

Méthode linéaire équivalent pour la propagation des ondes en 1D

Résumé

Ce document décrit la méthode linéaire équivalent et son implémentation dans *Code_Aster* dans la Macro-commande `DEFI_SOL_EQUI` [U4.81.31].

La méthode linéaire équivalent permet de calculer la réponse d'une colonne de sol unidimensionnelle, stratifiée horizontalement à la propagation verticale d'ondes de cisaillement (SV). Elle rend compte de façon approchée du comportement des sols sous chargement cyclique. La méthode de résolution du linéaire équivalent est une procédure itérative, où on évalue à chaque itération pour chaque couche de sol, des caractéristiques viscoélastiques linéaires équivalentes à partir des courbes de dégradation du module de cisaillement G et de l'augmentation de l'amortissement hystérotique mesurées expérimentalement.

La simplicité de la mise en œuvre, la qualité des résultats et la rapidité des calculs en font une méthode très utilisée dans l'ingénierie. La méthode linéaire équivalent est ainsi implantée dans de nombreux codes de calcul (SHAKE, FLUSH, CYBERQUAKE, DEEPSOIL, EERA,...).

L'application de la méthode linéaire équivalent reste valable tant que la déformation volumique du sol peut être négligée. Dans le cas contraire, il est nécessaire de se tourner vers des modèles non-linéaires intégrant le couplage cisaillement-pression moyenne (ou déformations déviatoriques-dilatance) tel que le modèle élasto-plastique cyclique de Hujeux [R7.01.23] (Loi de comportement cyclique de Hujeux pour les sols).

Traditionnellement le modèle linéaire équivalent est admis jusqu'à des déformations de distorsion en champ libre de l'ordre de 10^{-3} (Guide ASN/2/01). Ceci reste un ordre de grandeur de validité, qu'il est nécessaire d'adapter à la situation et aux phénomènes que l'on souhaite modéliser.

Le lecteur se reportera à la documentation d'utilisation de la Macro-commande [U4.84.31] ou aux cas-tests SDLS128a (Sollicitation sismique d'une colonne de sol avec le modèle linéaire équivalent, Comparaison avec SHAKE en déconvolution), SDLS141a (Sollicitation sismique d'une colonne de sol – Comparaison Benchmark PRENOLIN – Comparaison avec le modèle de Hujeux en faible déformation), et SDLX101e (Vérification du chaînage *MISS3D-Code_Aster* dans le cas d'un bâtiment de grande taille) pour avoir des cas d'applications.

Table des Matières

1Introduction.....	3
2Relation contrainte-déformation viscoélastique en une dimension.....	4
3Formulations du comportement linéaire équivalent.....	6
3.1Formulation de Schnabel.....	6
3.2Formulation de Lysmer.....	7
3.3Comparaison des énergies dissipées par les deux formulations.....	7
4Implantation du linéaire équivalent dans Code_Aster : Macro-Commande DEFI_SOL_EQUI.....	8
4.1Conditions limites du modèle.....	8
4.2Formulations du modèle linéaire équivalent.....	9
4.3Méthode de résolution.....	10
5Choix du coefficient de pondération de la déformation effective.....	12
6Description des versions du document.....	14
7Bibliographie.....	15

1 Introduction

Idriss and Seed (1967) [1] ont été les premiers à proposer une approche linéaire équivalent pour l'analyse de réponse de site à une sollicitation sismique. Plus tard, Schnabel et al. (1972) [2] ont implanté cette méthode dans le domaine fréquentiel avec le programme SHAKE. La méthode linéaire équivalent est depuis implantée dans plusieurs codes de calculs (SHAKE, FLUSH, CYBERQUAKE, DEEPSOIL, EERA,...) et dans *Code_Aster* sous l'opérateur `DEFI_SOL_EQUI`, [U4.84.31].

Cette méthode est adaptée pour l'évaluation de la réponse de profils de sol constitués de couches horizontales soumis à la propagation verticale d'ondes de cisaillement.

En effet le sol peut être en pratique considéré comme viscoélastique linéaire pour des distorsions vérifiant : $\gamma = 2 \epsilon_{xz} \leq 10^{-5}$. Pour des distorsions supérieures, le comportement du sol est décrit par des courbes expérimentales donnant la variation du module de cisaillement G et du pourcentage d'amortissement critique D en fonction de la distorsion (notée gamma $\gamma = 2 \epsilon_{xz}$) (voir Figure 1-1). On admet que cette démarche est acceptable jusqu'à des distorsions vérifiant : $\gamma = 2 \epsilon_{xz} \leq 10^{-3}$. Au-delà, il convient d'employer un modèle de comportement non linéaire couplant dilatance et distorsions.

