

Guide de l'Interaction Sol-Structure

dans la construction parasismique

**Exemples numériques manuels
Incursions dans le domaine non linéaire**

Wolfgang Jalil
Issam Charara
Gildas Potin
Carlos Carames

Préface de
Jean-Armand Calgaro

EXPERTISE
TECHNIQUE
EDITIONS
LE MONITEUR

Sommaire

	Préface.....	7
	Préambule.....	11
	Avant-propos.....	13
	Remerciements	15
CHAPITRE 1	Historique et généralités	17
CHAPITRE 2	Aspect normatif actuel	29
CHAPITRE 3	Définition et présentation du phénomène.....	57
CHAPITRE 4	Mise en équations. Méthodes simplifiées pour le calcul des impédances dynamiques	197
CHAPITRE 5	Méthodes numériques pour le calcul d'impédances	273
CHAPITRE 6	Comment mener un calcul ISS.....	289
CHAPITRE 7	Exemples et applications	433
CHAPITRE 8	Calculs ISS avancés	499
CHAPITRE 9	Méthode du pushover tenant compte de l'ISS.....	513
	Index	541
	Table des matières.....	549

Préface

Le séisme de Lisbonne, survenu le 1^{er} novembre 1755, fit entre 50 000 et 70 000 morts parmi les 275 000 habitants de la ville. La secousse fut suivie par un tsunami et des incendies qui détruisirent dans sa quasi-totalité la capitale portugaise. Avec les victimes indirectes, son bilan dépasserait les 100 000 morts. Selon Voltaire (*Candide ou l'optimisme*, 1759), « *il fut décidé par l'université de Coïmbre que le spectacle de quelques personnes brûlées à petit feu, en grande cérémonie, est un secret infaillible pour empêcher la terre de trembler* ». Ce genre de méthode, heureusement, ne fait plus partie de la panoplie des méthodes dont disposent les constructeurs d'ouvrages en zone sismique. Le 28 décembre 1908, un tremblement de terre catastrophique frappa le Sud de l'Italie, détruisant Messine, Reggio de Calabre et beaucoup d'autres lieux, faisant quelque 120 000 victimes. Plus proche de nous, un séisme survint le 6 avril 2009 dans le centre de l'Italie. La ville la plus touchée était l'Aquila, dont de très nombreux bâtiments ont été détruits ou fortement endommagés.

La liste des catastrophes est très longue et, dans certaines régions du monde, les sismographes montrent que le sol tremble en permanence. Le risque sismique est toujours ressenti avec une profonde aversion par les êtres humains. Nos sociétés modernes ont des attitudes souvent paradoxales, et peut-être illogiques : elles acceptent de moins en moins le risque dans le domaine du génie civil, mais elles ne sont pas prêtes à, ou ne peuvent pas, augmenter les crédits destinés à élever le niveau de sécurité de la population, voire à augmenter les crédits consacrés à la maintenance et au renforcement des constructions existantes. Cependant, le risque est une composante de la vie humaine, et le coût d'une protection peut être très élevé si elle n'est pas conçue avec intelligence.

Il est impossible d'empêcher la survenance d'événements indésirables mais les constructeurs cherchent depuis longtemps à maîtriser le risque sismique, c'est-à-dire à en réduire les effets dévastateurs. Par exemple, les couches alternées (maçonneries et briques noyées dans du mortier), comme dans ce vestige de la ville d'Anjar au Liban, n'avaient pas un but esthétique car, originellement, les murs étaient recouverts d'un enduit de chaux mélangé avec de la paille. Les couches de briques noyées dans du mortier jouaient un rôle d'amortisseur qui devait absorber l'énergie sismique. Car, semble-t-il, les Omeyyades qui ont bâti Anjar (VIII^e s. ap. J.-C.) savaient que le Liban se trouvait dans une zone sismique.

L'observation des phénomènes a progressivement conduit à élaborer des règles de l'art, puis des recommandations et des guides, pour déboucher actuellement sur des normes. L'Europe a développé un programme de normalisation pour le domaine du bâtiment et des travaux publics aboutissant à un ensemble de textes appelés Eurocodes, transposés en normes nationales dans les pays de l'UE et de l'AELE. Leur application, initialement liée à la Directive 89/106/CEE du Conseil, est désormais liée au Règlement de Parlement européen et du Conseil établissant des conditions harmonisées de commercialisation pour les produits de construction. Ce texte, adopté le 18 janvier 2011 et mis en application en France le 1^{er} juillet 2013, comporte un Article 3 : Exigences fondamentales applicables aux ouvrages de construction et caractéristiques essentielles des produits de construction. Ces exigences essentielles sont ainsi rédigées :

Les exigences fondamentales applicables aux ouvrages de construction énoncées à l'Annexe I constituent la base pour l'élaboration des mandats de normalisation et des spécifications techniques harmonisées.

Et l'Annexe I spécifie :

Les ouvrages de construction dans leur ensemble, de même que leurs parties, doivent être aptes à leur usage prévu, compte tenu notamment de la santé et de la sécurité des personnes concernées tout au long du cycle de vie des dits ouvrages. Sous réserve d'un entretien normal, les ouvrages de construction doivent satisfaire aux exigences fondamentales applicables aux ouvrages de construction pendant une durée de vie raisonnable du point de vue économique. La première de ces exigences fondamentales est la résistance mécanique et la stabilité.

Les normes Eurocodes NF EN 1990 à NF EN 1999 actuellement utilisées constituent ce qu'on appelle les Eurocodes de première génération, dont la publication s'est achevée en 2007. La révision de ces textes va aboutir à la deuxième génération d'Eurocodes, qui sera mise en application en France vers la fin de l'année 2027. Ces deux générations sont basées sur la même approche de la sécurité des constructions et les deux Eurocodes fondamentaux pour les ouvrages en zone sismique sont les normes NF EN 1990 – Bases des calculs structuraux et géotechniques (nouvelle appellation) et NF EN 1998 – Calcul des structures pour leur résistance au séisme (Eurocode 8). Dans la première de ces normes, les exigences de base suivantes sont mentionnées :

Une structure doit être conçue et réalisée de sorte que, pendant sa durée d'utilisation de projet, elle ait le niveau de fiabilité requis et de manière économique :

- elle résiste à toutes les actions et influences prévisibles et spécifiées, susceptibles de se produire pendant son exécution et son utilisation ;*
- elle satisfasse aux exigences de service spécifiées pour la structure ou un élément structural ;*
- elle satisfasse aux exigences de durabilité spécifiées pour la structure ou l'élément structural.*

Dans la seconde norme (Eurocode 8), deux exigences plus spécifiques sont introduites :

- l'exigence de non-effondrement ;*
- l'exigence de limitation des dommages.*

Il peut paraître étrange que l'on ait voulu développer au niveau européen une norme pour guider la conception de constructions susceptibles d'être soumises aux effets de phénomènes aussi aléatoires et imprévisibles que sont les séismes. Cependant, une norme s'est révélée nécessaire d'une part pour formuler objectivement les niveaux d'exigences souhaités par la société, et d'autre part pour proposer des modèles permettant de vérifier avec une précision acceptable que lesdits niveaux peuvent être garantis pour un projet particulier dans un site donné. Cependant, les normes ne suffisent pas pour concevoir les ouvrages en zone sismique. Les techniques des constructeurs doivent s'appuyer sur l'expertise des géologues, des sismologues, des architectes et des géotechniciens. Plus précisément, la démarche intellectuelle d'un spécialiste suit les phases suivantes : observation, interprétation et modélisation.

C'est ce type de démarche qui a été adopté par les auteurs du présent ouvrage, avec une présentation du phénomène sismique, et plus précisément de l'interaction sol-structure, son interprétation, puis sa modélisation avec différents niveaux de sophistication. Selon un adage

classique, « *la principale difficulté de ces problèmes est que ce qui est simple est faux, mais ce qui est exact est trop compliqué et inutilisable* ». Cela s'applique très justement aux problèmes d'interaction sol-structure, en particulier lorsqu'il y a un risque de liquéfaction des sols. Ce sujet, en particulier, est largement développé au chapitre sixième alors que l'Eurocode 8 l'aborde plutôt discrètement.

Ce livre est d'une qualité exceptionnelle par la richesse de son contenu. C'est une somme de connaissances sans équivalent, qui détaille les méthodes utilisables pour mener un calcul ISS suffisamment fiable. Au nombre des auteurs, je connais plus particulièrement Wolfgang Jalil, un expert et un professeur dont la pédagogie a toujours été hautement appréciée par ses étudiants. Cette pédagogie se retrouve dans cet ouvrage qui ne se borne pas à citer des méthodes mais qui traite de nombreux exemples. Je formule le vœu qu'il soit lu par le plus grand nombre car il sera, de toute évidence, une référence.

22 septembre 2024

Jean-Armand Calgaro

Ingénieur général honoraire des Ponts et Chaussées

Ancien président du CEN/TC250 (Eurocodes)

Historique et généralités

1.1 Rappels historiques et mesures

L'instrumentation par enregistrement des accélérations dans un bâtiment a permis de mettre en évidence les phénomènes liés à l'interaction sol-structure.

Le bâtiment du Earthquake Research Institute (ERI) à Tokyo a été instrumenté, et des mesures d'accélérations ont été faites en toiture et en pied du bâtiment par Ishimoto en 1930.

Le bâtiment Hollywood Storage Building en Californie a été instrumenté depuis 1933 et des comparaisons ont été réalisées concernant les accélérations mesurées en pied du bâtiment et celles observées au niveau du terrain en champ libre.

Comme l'indiquent Trifunac *et al.* (2001), l'interaction sol-structure est « un ensemble de phénomènes dans la réponse de la structure, causés par la flexibilité du sol de fondation, ainsi que dans la réponse du sol, causés par la présence de structures ».

Kausel (2010) distingue l'amplification des ondes sismiques dans certains types de sols en l'absence de structure ; la réponse des fondations au passage des ondes sismiques (interaction cinématique) ; la réponse des fondations dans un sol sollicité en statique ou en dynamique (raideurs statiques et impédances dynamiques) ; la déformation additionnelle du sol environnant une structure, due à la sollicitation en retour par l'inertie de la structure (interaction inertielle).

L'interaction sol-structure, en général, rallonge la période apparente du système, augmente la part relative du balancement dans la réponse totale, et réduit l'effort tranchant maximal à la base du bâtiment (Todorovska et Trifunac, 1992). Cette réduction résulte de la dispersion des ondes incidentes par la fondation et de la radiation de l'énergie de vibration de la structure dans le sol.

En cas d'apparition de non-linéarités faibles ou modérées dans la réponse du sol environnant la fondation, l'interaction sol-structure peut conduire à l'absorption d'une part significative de l'énergie de l'onde incidente, et ainsi réduire la sollicitation de la structure.

1.1.1 Périodes du système bâtiment-sol

La figure 1.1 montre les fréquences apparentes mesurées sur le bâtiment Hollywood Storage Building durant 7 séismes de magnitude importante entre 1933 et 1994. Sur ce graphe, les lignes horizontales représentent les fréquences du système déterminées par Carder (1936 et 1964) (translations E-W et N-S), d'après des mesures de vibrations ambiantes et de vibrations forcées. Les repères indiquent, pour chaque séisme, l'estimation des fréquences apparentes du système, pré- et post-sismiques ; les lignes horizontales discontinues sont une estimation de fréquence apparente pendant le séisme (4) de 1991.

Ces données montrent la modification de la fréquence apparente de vibration du système lors de ces séismes, par rapport à la fréquence mesurée en l'absence de séisme, ainsi qu'une modification de cette fréquence en cours de séisme. Ces données peuvent aussi indiquer que

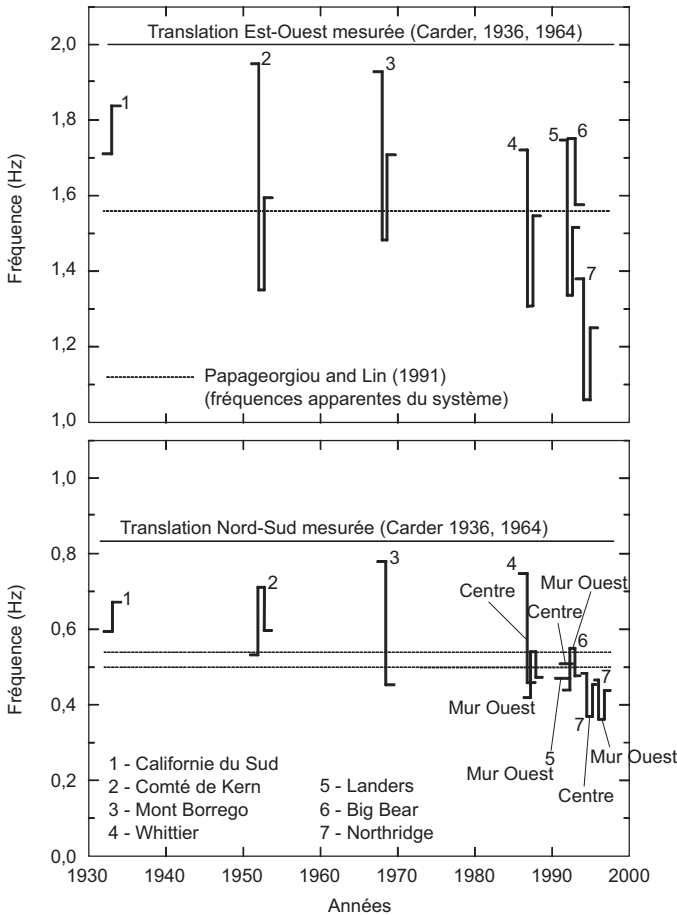


Fig. 1.1. Fréquences apparentes du bâtiment Hollywood Storage building observées pour 7 séismes de référence

(D'après Trifunac *et al.*, 2001)

Pour cet objectif, et pour estimer correctement la courbure d'un radier en s'affranchissant de conduire le calcul itératif sur la base du modèle complet, il est possible de définir un modèle réduit comportant un nombre d'éléments de structure béton limité au radier + voiles sur 1 ou 2 niveaux, en tête desquels on applique les cas unitaires de descente de charge (fig. 1.5).

