved CSM approach. In order to study the effect of the frequency content of the input signal and its relation to the fundamental period of both the building and the soil deposit, many acceleration time histories derived from past records and scaled at different amplitudes have been used.

The simulations were performed with the Finite Element code GEFDYN [Aubry et al. 1985; Aubry and Modaressi 1996]

2. FINITE ELEMENT MODEL

The Finite Element model is composed of two parts: the structure and the soil foundation. The considered structure is a two-story, one bay frame. The soil deposit was assumed to be a homogeneous sand, with a thickness of 30m over the bedrock. The finite element mesh used for modelling this problem is shown in Figure 1. Plane strain condition is assumed for the soil deposit.

In the analysis, as the lateral limits of the problem are considered to be far enough and only vertically propagating shear waves are studied, their response is assumed to be the response of a free field. Thus, equivalent boundaries have been imposed on the nodes of the lateral boundaries (i.e. the normal stress on these boundaries remains constant and the displacements of nodes at the same depth in two opposite lateral boundaries are the same in all directions). For the bedrock's boundary condition, paraxial elements simulating a "deformable unbounded bedrock" have been used. The incident waves, defined at the outcropping bedrock are introduced into the base of the model after deconvolution. Thus, the obtained movement at the bedrock is composed of the incident waves and the reflected signal. The computation is carried-out in the time domain.

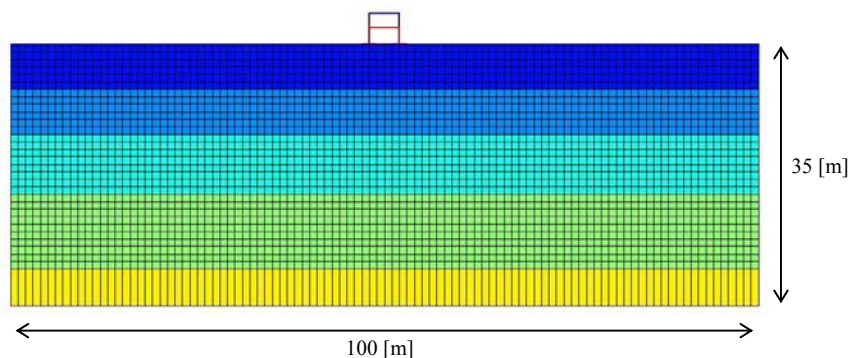


Figure 1: Finite element mesh

2.1 Structural model

The two-storey frame chosen to represent the structure is shown in Figure 2a. The mass of the building is assumed uniformly distributed along beam elements and the columns are supposed to be massless. All structural elements are two nodes non-linear beams. Only non-linear material behaviour is taken into account through a perfect elasto-plastic strain-stress relation (Figure 2a). Figure 2b shows a normalized moment-curvature ($M-\psi$) diagram obtained from the computation of a simply fixed beam with this model behaviour. As can be noticed, the stiffness decreases after the elastic limit has been reached (at M_y or ψ_y), and under load reversal the curve forms hysteresis loops. The maximum resisting moment remains constant under increasing deformation and the member rotates as a hinge with this constant resisting moment.