Pour rappel, le module de cisaillement G est lié au module de Young E et à la célérité des ondes de cisaillement V_s par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \rho \cdot V_s^2 \text{ avec } \rho \text{ masse volumique, et } \nu \text{ coefficient de Poisson}$$

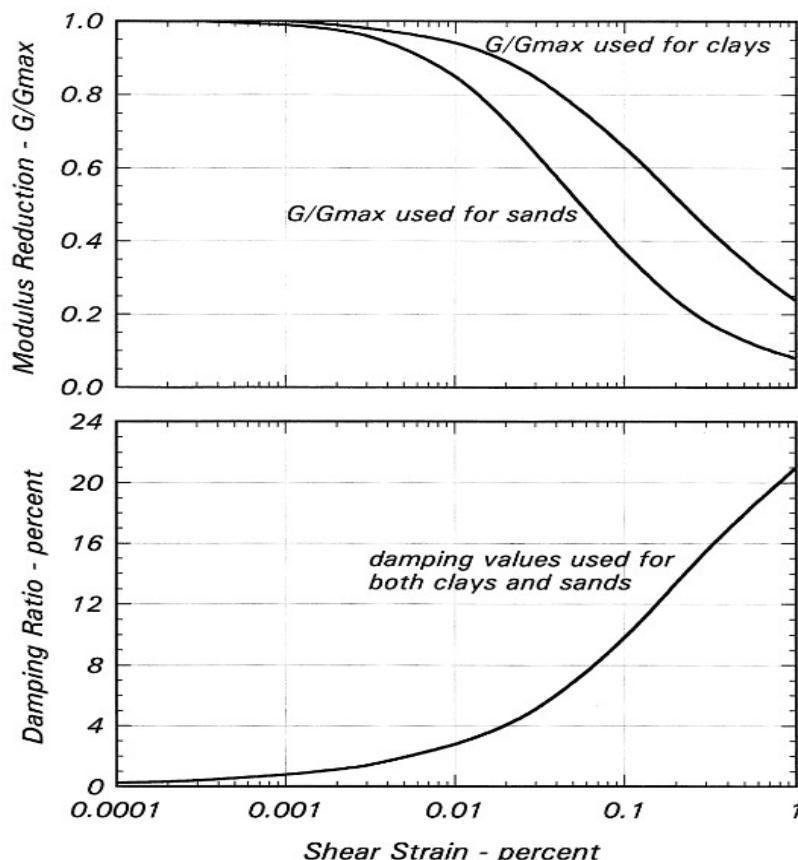


Figure 1-1 Exemple de courbe G/Gmax-Gamma et D-Gamma [9].

2 Relation contrainte-déformation viscoélastique en une dimension

Le modèle linéaire équivalent est basé sur le modèle rhéologique viscoélastique de Kelvin-Voigt. Ce dernier, représenté en Figure 2-1, est constitué en parallèle d'un ressort linéaire et d'un amortisseur linéaire représentant une résistance interne à la déformation.

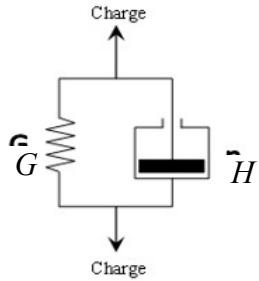


Figure 2-1 : Représentation du modèle rhéologique de Kelvin-Voigt.

La relation constitutive de ce modèle rhéologique est la suivante :

$$\sigma_{xz} = G\gamma + H \frac{\partial \gamma}{\partial t} = G\gamma + H \dot{\gamma}$$

avec σ_{xz} contrainte en cisaillement, γ la distorsion (égale à $2\varepsilon_{xz}$), G module de cisaillement et H le module de viscosité. Le point représente la dérivée temporelle.

Dans le cas d'une colonne de sol en dimension 1, en notant $u(z, t)$ le déplacement horizontal à une profondeur z et à un instant t donnés, la distorsion et sa dérive temporelle sont définies à partir du champ de déplacement $u(z, t)$:

$$\gamma = \frac{\partial u(z, t)}{\partial z}$$

$$\dot{\gamma} = \frac{\partial \gamma(z, t)}{\partial t} = \frac{\partial^2 u(z, t)}{\partial z \partial t}$$

Dans le cas d'un chargement harmonique $u(z, t) = U(z)e^{i\omega t}$, la distorsion et sa dérive s'écrivent :

$$\gamma(z, t) = \frac{\partial u(z, t)}{\partial z} = \frac{dU(z)}{dz} e^{i\omega t} = \Gamma(z) e^{i\omega t}$$

$$\dot{\gamma}(z, t) = i\omega \gamma(z, t)$$

avec $U(z)$ et $\Gamma(z)$ respectivement l'amplitude du déplacement et de la distorsion.