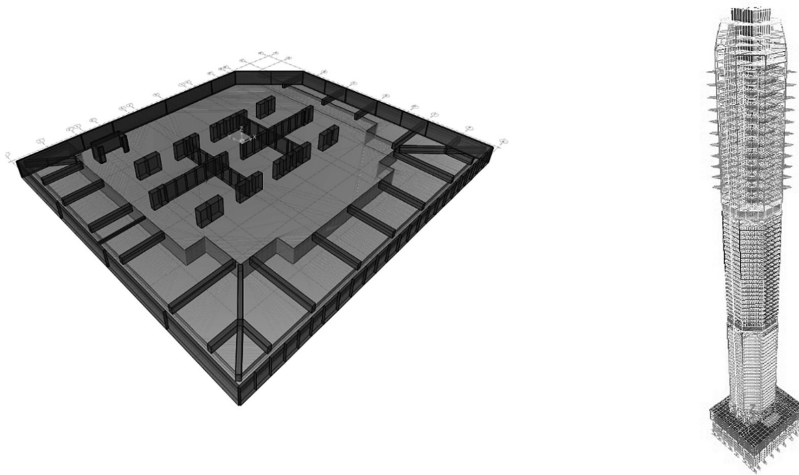


Fig. 1.5. a) Modèle structurel de radier d'une tour comprenant le radier modélisé en éléments coques et en éléments type poutres pour les éléments de voiles pour la superstructure (sur 2 niveaux) ; b) Modèle complet pour l'analyse de la structure (comportement global, détermination des torseurs en pied par cas unitaire, analyse des porteurs verticaux)

1.4 Mouvement de corps rigide *versus* mouvement aléatoire

L'enregistrement d'accélérogrammes révèle des écarts notoires pour des points d'enregistrements (u_1 à u_3 sur la fig. 1.6 ci-après) répartis à une distance fixe de la source sismique et ceci y compris pour des sols réputés homogènes. Les spectres sismiques qui en découlent mettent en évidence des amplitudes spectrales identiques pour les périodes longues. La nature en partie aléatoire du mouvement est en revanche traduite par des écarts significatifs sur l'amplitude spectrale pour des périodes courtes. Une part significative de l'interaction cinématique peut découler de cette caractéristique. Plus particulièrement, la présence d'un radier rigide ou semi-flexible impose une amplitude du signal source « moyennée » par rapport à celle qui serait mesurée à la surface libre du terrain.

Aspect normatif actuel

2.1 Interaction sol-structure (ISS)

L'analyse de l'interaction sol-structure doit comporter les effets ci-dessous :

- l'effet inertiel, qui modifie la réponse dynamique de la structure en modifiant la période propre et l'amortissement du système ;
- l'effet cinématique, lequel modifie le mouvement sismique à la base de l'ouvrage vs le mouvement en champ libre. Il résulte de la déformation du sol environnant due au passage des ondes sismiques, et induit une déformation des éléments de fondation.

En cas d'amélioration du sol, les nouvelles caractéristiques du terrain seront prises en compte.

2.2 Rappel des exigences de l'Eurocode 8 (version 2005)

2.2.1 Dispositions de l'Eurocode 8

L'Eurocode 8 est devenu d'application obligatoire en France en 2010. L'interaction dynamique sol-structure est traitée dans l'EC 8-5 au § 5.4.2 et surtout dans la partie 6.

L'Annexe D de l'EC 8-5 explique la différence de comportement d'une structure d'une part sur appuis fixes et d'autre part quand elle est sur appuis déformables.

Cette différence porte sur plusieurs aspects. La réponse sismique d'une structure sur appuis flexibles, c'est-à-dire d'une structure fondée sur un terrain déformable, diffère de celle de la même structure fondée sur un terrain rigide (base fixe), soumise à une sollicitation identique en champ libre, pour les raisons suivantes :

- le mouvement des fondations de la structure sur support flexible est différent du mouvement en champ libre et peut comprendre un balancement important de la structure à base fixe autour d'un axe horizontal ;

- la période fondamentale de vibration de la structure sur support flexible est plus longue que celle de la structure à base fixe ;
- les périodes naturelles, les modes propres et les facteurs de participation modale de la structure sur support flexible sont différents de ceux de la structure à base fixe ;
- l'amortissement global de la structure sur support flexible inclut d'une part l'amortissement radiatif et d'autre part l'amortissement interne engendré à l'interface sol-fondation, en plus de l'amortissement associé à la superstructure.

Pour la majorité des structures souples usuelles de bâtiments, les effets de l'interaction sol-structure ont tendance à être bénéfiques, puisqu'ils réduisent les moments fléchissants et les efforts tranchants dans les différents éléments de la superstructure du fait de l'augmentation de la période du bâtiment.

En revanche, pour les bâtiments rigides dont la période du mode fondamental est inférieure à T_B , l'interaction sol-structure majore les sollicitations par augmentation de la période propre.

Pour les structures énumérées dans l'article 6 ci-dessous, les effets de l'interaction sol-structure peuvent aussi être néfastes.

NORME

Prise en compte de l'interaction sol-structure EC8-5 § 5.4.2 et article 6 (version 2005)

Article 6

(1)P Les effets de l'interaction dynamique sol-structure résultant de la déformation du sol environnant due au passage des ondes sismiques, doivent être pris en compte dans les cas suivants :

- a) structures pour lesquelles les effets P- δ (2^e ordre) jouent un rôle significatif ;
- b) structures avec fondations massives ou profondes comme les piles de ponts, les caissons offshore et les silos ;
- c) structures hautes et élancées, comme les tours et les cheminées, traitées dans l'EN 1998-6 : 2004 ;
- d) structures supportées par des sols très mous, tels que des sols de classe S1, avec une vitesse moyenne de propagation des ondes de cisaillement $V_{s,max}$ (définie dans le Tableau 4.1) inférieure à 100 m/s.

Remarque

Le projet définitif du futur EC 8-5 (avril 2024) amende cette valeur en considérant la vitesse de propagation de l'onde de cisaillement, moyennée sur une profondeur de 3 fois la plus grande dimension d'une fondation superficielle, ou la largeur maximale d'un radier ; cette vitesse moyenne étant inférieure à 250 m/s.

(2)P Les effets de l'interaction sol-structure sur les pieux doivent être évalués, pour toute les structures, conformément au §5.4.2. ci-dessous :

Pieux et puits (article 5.4.2)

(1)P Les pieux et les puits doivent être dimensionnés de façon à résister aux effets des deux types d'action suivants :

1) *Forces d'inertie* provenant de la superstructure. Ces forces combinées avec les charges statiques donnent les valeurs de calcul N_{Ed} , V_{Ed} et M_{Ed} spécifiées au § 5.3.2.

2) *Forces d'origine cinématique* résultant de la déformation du sol environnant due au passage des ondes sismiques.

§ 5.4.2 (6)P Les moments fléchissants qui se développent en raison de l'interaction cinématique doivent être calculés uniquement lorsque toutes les conditions suivantes sont réunies simultanément :

- le profil du sol est de classe D, S1 ou S2 et contient des couches consécutives dont la rigidité diffère nettement ;
- la zone est de sismicité modérée ou forte, c'est-à-dire lorsque le produit $ag \cdot S$ dépasse 0,10 g (c'est-à-dire excède 0,98 m/s²), et la structure supportée est de catégorie d'importance III ou IV.

Période T

Pour estimer les effets de l'ISS, il est nécessaire de calculer T , la période fondamentale de la structure sur base encastrée, par une méthode plus élaborée.

Période \tilde{T}

Il est nécessaire de calculer \tilde{T} la période de la structure sur appuis flexibles.

2.5.1.2 Calcul de l'effort tranchant à la base sans prendre en compte l'ISS

$$V = C_s \bar{W}$$

où :

V est l'effort tranchant à la base dû au séisme ;

C_s est le coefficient sismique défini comme l'accélération spectrale (amortissement 5 %) à la période fondamentale de la structure T (ce coefficient est normalisé par rapport à la gravité $9,81 \text{ m/s}^2$) ;

\bar{W} est le poids sismique effectif (normalement pris comme 70 % du poids total de la structure).

Les codes américains imposent une valeur minimale de l'effort tranchant sismique à la base. Dans le cas de l'ASCE 7-22, la valeur minimale de C_s est donnée par l'expression suivante :

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01$$

où :

S_{DS} est l'accélération spectrale du spectre de réponse à 5 % d'amortissement au plateau ;

I_e est le coefficient d'importance, égal à 1 pour les bâtiments courants.

Additionnellement, si le bâtiment est localisé dans une région sismique à forte sismicité (où S_1 est supérieur à 0,6 g), il faudra vérifier la valeur minimale suivante de C_s d'après l'ASCE 7-22 :

$$C_s = 0,5 S_1 / (R/I_e)$$

où :

S_1 est l'accélération spectrale à 1 s pour le MCE (*Maximum Considered Earthquake*) ;

R est le coefficient de comportement selon la norme ASCE 7-22.

2.5.1.3 Calcul du ratio d'élongation effectif de la période avec prise en compte de l'ISS

Nous avons : $(\tilde{T}/T)_{eff}$ le ratio d'élongation effectif de la période :

$$\left(\frac{\tilde{T}}{T}\right)_{eff} = \left\{ 1 + \frac{1}{\mu} \left[\left(\frac{\tilde{T}}{T}\right)^2 - 1 \right] \right\}^{0,5}$$

T est la période de la structure sur base encastrée ; il n'est pas permis d'utiliser la période approchée T_a (cf. § 2.5.1.1) ;

\tilde{T} est la période de la structure sur appuis flexibles ;

μ est la demande en ductilité attendue ; elle peut être estimée comme suit :

- pour les procédures de la force latérale équivalente ou de l'analyse modale, $\mu = \frac{V}{V_{\max}}$, avec V l'effort tranchant maximal à la base ; V_{\max} la capacité d'effort tranchant élastique à la base ;
- pour les analyses non linéaires $\mu = \frac{\delta_{\max}}{\delta_e}$; δ_{\max} le déplacement maximal ; δ_e le déplacement élastique limite de la structure, mesuré en son plus haut point au-dessus du sol.

2.5.1.4 Calcul du taux d'amortissement effectif du système sol-structure β_0

Le quatrième pas consiste à calculer le taux d'amortissement effectif β_0 :

$$\beta_0 = \beta_f + \frac{\beta}{(\tilde{T}/T)_{\text{eff}}^2} \leq 20 \%$$

avec :

β_f : taux d'amortissement visqueux effectif du système fondation-sol ;

β : taux d'amortissement visqueux effectif de la structure (5 %).

Le taux d'amortissement effectif du système fondation-sol est déterminé comme suit :

$$\beta_f = \left[\frac{(\tilde{T}/T)^2 - 1}{(\tilde{T}/T)^2} \right] \beta_s + \beta_{rd}$$

β_s : taux d'amortissement hystérétique du sol ;

β_{rd} : taux d'amortissement radiatif.

Le taux d'amortissement hystérétique β_s est déterminé d'après le tableau 2.2.

Tab. 2.2. Taux d'amortissement hystérétique du sol en fonction de la classe de sol et de l'accélération maximale (source : Code ASCE 7-22)

Classe de site	Accélération maximale $S_{DS}/2,5$ (1)			
	$S_{DS}/2,5 = 0$	$S_{DS}/2,5 = 0,1$	$S_{DS}/2,5 = 0,4$	$S_{DS}/2,5 \geq 0,8$
C	0,01	0,01	0,03	0,05
CD	0,01	0,01	0,05	0,09
D	0,01	0,02	0,07	0,15
DE	0,01	0,03	0,12	0,20
E	0,01	0,05	0,20	(2)
F	(2)	(2)	(2)	(2)

(1) Utiliser une interpolation linéaire pour les valeurs intermédiaires de $S_{DS}/2,5$.

(2) Des études géotechniques spécifiques au site et des analyses dynamiques de la réponse du site doivent être effectuées.