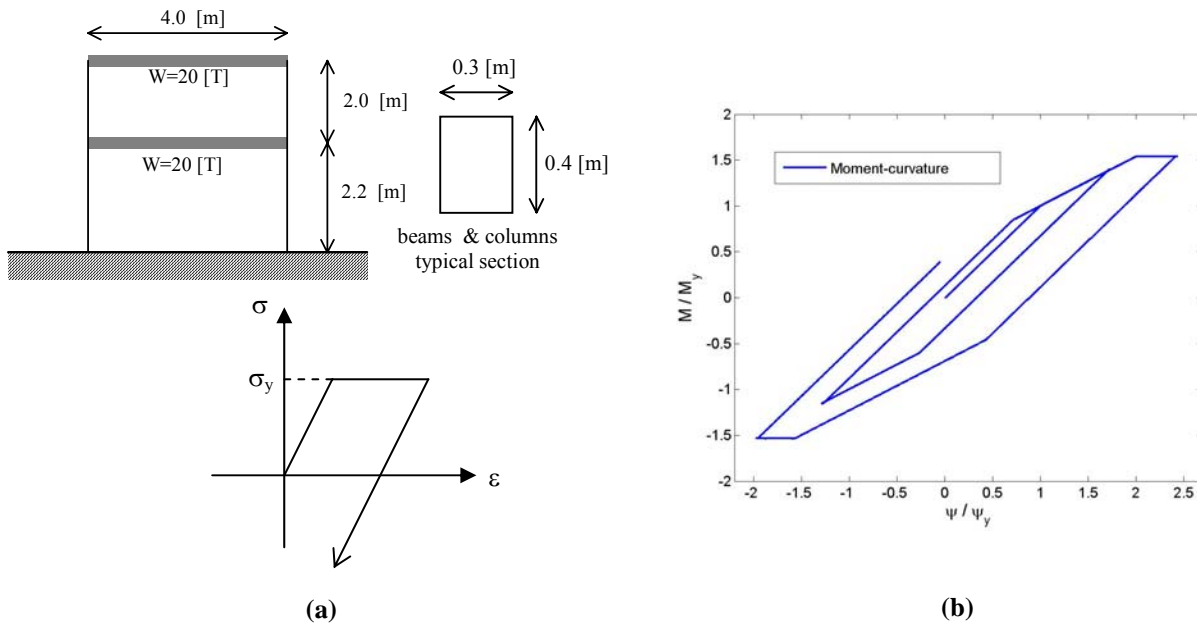


Figure 2: Two-storey frame

The building has a total mass of 40774 kg. The elastic modulus (E) of structural elements is equal to 25500MPa. The dynamic elastic analysis on fixed base gives a fundamental frequency (f_{str}) of 4.25Hz. For a base acceleration input, this fundamental period takes 90% of the building mass. A viscous damping of $\zeta=0.02$ was considered for all computations.

2.2 Soil model

The studied soil profile is composed of 30m of medium dense sand. The shear wave velocity of the soil increases with depth (Figure 3a). The shear wave velocity profile gives an average shear wave velocity in the upper 30m ($V_{s,30}$) of 243m/s, corresponding to a site category C of Eurocode 8 (deep deposit of dense or medium dense soil).

The ECP's elastoplastic multi-mechanism model developed by Aubry and co-workers [Aubry et al., 1982; Hujeux, 1985], commonly called Hujeux model is used to represent the soil behaviour. This model can take into account the soil behaviour in a large range of deformations. The model is written in terms of effective stress. The representation of all irreversible phenomena is made by four coupled elementary plastic mechanisms : three plane-strain deviatoric plastic strain mechanisms in three orthogonal planes and an isotropic one. The model uses a Coulomb type failure criterion and the critical state concept. The evolution of hardening is based on the plastic strain (deviatoric and volumetric strain for the deviatoric mechanisms and volumetric strain for the isotropic one). To take into account the cyclic behaviour a kinematical hardening based on the state variables at the last load reversal is used. The soil behaviour is decomposed into pseudo-elastic, hysteretic and mobilized domains.

The model's parameters of all layers are obtained using the methodology suggested by Lopez-Caballero et al. [Lopez-Caballero et al., 2003]. In order to verify the model's parameters, the behaviour of the sand must be studied by simulating drained cyclic shear tests (DCS). Figure 3b shows the responses of these DCS tests obtained by the model of the sand at $\sigma'_{m0}=100\text{kPa}$. The tests results are compared with the reference curves given by [Iwasaki et al. 1986].