La relation contrainte-déformation constitutive du modèle de Kelvin-Voigt est définie alors :

$$\sigma_{xz}(z, t) = G\gamma + H\dot{\gamma} = G(1 + i\eta\omega)\gamma(z, t) = G^*\gamma(z, t)$$

avec G^* module de cisaillement complexe $G^* = (G + i\eta\omega)$; le facteur de perte est égal ici à $\eta\omega$

Lors d'un chargement cyclique symétrique, la réponse du sol présentent des cycles ou des boucles d'hystérésis dans le plan contrainte-déformation (voir Figure 2-2).

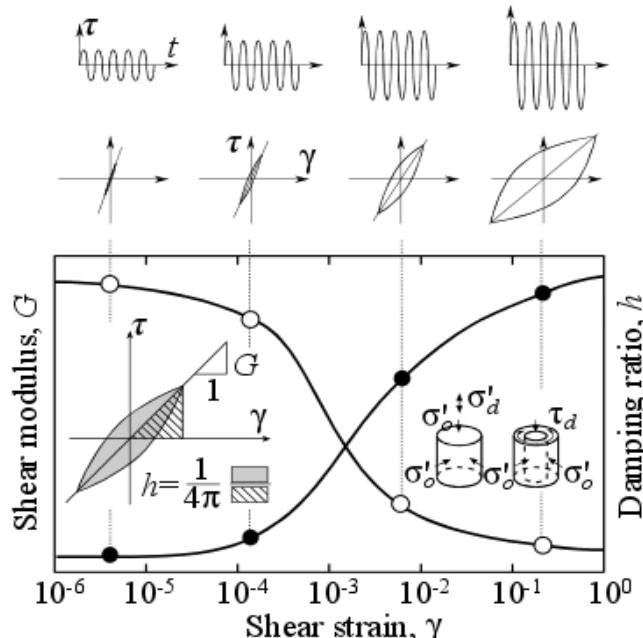


Figure 2-2. Réponse d'un sol à un chargement cyclique symétrique, σ_{xz} la contrainte en cisaillement, γ la distortion, D l'amortissement [4].

Ces boucles représentent la quantité d'énergie de déformation dissipée par le sol lors du chargement. Cette énergie peut être quantifiée en définissant le coefficient d'amortissement réduit D (voir la Figure 2-2) du sol par la relation suivante :

$$D = \frac{W_d}{4\pi W_s}$$

où W_d représente l'énergie dissipée dans un cycle complet de chargement (égale à l'aire intérieure formée par la boucle contrainte-déformation, en gris sur la Figure 2-1), et W_s l'énergie élastique emmagasinée par le sol lors du chargement pour le niveau de distortion γ_c (triangle inférieur, en hachuré sur la Figure 2-2).

Ces deux énergies sont calculées dans le cas d'un chargement harmonique $\gamma(t) = \gamma_c e^{i\omega t}$ avec le modèle de Kelvin-Voigt :

$$W_d = \oint_{\sigma_{xz}} \sigma_{xz} d\gamma = \oint_t^{t+\frac{2\pi}{\omega}} \Re[\sigma_{xz}] \Re\left[\frac{d\gamma}{dt}\right] dt = \pi \eta \omega \gamma_c^2$$

$$W_s = \frac{1}{2} \tau_c \gamma_c = \frac{1}{2} G \gamma_c^2$$

Pour le modèle viscoélastique de Kelvin-Voigt, l'énergie dissipée au cours d'un cycle de chargement dépend donc de la fréquence de sollicitation. Or l'expérience montre que pour les sols, l'énergie dissipée pendant le cisaillement est quasiment indépendante de la vitesse de déformation. L'amortissement résulte essentiellement de déformations plastiques irréversibles à l'échelle du grain. L'amortissement dans le sol est de nature plutôt hystérétique que visqueuse [5]. Le modèle de Kelvin-Voigt est ainsi modifié pour que les propriétés dissipatives soient équivalentes au matériau réel.

3 Formulations du comportement linéaire équivalent

3.1 Formulation de Schnabel

Schnabel et al. (1972) [2] relient la viscosité à l'amortissement du matériau D , par $H\omega=2GD$. L'amortissement critique du matériau D est la valeur mesuré en laboratoire et reporté sur les courbes D -gamma.