Dans le cas où le sol consiste en une couche d'épaisseur D_s , surmontant une couche nettement plus raide ayant une célérité des ondes de cisaillement supérieure à plus de deux fois celle de la couche de surface, et si $\left(\frac{4D_s}{V_s \tilde{T}}\right) < 1$, alors l'amortissement β_s doit être remplacé par une valeur corrigée $\beta'_s : \beta'_s = \left(\frac{4D_s}{V_s \tilde{T}}\right)^4 \beta_s$.

Le taux d'amortissement radiatif β_{rd} est calculé comme suit, pour une fondation circulaire :

$$\beta_{rd} = \frac{1}{(\tilde{T}/T_r)^2} \beta_r + \frac{1}{(\tilde{T}/T_{rr})^2} \beta_{rr}$$

avec :

$$T_r = 2\pi \sqrt{\frac{M^*}{K_r}}$$

$$T_{rr} = 2\pi \sqrt{\frac{M^*(h^*)^2}{\alpha_{rr} K_{rr}}}$$

$$K_r = \frac{8 G_{rd} R}{2 - \nu}$$

$$K_{rr} = \frac{8 G_{rd} R^3}{3(1 - \nu)}$$

$$\beta_r = \left[\frac{\pi}{K_r / G_{rd} R} \right] \left[\frac{a_0}{2} \right]$$

$$\beta_{rr} = \left[\frac{(\pi \Psi / 4) a_0^2}{(K_{rr} / G_{rd} R^3) [2 + a_0^2]} \right] \left[\frac{a_0}{2 \alpha_{rr}} \right]$$

$$\alpha_{rr} = 1 - \left[\frac{0,35 a_0^2}{1 + a_0^2} \right]$$

Où $\Psi = \sqrt{\frac{2(1 - \nu)}{(1 - 2\nu)}} \leq 2,5$ et ν est le coefficient de Poisson du sol ; il est permis de prendre $\nu = 0,3$ pour les sables et $\nu = 0,45$ pour les sols argileux ;

a_0 est la fréquence angulaire adimensionnelle pour la période \tilde{T} ; elle s'écrit : $a_0 = \frac{2\pi R}{\tilde{T} V_{s,rd}}$;

M^* est la masse modale effective du mode fondamental dans la direction considérée ;

h^* est la hauteur effective de la structure, prise égale à la distance verticale entre la fondation et le centre de gravité associé au 1^{er} mode de vibration de la structure. On peut prendre une valeur approchée $h^* = 0,7 h$ pour une structure à plusieurs niveaux et $h^* = h$ pour un seul niveau.

Des formules analogues s'appliquent pour une fondation rectangulaire.

Pour une fondation de côtés $(2B, 2L)$ avec $L > B$ et x l'axe parallèle au grand côté $(2L)$:

$$\beta_{rd} = \frac{1}{(\bar{T}/T_y)^2} \beta_y + \frac{1}{(\bar{T}/T_{xx})^2} \beta_{xx}$$

avec :

$$T_y = 2\pi \sqrt{\frac{M^*}{K_y}}$$

$$T_{xx} = 2\pi \sqrt{\frac{M^*(h^*)^2}{\alpha_{xx} K_{xx}}}$$

$$K_y = \frac{G_{rd} B}{2 - \nu} \left[6,8 \left(\frac{L}{B} \right)^{0,65} + 0,8 \left(\frac{L}{B} \right) + 1,6 \right]$$

$$K_{xx} = \frac{G_{rd} B^3}{1 - \nu} \left[3,2 \left(\frac{L}{B} \right) + 0,8 \right]$$

$$\beta_y = \left[\frac{4(L/B)}{K_y/G_{rd} B} \right] \left[\frac{a_0}{2} \right]$$

$$\beta_{xx} = \left[\frac{(4\psi/3)(L/B)a_0^2}{\left(\frac{K_{xx}}{G_{rd} B^3} \right) \left[2,2 - \frac{0,4}{(L/B)^3} + a_0^2 \right]} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{xx}} \right]$$

$$\alpha_{xx} = 1 - \left[\frac{(0,55 + 0,01\sqrt{(L/B) - 1}) a_0^2}{2,4 - \frac{0,4}{(L/B)^3} + a_0^2} \right]$$

$$a_0 = \frac{2\pi B}{\bar{T}V_{s,rd}}$$

Concernant la hauteur effective $h^* = 0,7 h$, cette approche forfaitaire peut présenter des déviations importantes pour certains types de structure. Pour les typologies de structures où la masse est concentrée dans un niveau (système en pendule inversé, etc.), on recommande de prendre la hauteur effective égale à la hauteur totale.

Définition et présentation du phénomène

3.1 Caractéristiques dynamiques des sols

3.1.1 Détermination des caractéristiques de sol

Le comportement du sol sous sollicitation statique diffère de celui sous sollicitation dynamique. De ce fait, les caractéristiques à retenir pour les calculs dynamiques de structure tenant compte de l'Interaction Sol-Structure (ISS) doivent être déterminées soit par des essais *in situ*, soit par des essais de laboratoire, ou à partir de corrélations permettant de relier les caractéristiques statiques aux caractéristiques dynamiques.

L'objet de ce paragraphe est de présenter les essais le plus couramment réalisés pour déterminer les caractéristiques dynamiques des terrains au droit de l'ouvrage étudié. Pour plus de renseignements, le lecteur pourra se référer aux normes définissant ces différents essais.

REMARQUE

Il est à prendre en compte le coût des essais dynamiques. Un essai Cross-Hole est plus cher qu'un essai pressiométrique, par lequel le module de cisaillement dynamique sera estimé à partir du module pressiométrique par des corrélations. Un essai de laboratoire à la colonne résonnante sera plus coûteux qu'un autre essai de laboratoire, du fait aussi que peu de laboratoires sont équipés de ce type de matériel.

3.1.1.1 Essais *in situ*

Essai Cross-Hole (ASTM D4428)

C'est l'essai le plus commun pour déterminer les caractéristiques dynamiques des couches de sol d'un site. Son objectif est de déterminer les vitesses des ondes de compression V_p et les vitesses des ondes de cisaillement V_s , en mesurant le temps de trajet des ondes entre trois sondages, disposés suivant deux directions perpendiculaires (fig. 3.1). Le sondage à l'intersection des deux directions permet de placer un émetteur (E) qui sert d'excitateur. Il envoie une onde vers les deux autres sondages dans lesquels ont été placés des capteurs de réception des signaux (R). La distance entre sondages est comprise entre 3 et 4 m.

Dans les forages récepteurs (R), les géophones sont placés à la même profondeur dans les deux sondages. La profondeur de ces géophones tri-directionnels est modifiée par pas de 1 m en général, afin de déterminer les vitesses des différents horizons géologiques.

Les sondages dans lesquels les récepteurs sont placés sont équipés de tubes inclinométriques afin de vérifier la verticalité du sondage et de connaître parfaitement la distance entre les sondages (E) et (R) pour le calcul des vitesses. L'interstice entre le sol et le tube doit être parfaitement comblé pour une bonne transmission des ondes à travers le tube entre la sonde et le sol.

La figure 3.2 montre un exemple d'enregistrement sur lequel ont été pointées les arrivées des ondes *P* et *S*. À partir des relations données au § 3.1.2, il est possible de déterminer les coefficients de Poisson de chaque couche et les modules de cisaillement dynamiques quand la masse volumique de chaque couche est connue.

Cet essai est utilisé dans le cas de stratigraphie dont les couches sont quasi horizontales.

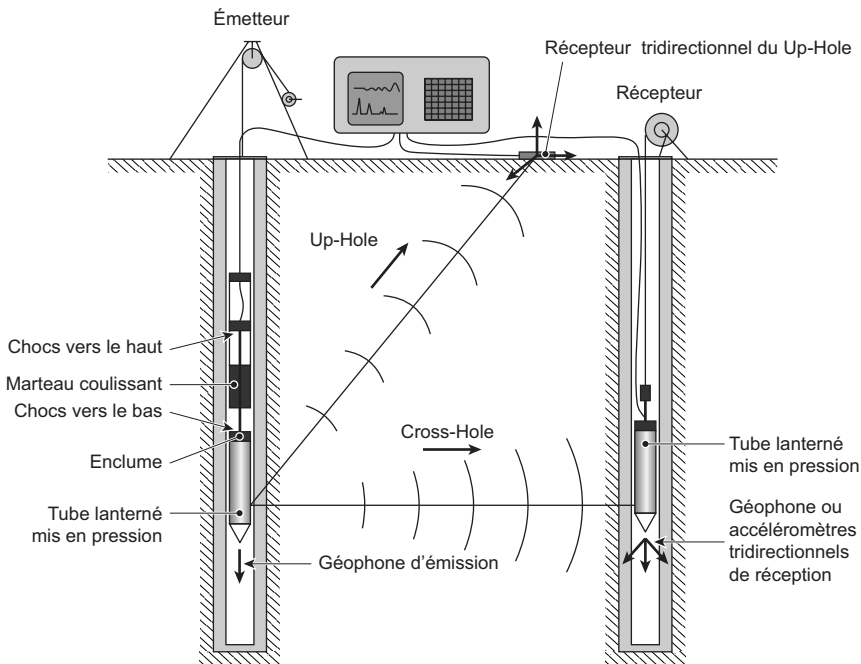


Fig. 3.1. Schéma de principe des essais Cross-Hole et Up-Hole

(Flavigny d'après F. Silvestri, 2012)

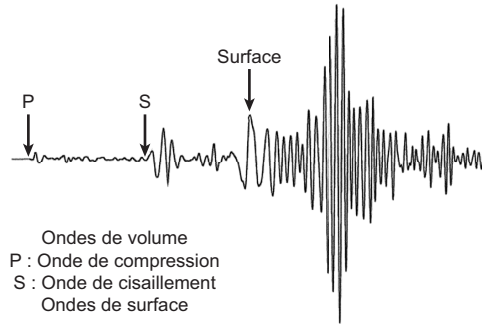


Fig. 3.2. Mesures des vitesses V_p et V_s

Essais Up-Hole et Down-Hole

Ces deux essais sont une variante de l'essai Cross-Hole décrit précédemment. Les ondes traversent alors les horizons géologiques sur un chemin incliné.

Les caractéristiques mesurées sont les mêmes, à savoir les vitesses des ondes de compression V_p et les vitesses des ondes de cisaillement V_s . Le trajet des ondes dans les couches n'étant pas horizontal, les signaux mesurés demandent un traitement plus particulier.

Comme le montre la figure 3.1 dans le cas de l'essai Up-Hole, les géophones récepteurs sont placés à la surface du sol à différentes distances du forage dans lequel se trouve l'émetteur. L'essai demande d'avoir un forage dans lequel est placé l'émetteur.

L'essai Down-Hole (fig. 3.3) met également en œuvre un seul forage dans lequel est descendu le géophone à différents niveaux. La source est en surface.

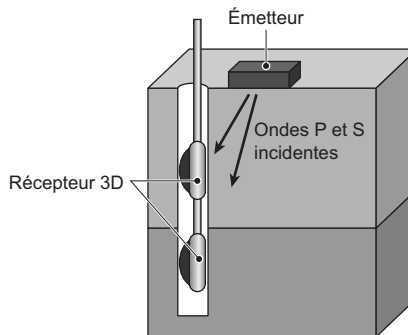


Fig. 3.3. Schéma de principe de l'essai Down-Hole

(NHI Course No. 132031 – Geotechnical Engineering Circular N° 5)

Essais SASW, MASW, CSW

Depuis quelques années sont apparus de nouveaux essais. Ils mesurent les vitesses à partir des ondes de surface de type Rayleigh. La profondeur maximale se situe autour de 30/50 m. Il n'est pas nécessaire de réaliser des forages. La méthode est non intrusive donc moins coûteuse.

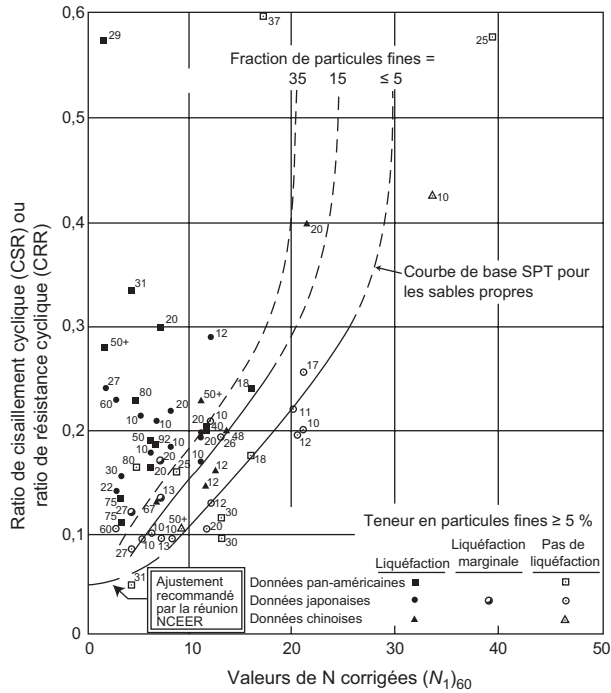


Fig. 3.7. Schéma de liquéfaction potentielle à partir des mesures SPT

(D'après Youd *et al.*, 2001)

3.1.1.2 Essais de laboratoire

Les essais en laboratoire par rapport aux essais *in situ* peuvent être plus coûteux, du fait qu'ils prennent plus de temps dans la préparation des échantillons, puis l'application de la sollicitation, la mesure et le dépouillement des résultats.