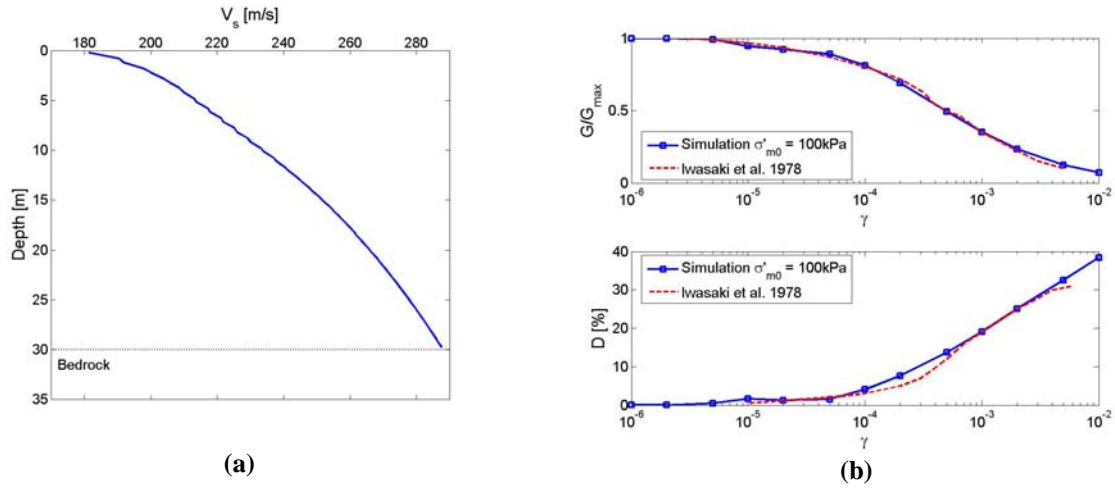


Figure 3: Soil profile characterization

2.3 Input earthquake motion

The used seismic input motions are the acceleration records of Friuli earthquake - San-Rocco site (Italy-1976), Superstition Hills earthquake - Supers. Mountain site (USA-1987), Kozani earthquake (Greece - 1995) and Aigion earthquake (Greece - 1995). The frequency content was characterised with the mean period (T_m) [Rathje et al., 1998] (Table 1). All signals are consistent with the response spectra of Type A soil of Eurocode8.

Table 1: Used input earthquake motions

Earthquake Records	T_m [s]	$f_{str} \cdot T_m$
Kozani (Greece)	0.28	1.19
Superstition Hill (USA)	0.38	1.62
Friuli (Italy)	0.46	1.96
Aigion (Greece)	0.56	2.38

Several efforts have been made to establish a relationship between a measure of the severity of a ground motion and a level of structural damage. Parameters that incorporate the amplitude and duration of the ground motion are likely to be more reliable predictor of damage than parameters that captures only the amplitude of the earthquake. Arias intensity (I_{Arias}) [Arias, 1970] is an earthquake severity measure that correlates well with several structural demand measures. This intensity is defined as:

$$I_{Arias} = \frac{\pi}{2g} \int_0^{T_d} [a(t)]^2 dt \quad [m/s] \quad (1)$$

where $a(t)$ is the ground acceleration and T_d is the duration of the earthquake. Both, the Arias intensity and the mean period give a proper description of a given input motion.

2.4 Model Validation

Before proceeding to the non-linear analysis effects, a validation of the soil-structure interaction phenomenon assuming linear elasticity study of behaviour for both the soil and the structure is performed (i.e. a sample seismic signal is imposed at very low amplitude to ensure linear-elastic soil behaviour). Figure 4 shows the obtained response of spectral ratio amplitude between the displacement at the top and the base of the structure

compared with the response calculated with the numerical BE-FE code MISS3D [Aubry and Clouteau, 2003]. For coupled BE-FE computations, the analysis was directly carried out in the frequency domain.

For linear elastic SSI computations, the first two natural frequencies of the soil profile are 2.2 and 6.15Hz ($T_{soil} = 0.46s$) (Figure 4), so that the fundamental frequency of the structure is greater than that of the soil deposit. Thus, due to the position of fixed base fundamental frequency compared to the one of elastic soil deposit (i.e. $f_{str} > f_{soil}$), it is expected that a great SSI phenomenon appears.

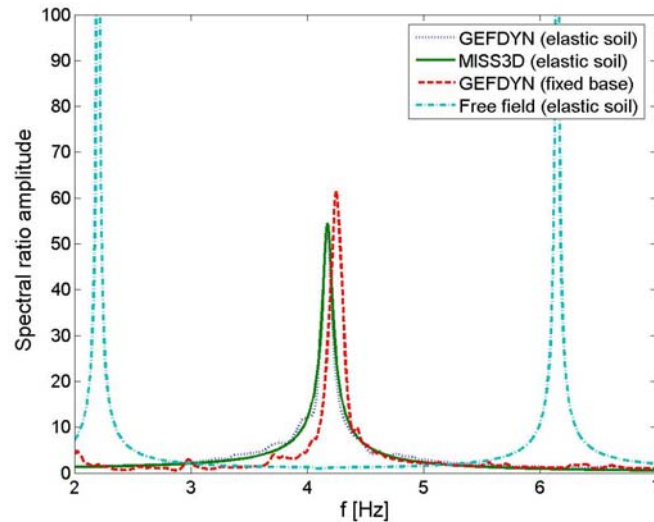


Figure 4: Spectral ratio (top structure / base)

From the comparative results, it can be seen that the two different computations are in perfect agreement. The shift of the main frequency of the structure to 4.17Hz results from the flexibility of the foundation soil, whereas the change in amplitude results from the material soil damping and radiation damping added. The numeric value of period shifting is compatible with the standard simpler expressions to compute linear-elastic soil-structure interaction provided in design codes.