Le module de cisaillement complexe s'écrit alors :

$$G^* = (G + i\eta\omega) = (G + 2i.GD) = G(1 + 2i.D)$$

La raideur G est prise égale au module sécant G_s des courbes ($\sigma_{xz} - \gamma$) (voir Figure 2-2).

L'énergie dissipée dans un cycle s'écrit : $W_d = \pi\eta\omega\gamma_c^2 = \pi 2GD\gamma_c^2$

La valeur du module de cisaillement complexe est égal à : $|G^*| = G\sqrt{1+4D^2}$

Le module du module de cisaillement complexe $|G^*|$ et D augmente donc conjointement. La Figure 3.1-1 représente la valeur de $\frac{|G^*|}{G}$ en fonction de D . Par exemple, pour un coefficient d'amortissement réduit D de 20%, le module du module de cisaillement complexe est supérieur de 8% à la valeur de G .

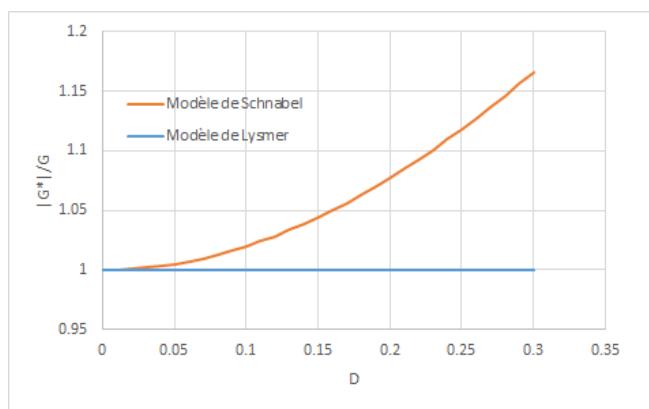


Figure 3.1-1. Évolution de $\frac{|G^*|}{G}$ en fonction de D pour le modèle de Schnabel, comparé à celle pour le modèle de Lysmer.

Pour résoudre ce problème, Lysmer a formulé un second modèle linéaire équivalent.

3.2 Formulation de Lysmer

La formulation de Lysmer consiste à réécrire le module de cisaillement complexe G^* pour s'assurer que le rapport $\frac{|G^*|}{G}$ soit toujours unitaire. Le module de cisaillement complexe s'écrit alors :

$$G^* = G((1 - 2D^2) + 2iD\sqrt{1 - D^2})$$

L'énergie dissipée dans un cycle est alors : $W_d = 2\pi G \sqrt{1 - D^2} \gamma_c^2$.

3.3 Comparaison des énergies dissipées par les deux formulations

La Figure 3.3-1 montre que le module complexe de cisaillement $|G^*|$ est surévalué avec la formulation de Schnabel, et rigoureusement égal à G pour la formulation de Lysmer.

L'énergie dissipée durant un cycle de chargement est également comparée entre les deux formulations en fonction de D . (Figure 3.3-1).

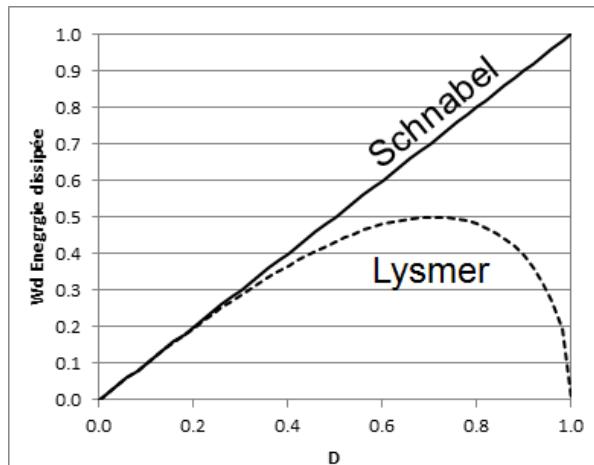


Figure 3.3-1 : Comparaison de l'énergie dissipée durant un cycle de chargement pour les deux formulations du linéaire équivalent en fonction de l'amortissement D [5].

L'énergie dissipée entre les deux formulations est la même jusqu'à environ $D=0.2$, puis la formulation de Lysmer dissipe moins d'énergie. Le domaine de validité du modèle linéaire équivalent fait que le domaine d'intérêt de ces courbes est sur l'intervalle $[0, 0.3]$. On remarque alors que même si $D_{Schnabel} < D_{Lysmer}$, le modèle de Schnabel peut dissiper davantage d'énergie que le modèle de Lysmer.