On peut citer les essais suivants :

- l'essai triaxial cyclique ;
- l'essai de cisaillement simple cyclique ;
- l'essai à la colonne de résonance ;
- l'essai triaxial sur cylindre creux (non traité) ;
- l'utilisation d'éléments fléchissants (*bender elements*).

Comme le montre la figure 3.8, à chaque essai correspond une plage de déformation. Ainsi le concepteur devra bien identifier ses besoins pour le dimensionnement de sa structure et choisir les essais les plus appropriés.

Taux d'amortissement pour les sables et graviers

Seed *et al.* (1984) ont établi le fuseau suivant pour les valeurs du taux d'amortissement pour les sables (fig. 3.17).

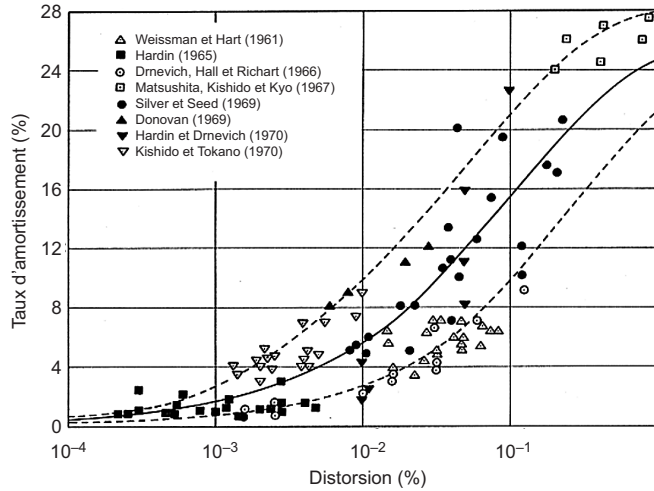


Fig. 3.17. Taux d'amortissement pour les sables

(D'après Seed *et al.*, 1984)

Les valeurs figurant dans le tableau 3.5 ci-avant (§ 3.1.4.1) correspondent à la courbe médiane de ce fuseau.

Les auteurs indiquent que cette ligne médiane « est susceptible de fournir des valeurs du taux d'amortissement avec une précision suffisante pour de nombreuses applications pratiques ».

Par ailleurs, ils montrent que les valeurs expérimentales issues d'essais sur les graviers sont dans la même fourchette que pour les sables, comme présenté sur la figure 3.18.

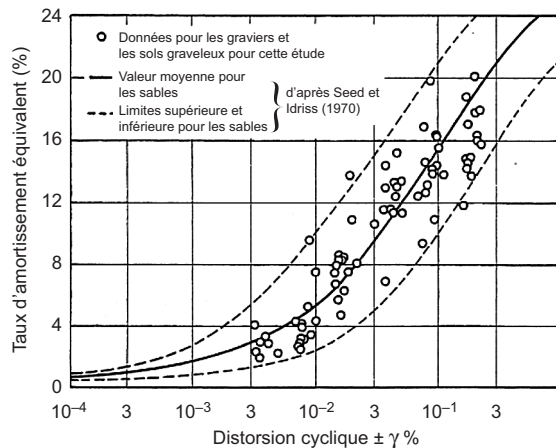


Fig. 3.18. Comparaison des taux d'amortissement pour les graviers et les sables

(D'après Seed *et al.*, 1984)

Les valeurs indiquées dans le tableau 3.5 ci-avant correspondent à la courbe obtenue pour les graviers avec une densité relative $D_r = 80 \%$ (Seed *et al.*, 1984) (fig. 3.19).

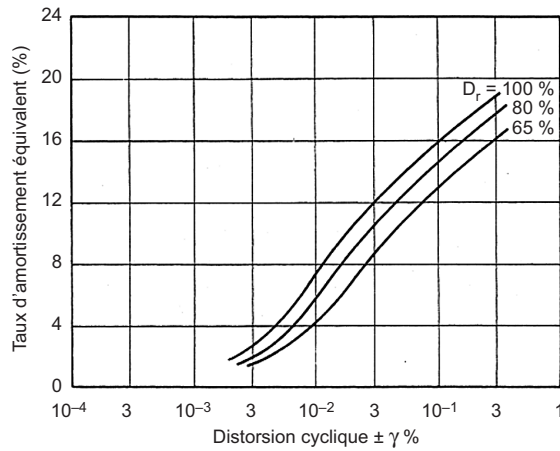


Fig. 3.19. Effet de la densité relative sur la variation du taux d'amortissement pour les graviers
(D'après Seed *et al.*, 1984)

Modules de cisaillement pour les argiles

Sun, Golesorkhi et Seed (1988), après une revue de diverses études et données expérimentales sur les sols cohérents, indiquent que la dispersion des données pour les argiles est nettement plus importante que pour les sables, comme le montre la figure suivante (fig. 3.20), d'après Anderson et Richart (1976).

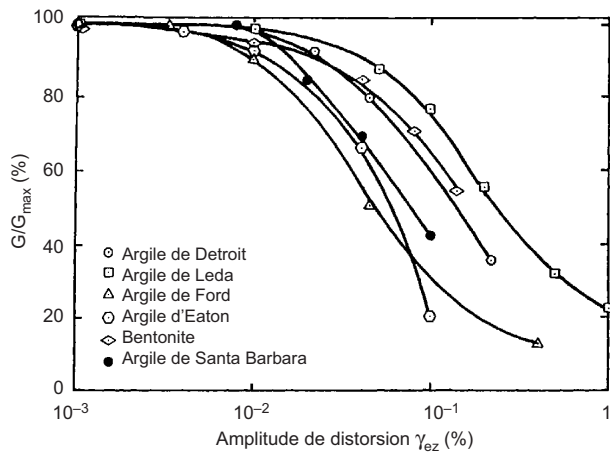


Fig. 3.20. Comparaison de différentes relations pour la variation du module de cisaillement pour les argiles

(Extraite de Sun, Golesorkhi et Seed, 1988, d'après Anderson et Richart, 1976)

Ils montrent que l'indice de plasticité IP est le facteur principal qui influence la forme de la courbe de réduction du module en fonction de la distorsion, et concluent que les courbes

CHAPITRE 4

Mise en équations. Méthodes simplifiées pour le calcul des impédances dynamiques

4.1 Introduction

Un des problèmes fondamentaux de l'interaction sol-structure est la caractérisation de la réponse sous chargement dynamique du système de fondation reposant sur des couches de sol. Ce type d'analyse est systématiquement effectué dans des projets industriels et devient de plus en plus courant dans le bâti classique. Un des aspects clé de cette analyse est la modélisation du comportement du sol vis-à-vis de l'excitation dynamique. Dans la pratique actuelle, la réponse dynamique du sol est souvent modélisée en utilisant le concept des impédances dynamiques. En général, pour des fondations rigides, l'impédance dynamique est donnée par six ressorts et amortisseurs qui dépendent de la fréquence. Pour des fondations souples ou enterrées, l'impédance dynamique est donnée par une matrice complexe qui dépend également de la fréquence.

Différents outils sont disponibles pour calculer les impédances dynamiques. On trouve beaucoup de littérature avec des formulations empiriques ou semi-empiriques approchées ainsi que des codes de calculs spécifiques qui peuvent aborder des problèmes avec des stratigraphies complexes. Néanmoins, leur application dans des projets peut souvent être complexe lorsqu'on utilise des codes de calculs classiques, puisque l'impédance dynamique est fournie sous la forme d'un nombre complexe ou sous la forme d'un ressort et d'un amortisseur.

4.2 Définition

Par définition, on appelle impédance d'une fondation le quotient de la force appliquée $P(t)$ au déplacement $U(t)$ de la fondation rigide et sans masse. Puisque la fondation n'a pas de masse et que les forces d'inertie sont nulles, l'impédance est égale au quotient de la réaction exercée par le sol sur la fondation $R(t)$ au déplacement $U(t)$ de celle-ci. Si le déplacement de la fondation est égal à l'unité, l'impédance est directement égale à la réaction exercée par le sol sur la fondation :

$$K = \frac{P(t)}{U(t)} = \frac{R(t)}{U(t)} \quad (1)$$

Dans le cas général d'une fondation rigide de géométrie quelconque, six degrés de liberté sont nécessaires (trois en translation et trois en rotation) pour formuler l'équation d'équilibre dynamique de la fondation (fig. 4.1). La matrice d'impédance a donc pour dimension 6×6 . Lorsque la fondation est enterrée, il existe un couplage entre le déplacement horizontal et la rotation, qui produit le basculement de la fondation. En revanche, dans des fondations superficielles, ce couplage est négligeable et il est licite de considérer une matrice diagonale de dimension 6×6 .

Ces impédances sont fonction de la géométrie de la fondation, des propriétés du sol et de la fréquence d'excitation.

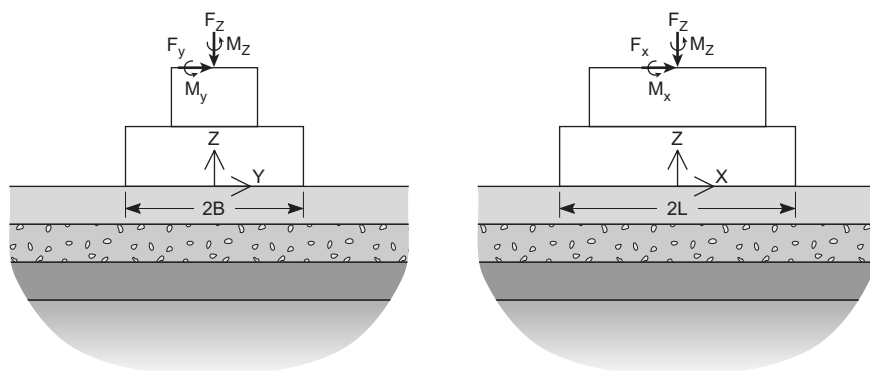


Fig. 4.1. Degrés de liberté d'une fondation rigide quelconque

La grande différence entre le calcul des impédances pour analyser les vibrations des machines tournantes et l'application des cas sismiques est le niveau de déformation des couches de sols.

Les machines tournantes génèrent normalement des vibrations pour lesquelles le sol reste pratiquement élastique (faibles déformations), alors que dans le cas de séismes modérés ou importants ($> 0,1g$), les couches de sols vont subir des déformations non négligeables. Il faut alors évaluer les *valeurs efficaces* correspondant au bon niveau de déformation induite dans le sol par le séisme. Une des méthodes souvent utilisée est la méthode linéaire équivalente, qui avait été implémentée dans le logiciel SHAKE (cf. chapitre 3 § 3.6.6) ainsi que dans d'autres logiciels, tels que EERA, CODE_ASTER... et qui emploie une procédure itérative dans la sélection du module de cisaillement et le taux d'amortissement des différentes couches de sols. Les principes et les limitations de cette méthode sont décrits dans le paragraphe 5.3. Une méthode plus simplifiée est proposée dans l'EC 8 Partie 5, qui consiste à appliquer un coefficient réducteur G/G_{max} en fonction du rapport de l'accélération du sol. Le tableau 4.1 ci-dessous présente les coefficients de réduction proposés dans l'EC 8 Partie 5.

REMARQUE**Rappel**

Pour un degré de liberté i (translation horizontale ou verticale, rotation autour d'un axe horizontal ou vertical), le coefficient d'amortissement visqueux C_i et le pourcentage d'amortissement critique β_i sont liés par la relation :

$$\beta_i = \frac{\omega}{2K_i} C_i ; K_i \text{ étant la raideur et } \omega \text{ la fréquence angulaire (pulsation).}$$

– Translation horizontale (*swaying*) :

$$\beta_{total_H} = D_{HH} \approx 0,80 \beta + 1,10 f d \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0,17} \cdot \frac{1}{V_s} \text{ pour } f > f_s$$

$$\beta_{total_H} = D_{HH} \approx 0,80 \beta \text{ pour } f \leq f_s$$

$$\text{Et } C_{HH} = 2K_{HH}D_{HH}/\omega$$

– Balancement :

$$\beta_{total_M} = D_{MM} \approx 0,35 \beta + 0,35 f d \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0,20} \cdot \frac{1}{V_s} \text{ pour } f > f_s$$

$$\beta_{total_M} = D_{MM} \approx 0,25 \beta \text{ pour } f \leq f_s$$

$$C_{MM} = 2K_{MM}D_{MM}/\omega$$

– Couplage translation horizontale – balancement :

$$\beta_{total_HM} = D_{HM} \approx 0,80 \beta + 0,85 f d \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0,18} \cdot \frac{1}{V_s} \text{ pour } f > f_s$$

$$\beta_{total_H} = D_{HH} \approx 0,50 \beta \text{ pour } f \leq f_s$$

$$\text{Et } C_{HM} = 2K_{HM}D_{HM}/\omega$$

– Translation verticale (*axial radiation dashpot coefficient*) :

$$C_z \approx a_0^{-1/5} \rho V_s \pi d L r_d \text{ pour } f > 1,5 f_r$$

$$\text{avec } r_d = 1 - \exp[-(E_p/E_s)(L/d)^{-2}]$$

$$C_z \approx 0 \text{ pour } f \leq f_r$$

Il faut interpoler linéairement pour $f_r < f < 1,5 f_r$.