3. FIXED BASE NON-LINEAR STRUCTURE ANALYSIS AND RESULTS

At first stage, the effect of both the amplitude and the frequency content of the input signal on the non-linear seismic response of the structure at fixed-base condition was studied. The standard CSM response was compared with the one obtained in a complete non-linear time-history analysis (Figure 5a). The CSM was applied following the recommendations of the ATC-40 document [ATC, 1996]; assuming a bilinear capacity curve approximation for ductility computations. The error induced by the CSM approach with respect to the dynamic analysis for different Arias intensities of the base acceleration is plotted in Figure 5b.

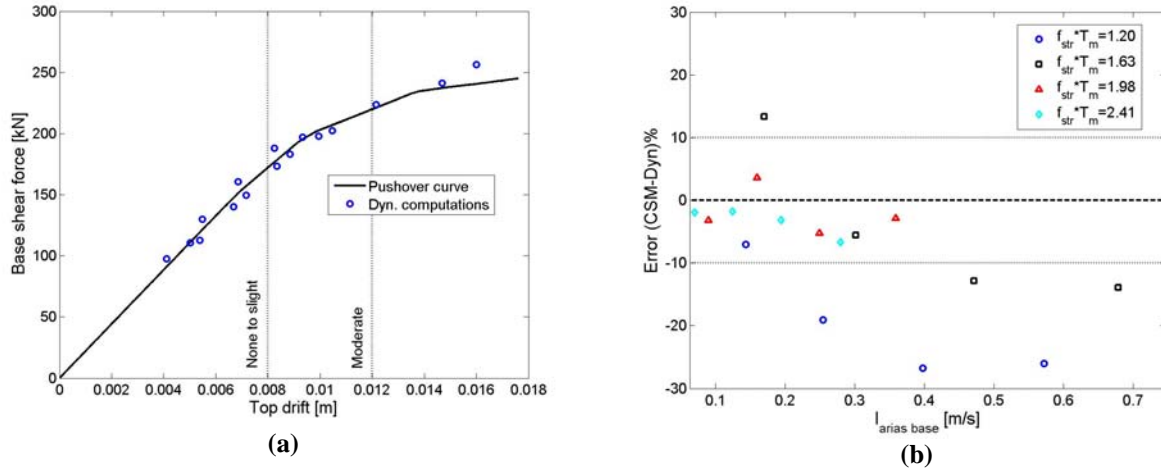


Figure 5: Fixed base analysis

From this figure, it can be seen that even if the maximum value of the dynamic response is well placed on the pushover curve, the CSM was only able to predict an accurate response value in some cases. The error is in general lower than 10%. The accuracy decay with the increase of the Arias intensity is worth noting. In the case where T_m of the signal is close to f_{str} , the precision of CSM diminishes quickly because of the resonance phenomenon. Furthermore, most of the predictive values given by CSM are unsafe compared to the results of the dynamic analysis.

The likelihood of structural damage due to different levels of seismic ground motion can be expressed by a fragility curve. The fragility curve describes the damage probability corresponding to a specific damage state, for various earthquakes. If it is assumed that the fragility can be expressed in the form of two-parameters lognormal distribution function, the corresponding analytical form ($F(a)$) is:

$$F(a) = \Phi \left(\frac{\ln\left(\frac{a}{\alpha}\right)}{\beta} \right) \quad (2)$$

where a represents the Arias Intensity and Φ is the standardized normal distribution function. The distribution parameters α and β can be obtained following the maximum likelihood method [Shinozuka, 1998].

Two different damage states are defined in terms of maximum top drift displacement. The first damage state, corresponding to a none to light damage, is chosen to coincide with the linear limit of the pushover curve (i.e. 8mm). The second one, associated with a moderate damage, is defined as the point where important plastification appears in structural columns (i.e. beginning of base shear force stabilization) and it corresponds to 12mm. Figure 6a displays maximum top drifts, obtained from dynamical non-linear analyses as a function of Arias intensity of the input signal. Figure 6b shows the computed fragility curves for the fixed-base structure model. As expected, only for the signal which $f_{str} \cdot T_m$ is close to one (i.e. resonance phenomenon), the second level of damage is surpassed. For the other cases, the response is globally linear according to their relative position on the pushover curve and it is well correlated with Arias intensity (i.e. approximately the same top displacement for the same Arias intensity). The response correlation with other seismic intensity characteristics such as PGA is poor. This good correlation allows to obtain a satisfactory fragility curve for the first damage level in terms of Arias intensity. The second fragility curve reflects the lack of data corresponding to second damage level.