4 Implantation du linéaire équivalent dans Code_Aster : Macro-Commande DEFI_SOI_EQUI

La Macro-commande `DEFI_SOI_EQUI` [U4.84.31] permet de calculer la réponse d'une colonne de sol unidimensionnelle à une sollicitation sismique avec le modèle linéaire équivalent (formulation de Schnabel ou Lysmer) en convolution ou en déconvolution.

La méthode de résolution du modèle linéaire équivalent est une procédure itérative (boucle *Python™*), où sont évaluées à chaque itération pour chaque couche des caractéristiques linéaires équivalentes à partir des courbes de dégradation du module de cisaillement G et de l'augmentation de l'amortissement hystérétique.

La Macro-commande fournit en sortie les signaux temporels, les Spectres de Réponse d'Oscillateur (SRO), les déformations et contraintes temporelles à différentes profondeurs ainsi que les propriétés dégradées de sol en accord avec les niveaux de déformations de cisaillement calculées.

L'utilisateur doit donner en entrée de la Macro-commande :

- Une table donnant le rapport G/G_{max} en fonction de Gamma,
- Une table donnant l'amortissement réduit du matériau D en fonction de Gamma,
- Une table décrivant les caractéristiques matériaux initiaux des différentes couches (module de Young E , masse volumique ρ , coefficient de poisson ν , l'amortissement hystérétique AH).

L'amortissement hystérétique AH est égal à deux fois l'amortissement critique $AH = 2D$ (voir justification au §4.2.).

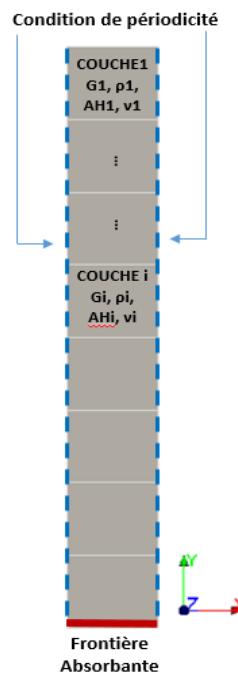
- Le maillage 2D de la colonne respectant une taille de maille $L_{max} < \frac{V_s}{8f_{coupe}}$,
- Un signal temporel imposé en condition de champ libre ou en rocher affleurant.

4.1 Conditions limites du modèle

Le modèle sous-jacent est une colonne de sol 2D avec les conditions aux limites suivantes :

- Bords droit et gauche de la colonne : Condition de périodicité. Cela signifie que les déplacements des nœuds des faces gauche et droite en vis-à-vis sont rendus égaux. Des couches horizontales infinies sont ainsi modélisées.
- Bas de la colonne : Affectation d'un élément de frontière absorbante (cf. [R4.02.05] Éléments de frontière absorbante). Le substratum est ainsi modélisé comme un milieu infini. Selon le coefficient donné à l'élément, une partie des ondes se réfléchit à l'interface, tandis que l'autre partie se dissipe (par amortissement radiatif).

La frontière absorbante adopte la modélisation `D_PLAN_ABSO`. Les autres éléments adoptent la modélisation `D_PLAN`.



4.2 Formulations du modèle linéaire équivalent

La Macro-commande modélise l'amortissement par un amortissement hystérétique (opérateur `DEFI_MATERIAL mot clé AMOR_HYST`).

A partir du module de Young E et de l'amortissement hystérétique AH renseigné dans `DEFI_MATERIAL`, *Code_Aster* construit le module complexe E^* selon l'équation :

$$E^* = E(1 + i \cdot AH)$$

La construction du module complexe correspond donc à la formulation de Schnabel décrite au §3.1 si $AH = 2D$. C'est pourquoi il faut bien préciser $2 D_{min}$ en valeur initiale dans la table de sol (unité 55).

Cependant si l'utilisateur a choisi la formulation de Lysmer, la Macro-commande calcule à partir des données matériaux E et AH , un module E_1 et un amortissement AH_1 équivalent tel que la formulation de Lysmer soit retrouvée :

$$E = E_1 (1 + i \cdot AH_1) = E \left(\left(1 - \frac{AH^2}{2} \right) + i \cdot AH \sqrt{1 - \frac{AH^2}{4}} \right)$$

En égalisant les parties réelles et imaginaires de deux équations précédentes, les relations suivantes sont obtenues :

$$E_1 = E \left(1 - \frac{AH^2}{2} \right)$$

$$AH_1 = AH \sqrt{1 - \frac{AH^2}{4}}$$

La méthode linéaire équivalent ne présente pas sous cette forme de dépendance de l'amortissement à la fréquence.