C_z est le coefficient d'amortissement visqueux radiatif ; le pourcentage d'amortissement critique radiatif β_z est obtenu (en valeur décimale) par : $\beta_z = \frac{\omega}{2K_z} C_z$.

où : $\overline{K_z} = K_z \cdot k_z$; K_z est la raideur « statique » et k_z le coefficient multiplicateur en fonction de la fréquence, ce qui donne $\overline{K_z}$ la raideur dynamique en fonction de la fréquence.

Ensuite, le pourcentage d'amortissement total est obtenu en ajoutant le pourcentage d'amortissement matériel du sol : $\beta_{total_z} = \beta + \beta_z$.

Pour l'application des formules, il faut avoir les valeurs de : β , ρ , V_s , E_s (ou v), d , L , E_p .

Nous avons également $\omega = 2\pi f$ et $a_0 = \frac{\omega d}{V_s}$.

On peut trouver un exemple d'application dans le chapitre 7 § 7.4.

Méthodes numériques pour le calcul d'impédances

Pour des configurations plus complexes, soit en termes de stratigraphie du sol, soit en termes de géométrie de la fondation, des modèles aux éléments finis ou avec des logiciels spécialisés de type SASSI ou MISS3D s'avèrent nécessaire pour calculer les impédances dynamiques.

On peut distinguer les méthodes globales et les méthodes de sous-structures.

5.1 Méthodes numériques globales pour le calcul d'impédances

Les méthodes globales consistent à résoudre en une seule étape l'équation de la dynamique. La résolution du problème s'effectue généralement avec des logiciels aux éléments finis qui présentent une grande flexibilité et qui permettent de prendre en compte les non-linéarités dans le sol ou dans la structure.

La difficulté majeure réside dans la définition des conditions aux limites. La réflexion des ondes à ces interfaces contribue à maintenir l'énergie qu'elles transportent à l'intérieur du modèle, alors que dans la réalité elles la transportent à l'infini. Dans un modèle aux éléments finis, seule une fraction du sol peut être discrétisée, il faut donc appliquer des conditions aux limites du modèle appropriées. Il existe également des critères à prendre en compte concernant la taille des éléments, le type d'élément, la longueur de sol minimale à modéliser, etc.

5.1.1 Conditions aux limites

Bien que des conditions aux limites élémentaires, flexibles, absorbantes ou consistantes aient été développées dans la littérature, elles sont rarement implémentées dans les logiciels. On détaille dans ce qui suit deux types de frontières qui peuvent être facilement mises en œuvre dans des logiciels aux éléments finis. Ce type de frontière ne reste qu'une approximation, mais il faut noter que sur la base de calculs effectués sur des modèles aux éléments finis, la solution

Comment mener un calcul ISS

6.1 Méthode de Winkler

6.1.1 Retour sur la méthode de Winkler

La méthode de Winkler a été brièvement introduite pour une analyse statique. Son utilisation pour le cas de fondations superficielles sous sollicitations sismiques doit s'accompagner d'ajustements pour tenir compte de la plastification en extrémité de fondations.

Il convient également de rappeler que cette méthode néglige l'amortissement du sol, et ne tient compte que de sa raideur modélisée par des ressorts indépendants, ce qui est inexact mais peut conduire en pratique à des résultats acceptables, au vu de la simplicité de cette méthode.

Cette méthode s'impose comme un minimum, à défaut de tenir compte de l'amortissement du sol, lorsqu'on dispose d'un ouvrage raide sur sol mou (cf. chapitre 4 § 4.4.7.3 la détermination de la rigidité d'un bâtiment suivant l'Eurocode 2, annexe G). En effet, lorsque la période fondamentale du bâtiment est inférieure à T_B sur le spectre, un modèle de bâtiment sur appuis fixes est non sécuritaire, car la prise en compte de la souplesse du sol augmente sa période et majore sur le spectre la demande sismique. Par ailleurs, dans ce cas, un modèle avec appuis fixes ne permet pas de connaître les efforts des éléments situés dans la partie inférieure du modèle, comme les poutres du sous-sol, puisque les nœuds sont fixes (cf. exemple du chapitre 7 § 7.1.2).

La prise en compte de la souplesse du sol est en outre intéressante sur le plan de l'optimisation de l'ouvrage, lorsque la période est supérieure à T_C sur le spectre. Les périodes propres sont à calculer dans l'état élastique initial (petites oscillations). Un modèle avec des ressorts répartis constants sous un radier suppose implicitement une répartition uniforme de la réaction du sol (figures 6.1 et 6.2).

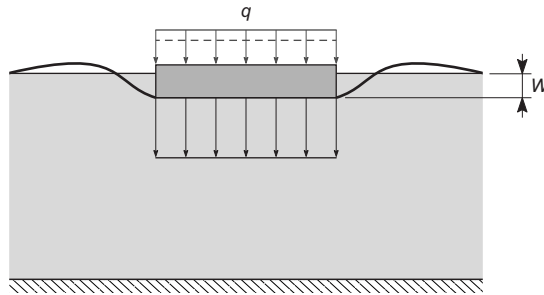


Fig. 6.1. Pression uniforme en sous face d'une fondation sur sol incompressible

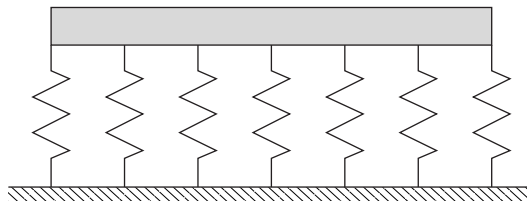


Fig. 6.2. Ressorts verticaux uniformes en sous-face de radier

Une manière simplifiée pour estimer la diffusion des contraintes dans le sol dans ce cas est de supposer une diffusion suivant un angle constant, comme schématisé sur la figure 6.3.

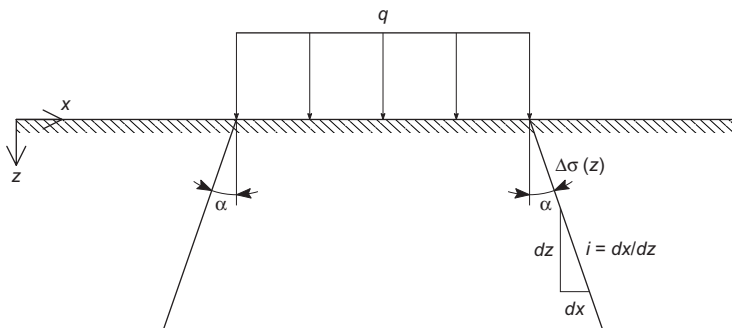


Fig. 6.3. Diffusion simplifiée des contraintes dans le sol

Dans l'hypothèse de ressorts répartis uniformément sous un radier d'emprise L avec un module de sol constant E_s et une diffusion dans le sol suivant un angle α à $2V : 1H$ (soit $\tan \alpha = i = 0,5$; $\alpha \approx 26,5^\circ$), comme il est souvent l'usage dans les applications concernant le sol, la raideur des ressorts vaut :

$$k_i = \frac{E_s}{L \cdot \ln\left(\frac{H+L}{L}\right)}$$

avec :

L : longueur de la fondation en infrastructure ;

H : hauteur de l'assise de sol considérée.

Exemples et applications

7.1 Quand l'ISS est-elle utile ?

7.1.1 Cas d'un bâtiment rigide sur sol mou modélisé sur appuis fixes : méthode simplifiée

Lorsque la période fondamentale de l'ouvrage est inférieure à T_B sur le spectre en période, on est dans la partie croissante du spectre. Un bâtiment rigide calculé sur appuis fixes a une période plus petite que si l'on intègre la déformation du sol, surtout lorsque celui-ci est souple.

Cette façon de procéder est non sécuritaire, puisqu'en intégrant le tassement du sol, l'accélération sera plus élevée. Il est donc impératif dans ce cas de tenir compte de l'interaction sol-structure.

À défaut, une méthode simplifiée sécuritaire consiste à prendre comme accélération, non pas celle correspondant à la période du bâtiment, mais celle du plateau du spectre, ce qui revient à prolonger vers la gauche le plateau jusqu'à une période nulle.

Cette procédure existait déjà dans les règles PS92/2004. Ces spectres sont appelés « spectres de dimensionnement ». Ils dérivent de spectres élastiques, par le remplacement de la branche ascendante AB de ces derniers par la prolongation du palier BC vers les périodes faibles.

7.1.2 Cas d'un bâtiment avec voiles couplés à des ossatures portiques

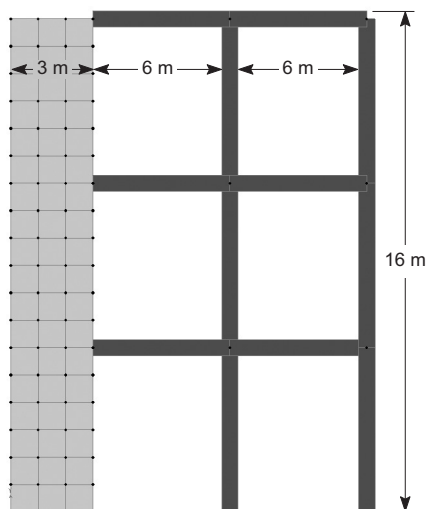


Fig. 7.1. Ossature avec contreventement constitué par un système mixte voile béton armé et portique béton armé

(D'après Jalil et Jalil, 2014)

Chaque niveau reprend les charges suivantes : $G = 50 \text{ kN/m}$ et $Q = 32 \text{ kN/m}$.

Dans cet exemple, l'effort tranchant sismique est estimé à partir de la méthode des forces latérales (hors objet du présent paragraphe). Sa valeur est 410 kN.

7.1.2.1 Cas n° 1 : la structure est considérée encastree en pied

La déformation de la structure est représentée dessous (fig. 7.2).

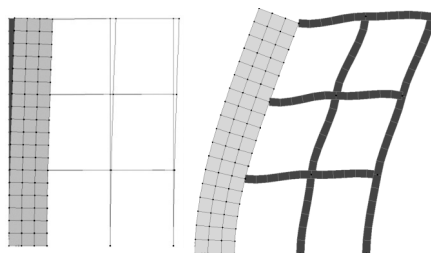


Fig. 7.2. Déformation de la structure (structure encastree en pied) – a) déformée sous cas sismique ; b) déformée modale

On a la période fondamentale $T = 0,302 \text{ s}$. Le déplacement en tête de la structure obtenu par le modèle élastique est : $d_e = 0,45 \text{ cm}$; nous avons $q = 1,5$.

Calculs ISS avancés

8.1 Méthode du volume flexible

Lorsque des calculs d'interaction sol-structure temporels plus précis sont nécessaires, généralement dans le génie civil nucléaire, il est souvent utile de passer dans le domaine de la fréquence. La méthode la plus communément employée est la méthode de volume qui est programmée dans les logiciels de type SASSI 2010.

8.1.1 Méthodologie générale

La méthode de volume consiste à décomposer le système sol-structure en trois modèles dont la résolution s'avère plus simple que pour le système complet :

- un modèle du site en champ libre (*I*) ;
- un modèle du sol excavé (*II*) ;
- un modèle des éléments structurels (*III*).

Pour chaque sous-structure, nous résolvons l'équation d'équilibre dynamique du sous-système soumis à une sollicitation sismique. La sollicitation sismique est décomposée en une série d'harmoniques et la réponse de la sous-structure est donnée par la superposition des réponses stationnaires du sous-système soumis à une vibration forcée harmonique de fréquence ω (fig. 8.1). Ces trois modèles sont résolus séparément en imposant la continuité de déplacements et d'efforts à l'interface sol-structure. La solution complète est obtenue par la combinaison suivante :

$$\text{Solution complète} = (I) - (II) + (III)$$

Les calculs sont effectués dans le domaine fréquentiel par le calcul des fonctions de transfert à des fréquences données entre 0,1 et 34 Hz. La fonction de transfert détermine la réponse du système modélisé avec SASSI quand il est soumis à un déplacement harmonique unitaire à une fréquence donnée.