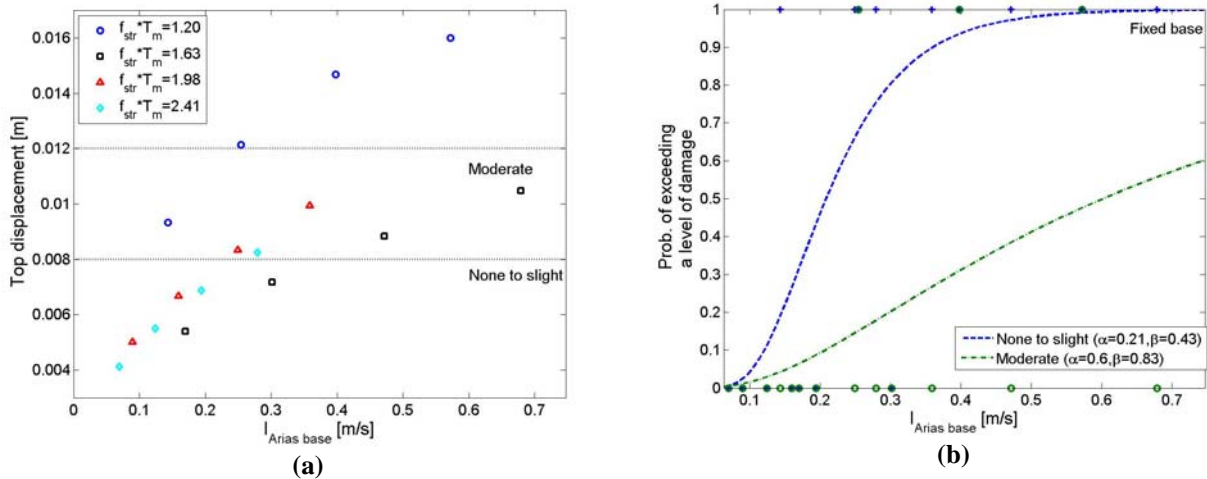


Figure 6: Fragility curves for fixed base structure

4. NON LINEAR SSI ANALYSIS

In order to study the importance of non-linear soil behaviour on the structural response two types of approaches are used in this work. In the first one the effects of SSI is investigated using a fully coupled FE non-linear analysis. This analysis takes into account directly all soil-structure interaction effects and non-linear behaviour of both the structure and the soil (FE-SSI). The second approach (CSM-ISS) takes into account the SSI effect in a CSM analysis as it is suggested by the FEMA 440 provisions.

According to FEMA 440, in order to consider SSI effects a free field acceleration motion is injected to the base of a fixed structural model. Then, a CSM analysis is performed modifying the input motion to take into account nonlinear kinematics effects and foundation damping in order to improve structural system damping.

In order to define the input motion for the CSM-ISS approach, a free field dynamic analysis of the soil profile, with the same parameters of the nonlinear constitutive model as in the complete FE model, was performed. The response of the free field soil profile was analyzed for the four earthquake records (Table 1) as outcropping input. The Figure 7a shows the simulations values and an average curve representing the PGA (Peak Ground Acceleration) at surface with respect to maximum acceleration on rock ($a_{max \text{ bedrock}}$). This curve is compared with the one corresponding to an AB deep soil profile according to the classification proposed by Dickenson and Seed [Dickenson and Seed, 1996]. It is noted that an amplification of the ground response for moderate range of $a_{max \text{ bedrock}}$ is obtained and for large acceleration values, the soil softening attenuates the seismic motion.