4.3 Méthode de résolution

La procédure de résolution du problème de la Macro-commande est la procédure itérative (boucle Python™) suivante :

1. Affectation des modules de cisaillement et d'amortissement initiaux ($G=G_{max}$, $D=D_{min}$) en chaque point de discrétisation de la colonne de sol.
2. Calcul des modules complexes de cisaillement selon la formulation du modèle linéaire équivalent choisié (Schnabel ou Lysmer) à partir de G et D renseignés.
3. Calcul de la réponse harmonique de la colonne de sol : excitation par un bruit blanc unitaire à la base de la colonne (bord noté RA) : $A_{RA}^{harm}=1$ sur la bande de fréquence choisie DYNA_VIBRA, TYPE_CALCUL = 'HARM'.
4. Les accélérations harmoniques à chaque profondeur sont récupérées et les fonctions de transfert entre le rocher affleurant RA, et le champ libre CL, et les différentes couches i sont calculées.
 En notant A_i^{harm} , l'accélération harmonique de la couche i , il vient :

$$\text{Fonction de transfert}_{CL/RA} = \frac{1 + A_{CL}^{harm}}{A_{RA}^{harm}} = \frac{1 + A_{CL}^{harm}}{1}$$

$$\text{Fonction de transfert}_{i/RA} = \frac{1 + A_i^{harm}}{1}$$

Le calcul étant en mouvement relatif, il convient d'ajouter le mouvement d'entraînement aux accélérations harmoniques de chaque couche. Ici, le mouvement d'entraînement est 1, ce qui explique l'expression du numérateur de la fonction de transfert $1 + A_{CL}^{harm}$.



5. Calcul de la transformée de Fourier (FFT) du signal d'entrée (passage en fréquentiel).
6. Convolution/déconvolution du signal d'entrée dans la colonne (Multiplication des fonctions de transferts par la FFT du signal d'entrée). Si le signal imposé est en rocher affleurant RA, il est convolué en utilisant les fonctions de transfert définies ci-dessus. Si le signal imposé est en champ libre CL, on calcule le signal rocher affleurant correspondant avec la fonction de transfert RA/CL :

$$\text{Fonction de transfert}_{RA/CL} = \frac{1}{1 + A_{CL}^{harm}}$$

7. Calcul des déformations $\gamma(f)$ dans chaque couche.
8. Calcul des transformées de Fourier inverse $\gamma(t)$ (retour en temporel).
9. Calcul dans chaque couche de la déformation de cisaillement effective définie comme :

$$\gamma_{\text{effective}} = \chi \cdot \gamma_{\text{max}}$$

avec γ_{max} déformation de cisaillement maximale calculée dans la couche et χ coefficient de pondération de la déformation effective (COEF_GAMMA, par défaut est égal à 0,65 , cf. § 5).

10. Évaluation pour chaque couche du module de cisaillement et de l'amortissement correspondant à $\gamma_{\text{effective}}$ sur les courbes G/G_{max} -Gamma et D -Gamma correspondantes,
11. Si $\left| \frac{G_{k+1} - G_k}{G_k} \right| > \theta$ (avec $\theta = 5\%$ par défaut (RESI_REL A)), retour à l'étape 2 avec les nouveaux modules G_{k+1} pour chaque couche.
12. Si la convergence est atteinte, le post-traitement s'effectue. La Macro-commande calcule les accélérations, contraintes, déformations, en temporel (FFT inverse), et les SRO pour chaque couche. Les propriétés dégradées de la colonne sont aussi données.

5 Choix du coefficient de pondération de la déformation effective

Le coefficient de pondération de la déformation effective χ est un paramètre-clé reliant les conditions de chargement durant le séisme aux essais de laboratoire qui sont réalisés pour mesurer les courbes G/G_{max} et D -gamma (Kramer, 1996 [7]). Sa valeur est prise inférieure à 1. L'introduction de ce paramètre dans la théorie du modèle linéaire équivalent est pratique car il permet d'ajuster les résultats calculés à une réponse enregistrée. Cependant lorsque l'on souhaite prédire la réponse d'une colonne de sol, il faut faire le choix d'une valeur de χ .