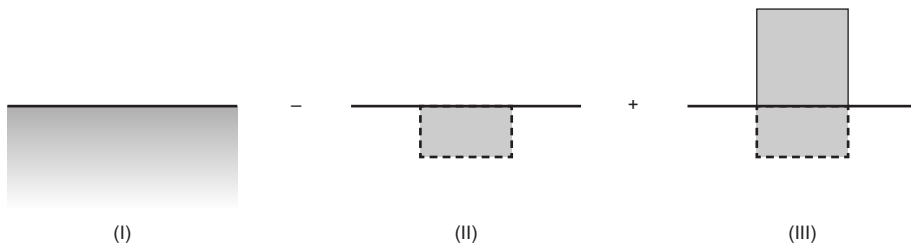


Fig. 8.1. Principe de superposition de la méthode de volume

Les fonctions de transfert en un point permettent de calculer l'amplification du mouvement sismique en fonction de la fréquence. Les fréquences pour lesquelles une importante amplification du déplacement est observée s'apparentent aux fréquences propres de la structure que l'on obtiendrait par analyse modale. Les réponses temporelles de la structure aux accélérogrammes d'excitation sont ensuite déterminées à l'aide d'une transformée de Fourier inverse.

Le sol en dehors de l'emprise de la structure est modélisé par des couches horizontales supposées homogènes en plan et s'étendant à l'infini. Le sol dit « excavé », c'est-à-dire occupant le volume de la partie enterrée de la structure avant la réalisation de celle-ci, est modélisé en éléments finis volumiques (fig. 8.2).

Les nœuds situés à l'interface entre les couches de sol et la structure sont appelés nœuds d'interaction. C'est dans cet ensemble de nœuds d'interaction que les conditions de compatibilité des déplacements et de contraintes seront imposées lors de la résolution des équations d'équilibre dynamique de chaque sous-structure.

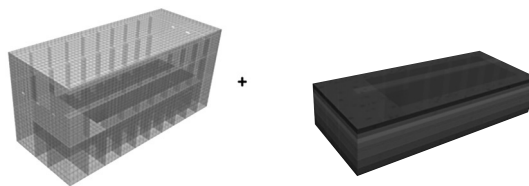


Fig. 8.2. Vue du modèle aux éléments finis d'un bâtiment enterré et du sol excavé – modèle effectué à l'aide du logiciel SASSI 2010 et visualisation à l'aide du logiciel Paraview

Il est important de noter que le calcul est effectué dans le domaine de la fréquence et qu'il est fondé sur le principe de superposition. Par conséquent, il s'agit d'un calcul linéaire d'interaction sol-structure. Les non-linéarités du sol sont prises en compte grâce à des propriétés linéaires équivalentes qui tiennent compte du niveau de déformation du sol (cf. chapitre 5, § 5.3). Cette approche est valable pour des zones sismiques faible ou modérée, où il n'y a pas de forts comportements non linéaires. Généralement, lorsque les déformations dans le sol dépassent 1 %, il est fortement conseillé d'utiliser la méthode non linéaire.

CHAPITRE 9

Méthode du pushover tenant compte de l'ISS⁽¹⁾

9.1 Spectre réduit tenant compte de l'ISS

Référence est faite dans la suite de ce paragraphe aux règles américaines qui constituent un référentiel permettant de conduire simultanément une étude pushover et une étude d'interaction sol-structure.

Les fondamentaux de la méthode pushover sont identiques à ceux obtenus sur la base d'une étude sur appuis fixes. Le spectre est réduit au travers de l'utilisation d'un coefficient d'amortissement effectif β_0 qui représente l'amortissement effectif du système structure-fondations tenant compte de l'amortissement radiatif et hystérétique, par rapport au spectre d'amortissement 5 % (5 % étant l'amortissement intrinsèque de base retenu pour le cas d'une structure sur appuis fixes).

La méthode pushover permet également de prendre en compte des coefficients de réduction tenant compte de l'interaction cinématique par rapport au spectre d'amortissement corrigé β_0 :

- un coefficient de réduction tenant compte de la surface du radier : RRS_{bsa} ;
- un coefficient de réduction tenant compte de la profondeur de la fondation : RRS_e .

Le cumul de ces deux réductions ne doit pas dépasser 50 % suivant l'ASCE 41-13 :

$$RRS = RRS_{bsa} \cdot RRS_e \text{ et } RRS \geq 0,5.$$

REMARQUE

Notations

On utilise les notations de la langue anglaise : bsa « base slab averaging » ; e : « embedment » ; RRS : « Ratio of Response Spectra ».

Dans le repère S_a - S_d , le spectre modifié est représenté comme suit (fig. 9.1).

(1) Chapitre rédigé par Alan Jalil, Ingénieur ETP, MSci UCLA.

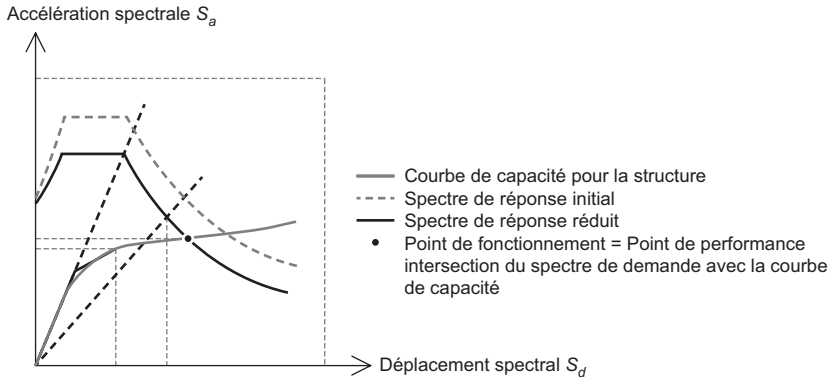


Fig. 9.1. Schéma de la méthode du pushover tenant compte des effets d'interaction sol-structure

Sur cette figure, le spectre réduit est le spectre d'amortissement effectif β_0 pondéré par les coefficients de réduction RRS_{bsa} et RRS_e .

9.1.1 Spectre d'amortissement effectif β_0

Ce paragraphe reprend certaines dispositions de l'ASCE 41-13 chapitre 8. Certaines limitations existent pour l'application de cet amortissement β_0 , définies dans la référence précitée. Elles concernent certaines structures et certains profils de sols.

L'amortissement corrigé est représenté par un terme d'amortissement β_0 tel que :

$$\beta_0 = \beta_f + \frac{\beta}{\left(\frac{\tilde{T}_{eff}}{T_{eff}}\right)^3} \leq 20$$

avec :

β_f : amortissement radiatif du système fondation-sol ;

β : amortissement de la structure (5 %) ;

$\frac{\tilde{T}_{eff}}{T_{eff}}$: ratio d'élongation effectif de la période pour prise en compte de l'interaction sol-structure.

Le terme β_f s'écrit :

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

avec :

$$a_1 = c_e \exp \left(4,7 - 1,6 \frac{h}{r_\theta} \right)$$

$$a_2 = c_e \left[25 \ln \left(\frac{h}{r_\theta} \right) - 16 \right]$$

$$c_e = 1,5 \left(\frac{e}{r_x} \right) + 1$$

r_x : rayon équivalent de la fondation pour la translation : $r_x = \sqrt{A_{base}/\pi}$

Table des matières

Sommaire	5
Préface.....	7
Préambule.....	11
Avant-propos.....	13
Remerciements	15
CHAPITRE 1 Historique et généralités	17
1.1 Rappels historiques et mesures	17
1.1.1 Périodes du système bâtiment-sol	18
1.1.2 Accélérations mesurées et accélérations en champ libre.....	19
1.1.3 Approches théoriques et expérimentales.....	19
1.1.4 Tentatives d'approches réglementaires	20
1.2 Observations expérimentales de l'interaction sol-structure	20
1.2.1 Mesures d'accélérations, de vitesses et de déplacements.....	20
1.2.2 Effets d'interaction inertielle et cinématique.....	22
1.2.3 Ondes sismiques incidentes	22
1.3 Modèle avec concentration des masses	22
1.3.1 Modèle brochette	22
1.3.2 Modèle simplifié de la structure pour une interaction sol-structure sous cas statique.....	23
1.4 Mouvement de corps rigide <i>versus</i> mouvement aléatoire	24
1.5 Références	25
CHAPITRE 2 Aspect normatif actuel	29
2.1 Interaction sol-structure (ISS)	29
2.2 Rappel des exigences de l'Eurocode 8 (version 2005)	29
2.2.1 Dispositions de l'Eurocode 8.....	29
2.2.2 Dispositions du projet de futur Eurocode 8-5	31

2.2.3	Prescriptions pour les différentes méthodes d'analyse selon le projet du futur EC 8-5 d'avril 2024 (projet définitif)	32
2.2.3.1	<i>Cas des analyses en force (cf. EC 8-5 § 8.2.1 projet définitif d'avril 2024).</i>	32
2.2.3.2	<i>Méthodes en déplacement</i>	32
2.2.3.3	<i>Analyses en « time history » (analyse temporelle).</i>	33
2.2.3.4	<i>Modélisation de l'effet cinématique (projet définitif du futur EC 8-5 § 8.3 d'avril 2024)</i>	33
2.2.3.5	<i>Combinaison des effets inertiels et cinématiques et évaluation des efforts internes</i>	34
2.2.3.6	<i>Modélisation simultanée des effets inertiel et cinématique</i>	34
2.3	Limitations	34
2.4	Littérature existante	35
2.4.1	Règlements	35
	<i>Règles antérieures</i>	36
2.4.2	Ouvrages généraux	36
2.4.3	Interaction sol-structure	36
2.4.4	Structures et ouvrages	37
2.5	Approche de l'ASCE	38
2.5.1	Méthodologie	38
2.5.1.1	<i>Calcul de la période fondamentale de la structure étudiée sans prendre en compte l'ISS</i>	39
2.5.1.2	<i>Calcul de l'effort tranchant à la base sans prendre en compte l'ISS</i>	40
2.5.1.3	<i>Calcul du ratio d'élongation effectif de la période avec prise en compte de l'ISS</i>	40
2.5.1.4	<i>Calcul du taux d'amortissement effectif du système sol-structure β_0</i>	41
2.5.1.5	<i>Calcul du coefficient sismique : \tilde{C}_s</i>	45
2.5.1.6	<i>Calcul de la réduction de l'effort tranchant global à la base</i>	46
2.5.1.7	<i>Modification du spectre pour l'analyse modale</i>	46
2.5.1.8	<i>Modification du spectre pour les effets de l'interaction cinématique pour l'analyse non linéaire</i>	46
2.5.1.9	<i>Méthode antérieure à 2016</i>	47
2.5.2	Recommandations de la méthodologie décrite pour plusieurs cas courants	51
2.5.2.1	<i>Pour un radier de forme circulaire</i>	51
2.5.2.2	<i>Pour un radier avec d'autres formes de fondation</i>	52
2.5.2.3	<i>Pour des fondations sur des semelles isolées</i>	52
2.5.2.4	<i>Cas particuliers</i>	53
2.5.3	Calcul des déplacements horizontaux de la structure tenant en compte l'interaction sol-structure	53

2.5.4	Évaluation des effets de l'interaction inertielle sol-structure – application à l'analyse modale.....	54
2.5.5	Références du § 2.5.....	55
CHAPITRE 3	Définition et présentation du phénomène.....	57
3.1	Caractéristiques dynamiques des sols	57
3.1.1	Détermination des caractéristiques de sol.....	57
3.1.1.1	<i>Essais in situ</i>	57
3.1.1.2	<i>Essais de laboratoire</i>	63
3.1.2	Quelles caractéristiques ?	66
3.1.3	Variation du module et de l'amortissement.....	67
3.1.3.1	<i>Distorsion, module de déformation et amortissement</i>	67
3.1.3.2	<i>Corrélations</i>	69
3.1.4	Courbes de variation.....	71
3.1.4.1	<i>Courbes</i>	71
3.1.4.2	<i>Distorsion</i>	72
3.1.4.3	<i>Courbes déduites des données expérimentales</i>	73
3.1.5	Paramétrage des caractéristiques de sol.....	78
3.1.6	Estimation du coefficient de Poisson (ν)	78
3.1.7	Module de Young sécant.....	79
3.1.8	Modules dynamiques.....	80
3.1.9	Références du § 3.1.....	80
3.2	Corrélations	82
3.2.1	Valeurs issues de l'essai pressiométrique.....	83
3.2.1.1	<i>Corrélations entre V_s et E_M</i>	83
3.2.1.2	<i>Corrélation entre G_{max} et pl</i>	84
3.2.2	Valeurs issues du CPT.....	86
3.2.2.1	<i>Corrélations de Baldi et al. avec V_s (1989)</i>	86
3.2.2.2	<i>Corrélations de Mayne et Rix avec V_s (1993)</i>	86
3.2.2.3	<i>Corrélations de Hegazy et Mayne avec V_s (1995)</i>	86
3.2.2.4	<i>Corrélations de Lunne et Christoffersen (1983)</i>	87
3.2.2.5	<i>Corrélations directes avec G_{max}</i>	87
3.2.2.6	<i>Valeurs types et avis sur les différentes équations proposées</i>	87
3.2.3	Valeurs issues du <i>Standard Penetration Test (SPT)</i>	88
3.2.3.1	<i>Corrélations pour tous types de sols</i>	90
3.2.3.2	<i>Corrélations pour les argiles et les silts</i>	90
3.2.3.3	<i>Corrélations pour les sables</i>	90
3.2.3.4	<i>Corrélations pour les graviers</i>	90