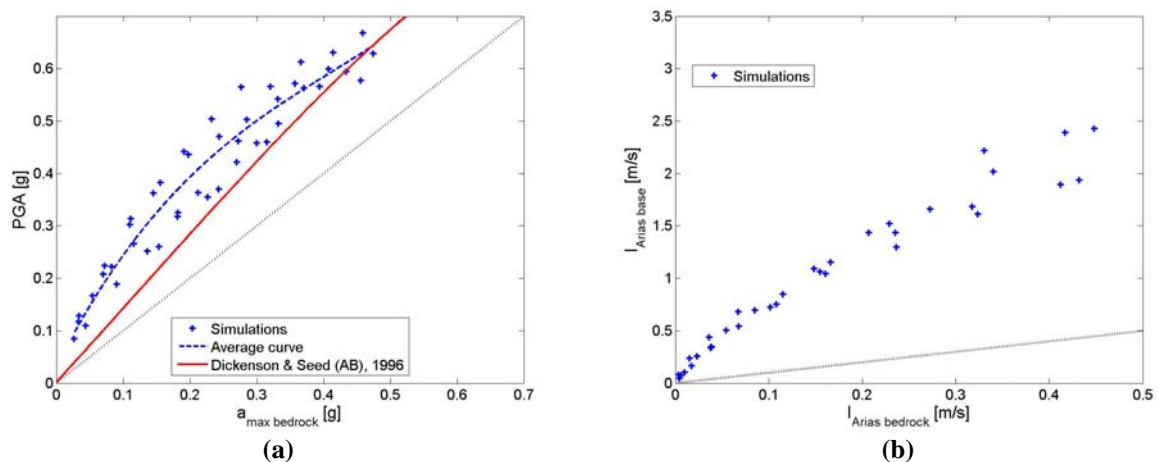


Figure 7: Non-linear dynamic response of the soil

The variation of Arias intensity between the bedrock motion and the free field motion is illustrated in Figure 7b. According to this plot, it can be seen how, at low seismic intensity ($I_{Arias} < 0.5\text{m/s}$) the seismic energy is amplified and entirely transmitted to the structure base.

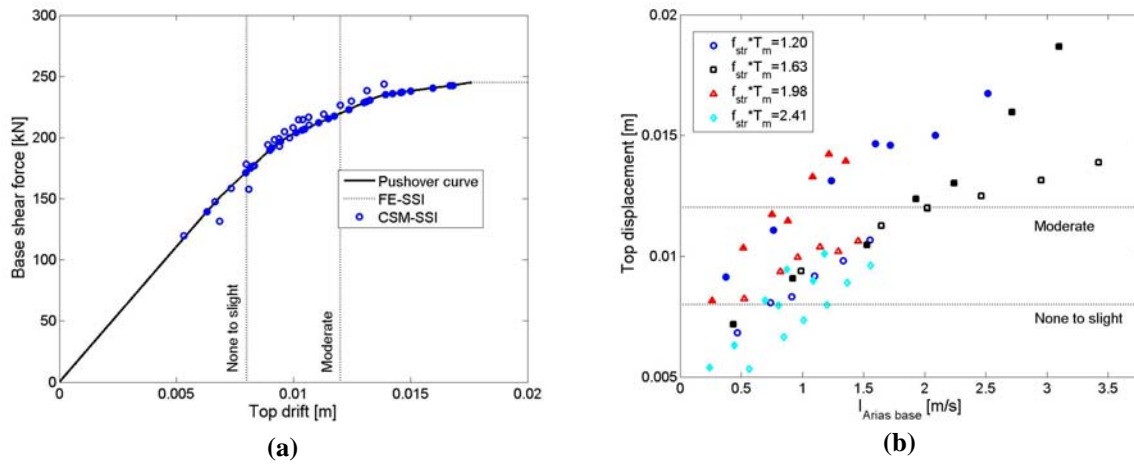
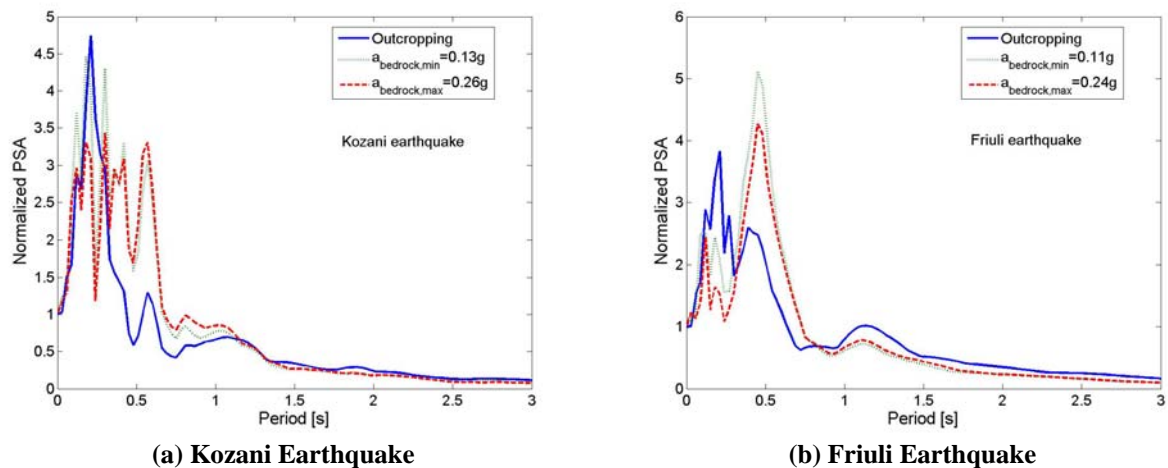


Figure 8: Influence of non-linear soil behaviour on the structural response

For dynamic soil-structure interaction computations with CSM-SSI approach, a shallow rigid foundation of 6m in length and 2m in width was considered. Figure 8 displays the computed structural response (i.e. maximum top displacement and corresponding base shear force) obtained by following the two approaches described above. In Figures 8a and 8b solid points correspond to the first approach (CSM-SSI). In Figure 8a it is worth noting that for a given structure, the differences between the responses obtained by the above two approaches are important.