Dans la littérature, les pratiques et les recommandations sur la valeur de ce coefficient sont assez différentes :

- Dans le manuel d'utilisation de SHAKE (2012 et versions antérieures) [8], Schnabel et al. (2012) recommande de le prendre égal à une valeur de 0,65. Cette valeur est aujourd'hui restée comme la valeur référence utilisée dans la pratique de l'ingénierie sans plus de considération. Cependant cette recommandation reste empirique.
- Dans le manuel d'utilisation de DEEPSOIL (2012) [9], Y. Hashash recommande de prendre ce paramètre à une valeur de 0,65.
- Dans le manuel d'utilisation de SHAKE91 (1992) [10], Idriss and Sun recommande de faire varier ce coefficient en fonction de la magnitude M_w du séisme du signal d'entrée, selon la formule :

$$\chi = \frac{(M_w - 1)}{10}$$

- Selon Idriss and Sun [10], les valeurs de χ sont ainsi comprises dans l'intervalle [0,4, 0,75], ce qui correspond à des séismes de magnitude M_w de 5 à 8,5.
- Dans le manuel d'utilisation de EERA (2000) [5], ce coefficient est noté R_y et dépend de la magnitude du séisme selon la formulation de Idriss et Sun [10] ci-dessus.
- Dickenson (1994) [11] montre que la réponse calculée avec $\chi=0,65$ peut être légèrement améliorée en utilisant une valeur de 0,35 à 0,55 pour des séismes de magnitude $M_s=6-7$, et entre 0,55 et 0,7 pour des séismes de magnitude $M_s=7-8$, M_s étant la magnitude des ondes de surface.
- Yoshida et al (2002) [12] estiment que la valeur de χ doit varier selon le niveau sismique du signal enregistré et qu'il varie en réalité entre 0,2 et 1. Il précise qu'il n'y a pas de bonne méthode pour l'évaluation de χ . Yoshida et al. montrent que l'utilisation du coefficient de pondération pour l'évaluation du module de cisaillement et de l'amortissement est à l'origine de deux défauts dans la théorie du linéaire équivalent :

1. La surestimation de la contrainte de cisaillement maximale qui implique une surestimation de l'accélération maximale au pic.

Le mécanisme est décrit sur la Figure 5-1. Le trait plein O-A-B représente la courbe contrainte-déformation du sol calculée à partir de la relation G -Gamma donnée par la courbe d'essai. Prenons l'exemple où une déformation maximale γ_{max} est calculée. L'estimation du module de cisaillement (module sécant - ligne droite OA) est faite par rapport à la déformation effective γ_{eff} . Or ceci

implique qu'avec ce module de cisaillement sécant (OA) à la déformation γ_{max} , la contrainte de cisaillement maximale devient τ_1 et non plus τ_2 . Il y a donc une surestimation de la contrainte maximale de cisaillement qui implique une surestimation de l'accélération au pic. Cette surestimation reste modérée à faible déformation mais peut être importante pour des séismes forts. Yoshida et al. (2012) montre qu'à forte déformation (sur le palier plastique), la surestimation est en $\frac{1}{\chi}$, soit 50 % pour $\chi=0,65$. Pour pallier à cette difficulté, la première idée est de prendre χ égal à 1 mais cette solution implique un autre problème expliqué plus bas.

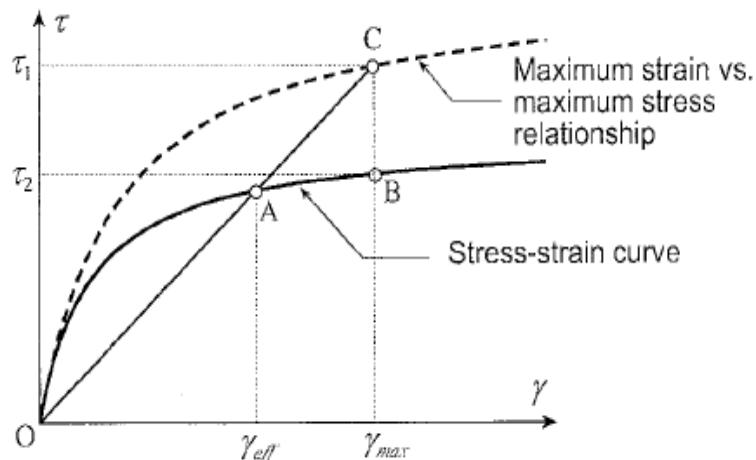


Figure 5-1 : Schéma illustrant la surestimation de la contrainte maximale de cisaillement avec la méthode linéaire équivalent [12].

2. La sous-estimation de l'amplification à haute fréquence

Yoshida et al. [12] illustrent le second défaut de la méthode linéaire équivalent par la Figure 5-2 où l'amplification (ratio des FFT des accélérations) a été calculée avec SHAKE pour un sondage instrumenté (borehole) dans la baie de Tokyo et comparée au ratio mesuré. L'amplification calculée par SHAKE est inférieure à partir de 7 Hz. Yoshida et al. [12] montrent que le problème vient du fait que le module de cisaillement et l'amortissement sont évalués à partir de la déformation effective, et cela pour toutes les fréquences. Le module de cisaillement est alors plus faible et l'amortissement plus grand que nécessaire pour le domaine des hautes fréquences, où les amplitudes sont plus petites que la déformation effective. Ce point montre la simplification d'utiliser un même coefficient de pondération de la déformation effective pour le comportement à hautes et basses fréquences.