3.2.3.5	Corrélations de N avec D_r	91
3.2.3.6	Valeurs types et avis sur les diverses équations proposées	93
3.2.4	Corrélations avec la cohésion non drainée C_u	93
3.2.5	Références du § 3.2.....	94
3.3	Liaison Géotechnicien – Ingénieur de structures	96
3.3.1	Paramètres d'interface	96
3.3.2	Processus itératif	98
3.3.3	Erreurs fréquentes	98
3.4	Amortissement matériel et radiatif	98
3.5	Interactions inertielle et cinématique	99
3.5.1	Généralités.....	99
3.5.2	Interaction inertielle	99
3.5.3	Interaction cinématique	101
3.5.4	Cumul entre interaction inertielle et interaction cinématique.....	102
3.5.4.1	Prise en compte des effets cinématiques selon l'Eurocode 8	102
3.5.4.2	Pondération des effets inertiels et cinématiques.....	102
3.5.4.3	Combinaison des effets inertiels et cinématiques selon le futur EN 1998-5 d'avril 2024 (projet définitif) § 8.4.....	103
3.5.4.4	Méthode pour la combinaison des effets inertiels et cinématiques pour les fondations sur pieux.....	103
3.5.5	Modélisation simultanée des effets inertiels et cinématiques	105
3.5.6	Références	106
3.6	Calcul de la déformée et de la période de vibration du sol	107
3.6.1	Introduction	107
3.6.1.1	Méthode de l'analyse modale	107
3.6.1.2	Méthode des fonctions de transfert.....	107
3.6.2	Cas d'un sol déformable homogène	108
3.6.2.1	Problème posé	108
3.6.2.2	Mode fondamental.....	109
3.6.2.3	Modes propres de rang supérieur à 1.....	110
3.6.2.4	Efforts dans les pieux : quelques résultats pour le cas du sol déformable homogène	112
3.6.3	Cas d'un sol déformable monocouche avec des propriétés variant avec la profondeur.....	113
3.6.3.1	Cas d'un sol avec G variant linéairement avec la profondeur	114
3.6.3.2	Calcul approché de la période propre (moyenne des modules).....	119

3.6.3.3	Cas d'un sol avec G augmentant avec la profondeur selon une loi en puissance p	121
3.6.3.4	Méthode graphique de Dobry et al. (1976).....	125
3.6.3.5	Méthodes simplifiées pour calculer la période fondamentale pour un sol monocouche.....	130
3.6.4	Cas d'un sol multicouche (méthodes approchées pour le mode fondamental).....	140
3.6.4.1	Méthodes basées sur une célérité moyenne.....	140
3.6.4.2	Méthode de Rayleigh simplifiée	142
3.6.4.3	Méthode de Dobry/Madera (1970/1976)	148
3.6.5	Cas d'un sol multicouche (solution analytique exacte).....	158
3.6.5.1	Profil de sol multicouches – Équations de base	158
3.6.5.2	Équations pour les modes propres	160
3.6.5.3	Solution du problème du sol multicouches.....	161
3.6.5.4	Implémentation de la méthode analytique exacte à l'aide d'un tableur.....	168
3.6.5.5	Comparaison des méthodes pour le mode fondamental : exemples numériques	176
3.6.6	Méthode des fonctions de transfert. Programme SHAKE.....	183
3.6.6.1	Hypothèses et solution analytique	183
3.6.6.2	Fonctions de transfert	186
3.6.6.3	Vibrations non harmoniques et transitoires	188
3.6.6.4	Méthode linéaire équivalente.....	189
3.6.6.5	Fonctionnalités du programme SHAKE. Limitations.....	189
3.6.7	Références	192
3.7	Importance de la présence d'une couche molle dans la modification de l'effet de site.....	194
CHAPITRE 4	Mise en équations. Méthodes simplifiées pour le calcul des impédances dynamiques	197
4.1	Introduction	197
4.2	Définition	197
4.3	Mise en équations.....	199
4.4	Méthodes simplifiées pour le calcul d'impédances.....	201
4.4.1	Raideurs statiques	201
4.4.1.1	Fondation circulaire.....	202
4.4.1.2	Fondation rectangulaire	202
4.4.1.3	Semelle filante.....	203
4.4.2	Formules de Deleuze.....	203

4.4.3	Formules de Newmark et Rosenblueth	208
4.4.4	Formules de Gazetas	211
4.4.4.1	<i>Introduction</i>	211
4.4.4.2	<i>Fondation rigide sur un demi-espace homogène</i>	214
4.4.4.3	<i>Fondation rigide sur un demi-espace homogène – Effet de l'encastrement</i>	222
4.4.4.4	<i>Fondation sur une couche de sol surmontant un substratum rigide</i>	230
4.4.4.5	<i>Fondation sur une couche de sol surmontant un substratum rigide – Effet de l'encastrement</i>	237
4.4.5	Formules de Pais et Kausel.....	239
4.4.5.1	<i>Raideurs « statiques »</i>	239
4.4.5.2	<i>Raideurs dynamiques</i>	239
4.4.5.3	<i>Calcul de l'amortissement radiatif en fonction de la fréquence</i>	241
4.4.6	Influence du coefficient de Poisson ν	242
4.4.7	Incidence de la flexibilité du radier	244
4.4.7.1	<i>Rappel : poutre sur sol élastique</i>	244
4.4.7.2	<i>Critère de Hetényi (1946)</i>	245
4.4.7.3	<i>Formule de Meyerhof</i>	246
4.4.7.4	<i>Cas d'une fondation sur pieux</i>	247
4.4.7.5	<i>Incidence de la flexibilité sur les impédances</i>	247
4.4.8	Incidence de l'approximation par une fondation circulaire	252
4.4.9	Autre formulation des raideurs statiques	252
4.4.10	Références du § 4.4.....	253
4.5	Méthode du cône	256
4.5.1	Cas du sol homogène	256
4.5.1.1	<i>Translation verticale</i>	257
4.5.1.2	<i>Autres cas de mouvements</i>	258
4.5.2	Développements pour divers cas de fondations.....	258
4.5.2.1	<i>Ondes se propageant dans un sol multicouches</i>	258
4.5.2.2	<i>Cas d'un sol monocouche sur un substratum</i>	258
4.5.2.3	<i>Cas d'une fondation enterrée</i>	259
4.5.3	Algorithme de calcul pour implémenter la méthode du cône (CONAN)	259
4.5.4	Références du § 4.5.....	261
4.6	Cas des fondations profondes	262
4.6.1	Impédances de pieux unitaires	262
4.6.1.1	<i>Méthode de Novak (1974)</i>	262
4.6.1.2	<i>Méthode de Gazetas (1991)</i>	263
4.6.2	Impédance de groupe de pieux.....	267

4.6.2.1	<i>Comportement qualitatif</i>	267
4.6.2.2	<i>Paramètres d'influence</i>	267
4.6.2.3	<i>Approche analytique de l'interaction entre pieux</i>	269
4.6.2.4	<i>Évaluation de l'impédance de groupe</i>	270
4.6.3	Références du § 4.6.....	271
CHAPITRE 5	Méthodes numériques pour le calcul d'impédances	273
5.1	Méthodes numériques globales pour le calcul d'impédances	273
5.1.1	Conditions aux limites.....	273
5.1.1.1	<i>Frontière avec des amortisseurs progressifs</i>	274
5.1.1.2	<i>Frontière de type ressort-amortisseur</i>	274
5.1.2	Maillage.....	275
5.1.2.1	<i>Taille de l'élément</i>	275
5.1.2.2	<i>Taille de la portion de sol</i>	275
5.2	Méthodes de sous-structures	276
5.2.1	Principe.....	276
5.2.2	Procédure de calcul d'impédances dynamiques.....	277
5.2.3	Logiciel SASSI 2010.....	278
5.2.3.1	<i>Présentation</i>	278
5.2.3.2	<i>Une approche par sous-domaines</i>	279
5.3	Méthode linéaire équivalente	279
5.4	Exemples	281
5.4.1	Impédances dynamiques d'une fondation circulaire superficielle.....	281
5.4.2	Impédance négative ? Comment prendre en compte cet effet.....	282
5.5	Références	287
CHAPITRE 6	Comment mener un calcul ISS	289
6.1	Méthode de Winkler	289
6.1.1	Retour sur la méthode de Winkler.....	289
6.1.2	Ordre de grandeur des caractéristiques statiques des sols.....	294
6.1.2.1	<i>Coefficient de réaction en statique</i>	294
6.1.2.2	<i>Formules de Terzaghi et de Vesic</i>	294
6.1.3	Coefficient de réaction suivant l'Eurocode 7.....	295
6.1.4	Références du § 6.1.....	296

6.2	Méthodes simplifiées de prise en compte des pieux de fondations	296
6.2.1	Pieux sous charges verticales	296
6.2.1.1	<i>Phase esquisse</i>	296
6.2.1.2	<i>Analyse d'un pieu avec ressorts verticaux répartis</i>	296
6.2.1.3	<i>Matrice de souplesse d'un pieu</i>	297
6.2.1.4	<i>Formules pour la raideur verticale</i>	299
6.2.2	Pieux sous charges horizontales	300
6.2.2.1	<i>Phase esquisse</i>	300
6.2.2.2	<i>Méthode de Terzaghi</i>	301
6.2.2.3	<i>Formules à partir des essais pressiométriques</i>	302
6.2.2.4	<i>Formules de l'Eurocode 8-5 (2005)</i>	304
6.2.2.5	<i>Lois d'interaction suivant la norme NF P 94-262</i>	304
6.2.2.6	<i>Raideur du sol en fonction de la direction d'application de l'effort (exemple)</i>	309
6.2.3	Courbes t-z	310
6.2.4	Courbes p-y	310
6.2.4.1	<i>Rappels analytiques</i>	310
6.2.4.2	<i>Utilisation des essais pressiométriques et pénétrométriques</i>	310
6.2.4.3	<i>Lois de comportements non linéaires statiques et cycliques pour les sables</i>	311
6.2.4.4	<i>Lois de comportements non linéaires statiques et cycliques pour les argiles</i>	317
6.2.5	Prise en compte d'un effet de groupe (pieux sous charges horizontales)	319
6.2.5.1	<i>Approche des facteurs multiplicateurs-p</i>	320
6.2.5.2	<i>Approche du coefficient de groupe</i>	322
6.2.5.3	<i>Effet de groupe d'après la norme NF P 94-262</i>	322
6.2.6	Références du § 6.2	324
6.3	Prise en compte de la liquéfaction des sols	326
6.3.1	Estimation du risque de liquéfaction	327
6.3.1.1	<i>Susceptibilité des sols à la liquéfaction</i>	327
6.3.1.2	<i>Critères physiques</i>	329
6.3.1.3	<i>Critères physiques liés à l'essai CPT</i>	332
6.3.1.4	<i>Critères de résistance</i>	334
6.3.1.5	<i>Méthodes numériques d'estimation du risque de liquéfaction</i>	347
6.3.1.6	<i>Approche globale probabiliste</i>	349
6.3.1.7	<i>Effets liés à la présence d'une couche critique</i>	349
6.3.2	Conception des pieux dans des zones potentiellement liquéfiables	350
6.3.2.1	<i>Séisme, liquéfaction et écoulement latéral</i>	350

6.3.2.2	<i>Recommandations techniques de caractère général pour le dimensionnement</i>	351
6.3.3	Prise en compte de la liquéfaction dans le dimensionnement des pieux	352
6.3.3.1	<i>Propriétés mécaniques des sols après liquéfaction</i>	352
6.3.3.2	<i>Détermination des propriétés des couches liquéfiées selon JRA 1996</i>	353
6.3.3.3	<i>Estimation des efforts induits par la liquéfaction dans les pieux</i>	354
6.3.3.4	<i>Combinaison des actions inertielles et cinématiques</i>	355
6.3.3.5	<i>Dimensionnement des pieux en site liquéfiable dans le cadre d'un avant-projet</i>	357
6.3.4	Exemple d'application.....	357
6.3.4.1	<i>Estimation du risque de liquéfaction</i>	357
6.3.4.2	<i>Dimensionnement des pieux dans les zones liquéfiables</i>	363
6.3.4.3	<i>Seismic deformation method</i>	372
6.3.5	Références du § 6.3.....	374
6.4	Modélisation du phénomène	377
6.4.1	Méthode de calage d'impédances pour une fondation superficielle.....	377
6.4.1.1	<i>Comment introduire ces impédances dans un modèle aux éléments finis ?</i> ..	377
6.4.1.2	<i>Quid de l'amortissement ?</i>	380
6.4.1.3	<i>Comment caler les termes d'impédances ?</i>	380
6.4.2	Méthode de calage d'impédance pour un bâtiment enterré	380
6.5	Conditions aux limites	383
6.5.1	Introduction	383
6.5.2	Influence des conditions aux limites. Conditions les plus courantes	384
6.5.2.1	<i>Bords rigides ou simples</i>	384
6.5.2.2	<i>Bords visqueux ou absorbants</i>	385
6.5.3	Références du § 6.5.....	386
6.6	Cumul des effets : limitation dissipation ductile et sol	387
6.6.1	Approche générale	387
6.6.2	Diminution du coefficient de comportement et de l'amortissement équivalent	389
6.6.3	Coefficient de comportement avec interaction sol-structure.....	392
6.6.3.1	<i>Coefficient de comportement avec ISS</i>	392
6.6.3.2	<i>Amortissement avec ISS</i>	393
6.6.3.3	<i>Commentaire sur les valeurs de $q_{D,SSI}$ et q_D</i>	394
6.6.3.4	<i>Exemples : coefficient de comportement avec ISS</i>	394
6.7	Valeurs de l'amortissement à prendre en compte dans les calculs	396