As far as it concerns the input motion in the CSM-SSI approach, it can be seen from Figure 8b that for cases where $f_{str} \cdot T_m > 1.6$, the seismic energy of the input motion at the foundation using the complete FE model is slightly altered by the existence of the structure. Thus, the Arias intensity for free field motion and the base motion match reasonably. For other $f_{str} \cdot T_m$ values the signal at the foundation base is strongly modified by the soil interaction. It is important to note that for this case, FEMA 440 kinematics correction factor is close to 1 independently of the signal. According to it, we can conclude that a kinematics soil-structure correction factor must be based on both the geometry of the foundation (shallow foundations) and the frequency content of the motion to take into account the modification due to the effects of nonlinear soil behaviour.

Concerning the top displacements, it is well-known that the stiffness degradation of the soil of the foundation introduces additional damping in the system, modifying the structural response. Additionally, radiation damping appears. According to our computations, the predicted top displacement value given by the improved CSM method is very conservative, i.e. larger than the obtained one in the FE-SSI approach.



(a) Kozani Earthquake

(b) Friuli Earthquake

Figure 9: Pseudo acceleration response spectra ($\zeta=2\%$)

The influence of the inelastic behaviour of the soil deposit on the structural response can be directly related with the pseudo-acceleration response spectra (PSA) at the structure base level.

The comparison between bedrock's and obtained structure's base response spectra for different acceleration levels (Figure 9), indicates that the stiffness degradation of the soil induces a reduction of short period (i.e. periods less than about 0.3s) spectral accelerations. However, for periods between 0.3 and 0.6s, surface spectral accelerations are greater than bedrock accelerations. Taken into account that the fixed base fundamental structural period is $T_{str}=0.24s$, for example with the Kozani earthquake record (Figure 9a), the bigger spectral accelerations are found at this range of periods. Consequently for this record larger dynamic displacements are obtained. In the case of Friuli earthquake record (Figure 9b) a similar behaviour appears but as T_{str} is outside of amplification range of the signal, the displacement response is less significant.

It is concluded that the simple correction of structural damping to take into account both soil and radiation damping is not sufficient. The simple modification of structural fixed base parameters seems not to be able to capture the large soil stiffness degradation and its influence on the structural system response.

Figure 10a and 10b display the computed fragility curves for the damage states related to top maximum displacement defined above. Figure 10a shows the computed fragility curves by following the first approach (CSM-SSI). The fragility curves obtained for the second approach are shown in Figure 10b. The fragility curves reflect the variations of the computed top drift obtained in each case. Even if the obtained fragility curves are modified by the used SSI approaches, in the case of none to slight damage level the type of approach used seems not to be important. In the case when the SSI is taken into account directly a significantly higher level of seismic energy is required to induce a moderate damage level.

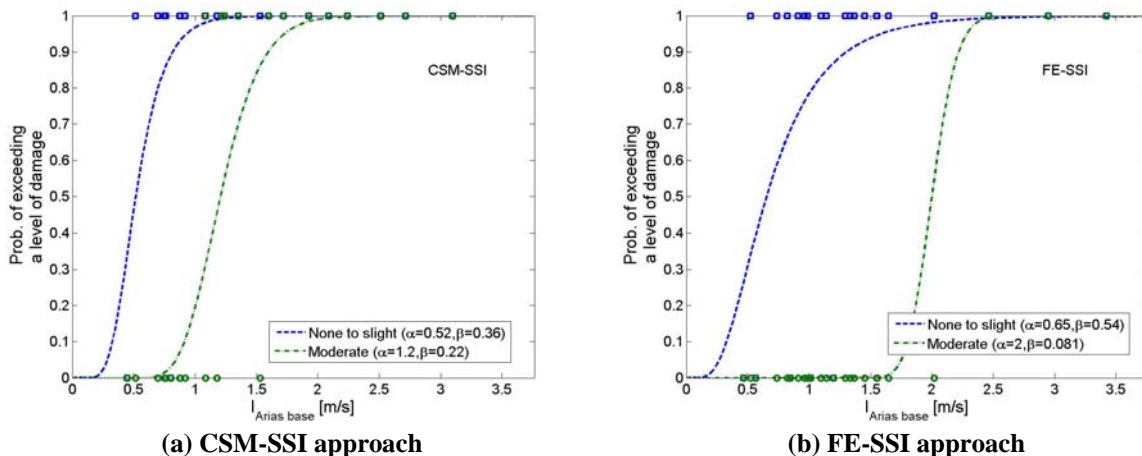


Figure 10: Fragility curves for two damage levels defined in terms of the maximum top displacement.