6.7.1	Valeurs de l'amortissement à partir de mesures	396
6.7.2	Futurs Eurocodes 8-5 et 8-1-1.....	398
6.8	Soulèvement des fondations, basculement (<i>rocking</i>)	398
6.8.1	Introduction	398
6.8.2	Principe du <i>rocking</i>	398
6.8.3	Théorie de Housner.....	399
6.8.4	Exemple numérique.....	403
6.8.4.1	<i>Période de rocking</i>	405
6.8.4.2	<i>Amortissement</i>	405
6.8.5	Analyse simplifiée : soulèvement des fondations (Chopra).....	405
6.8.6	Analyse non linéaire.....	407
6.8.6.1	<i>Analyse de Gazetas</i>	407
6.8.6.2	<i>Analyse de Geomod/Roby</i>	412
6.8.7	Conclusion.....	414
6.8.8	Références du § 6.7 et du § 6.8.....	415
6.9	Retour sur le principe de justification d'une section de pieu en contexte sismique	416
6.9.1	Module d'élasticité du béton.....	417
6.9.2	Méthode de calcul de l'effort normal	417
6.9.3	Modèle de Frank et Zhao.....	418
6.9.4	Méthode en deux étapes pour calculer l'effort normal en situation sismique	419
6.9.5	Valeurs de frottement latéral limite à considérer dans le calcul de l'effort normal dans une section de pieu en situation sismique.....	420
6.9.5.1	<i>Rôle de la mobilisation du frottement latéral dans la valeur de l'effort normal</i>	420
6.9.5.2	<i>Facteur majorant</i>	421
6.9.6	Exemples numériques.....	422
6.9.6.1	<i>Influence de la valeur de q_s</i>	422
6.9.6.2	<i>Influence du module du béton</i>	423
6.9.6.3	<i>Cas ascendant : efforts de traction dans des sections de pieux</i>	425
6.9.6.4	<i>Cas ascendant : comparaison des trajets de chargements</i>	425
6.9.7	Possibilité d'une méthode approchée pour un dimensionnement préliminaire	427
6.9.7.1	<i>Cas de l'effort sismique descendant</i>	427
6.9.7.2	<i>Cas de l'effort sismique ascendant</i>	427
6.9.8	Conclusion.....	427

6.9.9	Justification du facteur majorant de 1,5.....	428
6.9.9.1	<i>Résultats d'essais de chargements concernant le frottement latéral</i>	428
6.9.9.2	<i>Analyse des valeurs de q_s mesurées (Charara, 2022)</i>	428
6.9.9.3	<i>Conclusion pour le facteur majorant</i>	430
6.9.10	Références du § 6.9.....	432
CHAPITRE 7	Exemples et applications	433
7.1	Quand l'ISS est-elle utile ?	433
7.1.1	Cas d'un bâtiment rigide sur sol mou modélisé sur appuis fixes : méthode simplifiée.....	433
7.1.2	Cas d'un bâtiment avec voiles couplés à des ossatures portiques.....	434
7.1.2.1	<i>Cas n° 1 : la structure est considérée encastrée en pied</i>	434
7.1.2.2	<i>Cas n° 2 : prise en compte de l'interaction sol-structure par ressorts de sol équivalents</i>	435
7.2	Exemple suivant les méthodes simplifiées de l'ASCE	437
7.2.1	Hypothèses.....	438
7.2.2	Calculs.....	439
7.2.2.1	<i>Module de cisaillement effectif G</i>	439
7.2.2.2	<i>Calcul des raideurs</i>	439
7.2.2.3	<i>Calcul des périodes propres du mode fondamental</i>	440
7.2.2.4	<i>Calcul de l'amortissement effectif de la fondation β_0</i>	441
7.2.2.5	<i>Calcul de h^* et de M^*</i>	446
7.3	Exemple de fondations superficielles	446
7.3.1	Exemple de radier sur une couche de sol avec substratum.....	446
7.3.1.1	<i>Raideur</i>	449
7.3.1.2	<i>Amortissement</i>	450
7.3.2	Comparaison analytique/numérique.....	450
7.3.2.1	<i>Raideurs « statiques »</i>	450
7.3.2.2	<i>Raideurs dynamiques en fonction de la fréquence</i>	453
7.3.2.3	<i>Calcul de l'amortissement en fonction de la fréquence</i>	458
7.4	Exemple de fondations profondes	471
7.4.1	Exemple.....	471
7.4.1.1	<i>Pieu unique</i>	471
7.4.1.2	<i>Groupe de pieux</i>	474
7.4.2	Comparaison analytique/numérique.....	476
7.4.2.1	<i>Comparaison des raideurs</i>	477
7.4.2.2	<i>Comparaison des amortissements</i>	481

7.4.3	Références du § 7.4.....	490
7.5	Exemple de plusieurs bâtiments reliés par des longrines.....	490
7.5.1	Modélisation des bâtiments adjacents par des masses concentrées.....	491
7.5.2	Modélisation des bâtiments adjacents par des modèles brochettes.....	491
7.5.3	Exemple numérique.....	493
7.6	Exemple d'un bâtiment élancé avec niveaux enterrés.....	494
7.6.1	Rappels sur la hauteur de dimensionnement.....	494
7.6.1.1	<i>Méthode forfaitaire – article 6.2.3.3 du PS92.....</i>	<i>495</i>
7.6.1.2	<i>Catégories de sol selon PS92, tableau 2 article 5.2.....</i>	<i>495</i>
7.6.2	Cas d'un bâtiment enterré avec parois de soutènement périmétriques.....	496
7.6.3	Influence de la méthode d'analyse sismique sur le dimensionnement de la fondation.....	497
7.6.4	Références du § 7.6.....	497
CHAPITRE 8	Calculs ISS avancés.....	499
8.1	Méthode du volume flexible.....	499
8.1.1	Méthodologie générale.....	499
8.1.2	Interface de la structure et du sol.....	501
8.2	ISS probabiliste.....	501
8.2.1	Introduction à l'approche probabiliste.....	501
8.2.2	Utilisation de la simulation de Monte Carlo.....	502
8.2.3	Variables aléatoires et corrélations.....	503
8.2.4	Modélisation probabiliste des profils de sol.....	503
8.2.4.1	<i>Génération de la stratigraphie.....</i>	<i>504</i>
8.2.4.2	<i>Célérités des ondes de cisaillement.....</i>	<i>504</i>
8.2.4.3	<i>Modélisation des propriétés mécaniques du sol.....</i>	<i>506</i>
8.2.4.4	<i>Variabilité de la profondeur du substratum rocheux.....</i>	<i>507</i>
8.2.5	Conclusion.....	507
8.2.6	Références du § 8.2.....	507
8.3	Interaction Structure-Sol-Structure (ISSS).....	508
8.3.1	Introduction.....	508
8.3.2	Prise en compte du phénomène.....	509
8.3.3	Modification des impédances dynamiques.....	510
8.3.4	Modification du mouvement de la fondation.....	511

8.3.5	Références du § 8.3.....	511
CHAPITRE 9	Méthode du pushover tenant compte de l'ISS.....	513
9.1	Spectre réduit tenant compte de l'ISS.....	513
9.1.1	Spectre d'amortissement effectif β_0	514
9.1.2	Coefficients de réduction RRS_{bsa} et RRS_e	515
9.1.2.1	<i>Effet de la surface du radier</i>	515
9.1.2.2	<i>Effet de l'encastrement</i>	516
9.2	Paramètres non linéaires des appuis en pied de la structure.....	518
9.2.1	Méthode non linéaire avec une fondation rigide.....	518
9.3	Exemple d'une structure simple de type portique.....	520
9.3.1	Lois de comportement non linéaires pour les éléments de structure.....	521
9.3.1.1	<i>Cas des poteaux</i>	521
9.3.1.2	<i>Cas des poutres</i>	521
9.3.1.3	<i>Cas des éléments de type croix de Saint-André</i>	522
9.3.2	Structure sur différents types de configuration de sols d'assise (cas du radier rigide).....	522
9.3.3	Cas du radier sur pieux (méthode simplifiée).....	524
9.3.4	Courbes pushover et points de performance suivant les configurations.....	526
9.4	Cas d'une pile de pont.....	528
9.4.1	Structure de base étudiée.....	528
9.4.2	Loi p-y.....	530
9.4.3	Loi t-z.....	531
9.4.4	Loi Q-z.....	531
9.4.5	Courbes en poussée progressive.....	532
9.4.6	Comparaison des sollicitations dans les pieux tendus par différentes méthodes d'analyse.....	536
9.4.6.1	<i>Spectres sismiques et accélérogrammes</i>	536
9.4.6.2	<i>Sollicitations de moment fléchissant dans les pieux (analyse avec accélérogrammes)</i>	537
9.5	Références.....	539
	Index.....	541

Guide de l'Interaction Sol-Structure

dans la construction parasismique

La compréhension et la prise en compte des interactions entre le sol et la structure sont essentielles pour concevoir des bâtiments résistants en zone sismique. En effet, lors d'un séisme, la réponse d'un ouvrage dépend autant de sa conception, que des propriétés du terrain sur lequel il repose.

Cet ouvrage propose une synthèse claire et complète des connaissances théoriques et techniques sur l'Interaction Sol-Structure (ISS) ; il s'appuie sur la littérature scientifique internationale et sur les référentiels réglementaires et normatifs actuels (Eurocode 8 et ASCE notamment).

Ainsi, cet ouvrage de référence, fruit du travail d'experts reconnus et de renom, aborde :

- les méthodes de calculs d'interaction et de justification des éléments au séisme ;
- les caractéristiques dynamiques des sols : amortissement, déformée, période de vibration ;
- les équations et méthodes de calculs d'impédances pour différents types de fondations (superficielles, profondes, rigides, sur pieux, etc.) et leurs modélisations numériques associées ;
- les méthodes pour mener un calcul en contexte sismique pour les pieux et semelles de fondation, en tenant compte de la liquéfaction des sols, de la propagation des ondes, de l'amortissement, du basculement et du soulèvement ;
- des exemples de calculs appliqués à différentes configurations de bâtiments et de fondations ;
- une introduction à l'Interaction Structure-Sol-Structure (ISS) et aux comportements non linéaires.

De nombreux schémas et tableaux viennent illustrer les principes et les mettre en pratique.

Ce manuel constitue un outil pratique pour les ingénieurs et bureaux d'études en génie civil et géotechnique (conception et justification parasismique), un support fiable pour les experts et contrôleurs techniques (vérification et conformité réglementaires), ainsi qu'une ressource pédagogique et scientifique pour les enseignants-chercheurs et les élèves ingénieurs (compréhension approfondie et mise en pratique de l'Interaction Sol-Structure).

Wolfgang Jalil est Docteur ès Sciences, Professeur honoraire de l'École nationale des Ponts et Chaussées, Président d'honneur de l'AFPS (Association française de génie parasismique) et ancien expert près la cour d'appel de Versailles.

Issam Charara est Ingénieur civil des Ponts et Chaussées, Docteur de l'École nationale des Ponts et Chaussées et mathématicien. Ancien responsable scientifique du département d'études des structures d'Oger International, il est président de Experia Engineering.

Gildas Potin est Ingénieur diplômé de Polytech Grenoble en géotechnique et risques naturels, avec une expérience de plus de 35 ans dans le génie parasismique et l'ISS. Il est expert au sein de Tractebel Engie-Coyne et Bellier.

Carlos Carames est Ingénieur civil des Ponts et Chaussées et Ingénieur industriel (Universidad Politécnica de Madrid). Il compte plus de 18 ans d'expérience dans le domaine de la dynamique des sols et des structures et a fondé Dynamis Associates.

Sommaire

- **1** Historique et généralités
- **2** Aspect normatif actuel
- **3** Définition et présentation du phénomène
- **4** Mise en équation. Méthodes simplifiées pour le calcul des impédances dynamiques
- **5** Méthodes numériques pour le calcul d'impédances
- **6** Comment mener un calcul ISS
- **7** Exemples et applications
- **8** Calculs ISS avancés
- **9** Méthode du pushover tenant compte de l'ISS

**EXPERTISE
TECHNIQUE**
EDITIONS
LE MONITEUR

ISSN 2262-5089
ISBN 978-2-281-14827-5



9 782281 148275