5. CONCLUSIONS

The influence of the inelastic behaviour of soil deposit on the amplification of ground seismic accelerations and on the soil-structure interaction effects has been highlighted in this work. The main conclusion of this study is that the soil-structure interaction with a non-linear soil model varies significantly the response of the structure with respect to one with approximately SSI considerations. Then the simple procedures specified in design codes are not sufficient to assess properly the local soil influence on the structural response.

It is well-known that the soil exhibits an elastic behaviour only in a very small range of distortion. This range is certainly exceeded for a motion able to induce inelastic deformations in a structure. Thus, a coupled approach using non-linear structural behaviour with linear soil hypothesis is not consistent. More improved simplified techniques must be proposed to take into account the modification effects due to non-linear soil behaviour.

The results of the study illustrate clearly the importance of accounting properly the non-linear soil behaviour. In this case, the non-linear SSI effects have a favourable effect related to decreasing of the maximum drifts and base forces. However, the non-linear SSI effects could increase or decrease the seismic demand depending on the type of the structure (e.g. f_{str}), the input motion (e.g. I_{Arias} , T_m), and dynamics soil properties (e.g. T_{soil} , $V_{s,30}$).

Further investigations in this way will be needed in order to obtain more general conclusions for diverse structure and soil typologies.

6. ACKNOWLEDGEMENTS

This work has benefited of a grant from the French “Agence National de la Recherche” in the framework of the VEDA (Seismic Vulnerability of structures: a Damage mechanics Approach) research project (ANR-05-CATT 017-01). E. SAEZ has been financed partially by CONICYT-Embassy of France in Chile Postgraduate Fellowship Program and partially by BRGM.

7. REFERENCES

- Applied Technology Council (ATC) (1996). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, *ATC 40, Report N° SSC 96-01, prepared for the Seismic Safety Commission, State of California*, Redwood City, CA.
- Arias, A. (1970). A measure of earthquake intensity. *In Seismic design for nuclear power plants*, eds. by R.J. Hansen. MIT Press. Cambridge, Mass., 438–483.
- Aubry D, Hujieux JC, Lassoudiere F, Meimon Y (1982). A double memory model with multiple mechanisms for cyclic soil behaviours. *In: International Symposium on Numerical Models in Geomechanics, Zurich*, vol. 1, pp 3-13.
- Aubry D, Chouvet D, Modaressi H, Modaressi A. (1985). GEFDYN 5: Logiciel d’analyse du comportement statique et dynamique des sols par éléments finis avec prise en compte du couplage sol-eau-air. *Rapport scientifique*, Ecole Centrale Paris.
- Aubry D, Modaressi A. (1996). *GEFDYN, Manuel Scientifique*, Ecole Centrale Paris.
- EuroCode 8 (2003). Design of structures for earthquake resistance (Draft n°6), prepared by European Committee for Standardization, Brussels.
- FEMA 356, (2000), Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, *prepared by the American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency*, Washington, D.C.
- FEMA 440, (2004), Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures (Draft), *prepared by Applied Technology Council (ATC-55 Project) and by the American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency*, Washington, D.C.
- Freeman, S.A. (1998). “The Capacity Spectrum Method as a Tool for Seismic Design”, *Proceedings of the 11th European Conference on Earthquake Engineering*, Paris, France.
- Hujieux JC. (1985), Une loi de comportement pour les chargements cycliques des sols. *In: Davidovici, Editor. Génie Parasismique, Presse ENPC*, Paris.
- Iwasaki T., Tatsuoka F. and Takagi Y. (1978). Shear moduli of sands under cyclic torsional shear loading, *Soils and Foundations*, vol. 18, n°1, 39-56.
- Lopez-Caballero F., Modaressi A. and Elmi F. (2003). Identification of an elastoplastic model parameters using laboratory and in-situ tests. *Deformation Characteristics of Geomaterials ISLyon 03.*, eds : Di Benedetto et al., A.A. Balkema, 1183-1190.
- Rathje E.M. et al. (1998). Simplified frequency content estimates of earthquake ground motions. *J. of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124 (2), 150-159.
- Shinozuka M. (1998). Statical Analysis of Bridge Fragility Curves. *In: Proceedings of the US-Italy Workshop on Protective Systems for Bridges*, New York, N.Y.