C'est la raison pour laquelle certains auteurs recommandent de faire varier χ en fonction de la magnitude. χ doit prendre des valeurs basses pour des séismes faibles et des valeurs plus importantes pour des séismes plus forts.

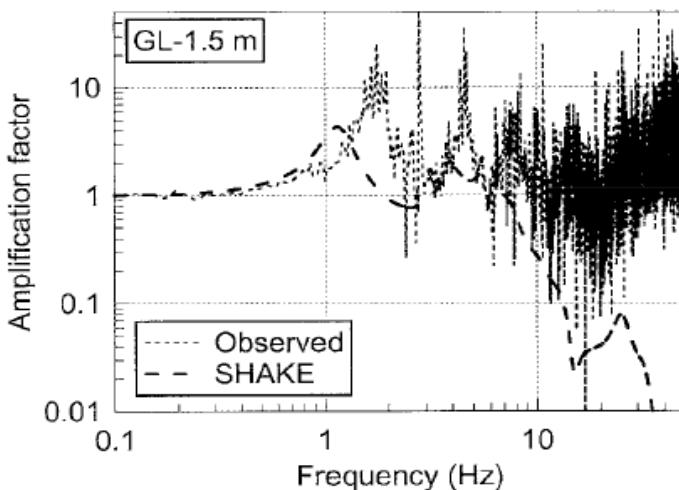


Figure 5-2. Comparaison de l'amplification entre SHAKE et les mesures du borehole [12].

Les points 1 et 2 sont donc contradictoires puisqu'il faudrait augmenter χ pour abaisser la surestimation de la contrainte maximale de cisaillement (et donc de l'accélération au pic) et réduire χ pour éviter la sous-estimation de l'amplification à haute fréquence.

Le choix de χ doit donc se faire selon le problème posé en tenant compte des deux remarques précédentes.

Des modifications du modèle linéaire équivalent ont été proposées pour résoudre ces difficultés (Modèle FDEL, Assimaki et al. [13], Modèle DYNEQ Yoshida et al. [12]). Dans ces modèles, le coefficient de pondération de la déformation effective, le module de cisaillement et l'amortissement dépendent de la fréquence.

Ces modèles restent cependant peu utilisés dans la pratique du fait des résultats nuancés.

Pour le modèle FDEL, Assimaki et al [13] et Furumoto (2000) [14] montrent une bonne amélioration des résultats par rapport au modèle classique tandis que Yoshida et al. [12] et Kwak et al. [15] mettent en avant des résultats moins bons que le modèle classique avec le modèle FDEL.

Pour le modèle DYNEQ, Yoshida et al. [12] montrent une amélioration certaine dans la qualité des résultats obtenus particulièrement en déconvolution par rapport au modèle classique (décrit ici) et au modèle FDEL. Cette amélioration est néanmoins à nuancer par les travaux de Kwak et al. [15].

6 Description des versions du document

Version Code_Aster	Auteur(s) Organisme(s)	Description des modifications
13.3	M.Jacquet EDF-CEIDRE/TEGG	Texte initial

7 Bibliographie

- 1) Idriss, I.M., Seed, H.B., 1967. « Response of Horizontal Soil Layers During Earthquakes » Soil Mechanics and Bituminous Materials Research Laboratory, University of California, Berkeley, CA.
- 2) Schnabel, P.B., Lysmer, J., Seed, H.B., 1972. SHAKE: A Computer Program for Earthquake Ground Response Analysis for Horizontally Layered Sites. Report No: EERC 72-12. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
- 3) Vandeputte, D., Dévesa G., 2014, "Réponse sismique d'une colonne de sol avec Code_Aster Méthode linéaire équivalente" - CEIDRE TEGG – Présentation à la journée utilisateur Code_Aster 18 Mars 2014 <http://www.code-aster.org/V2/UPLOAD/DOC/Presentation/10-vandeputte-expose.pdf>.
- 4) Yoshida, N., Iai, S., "Nonlinear site response and its evaluation and prediction", Proc. 2nd International Symposium on the Effect of Surface Geology on Seismic Motion, Yokosuka, Japan, pp. 71-90, 1998.
- 5) Bardet, J.P., Ichii, I., "EERA A computer Program for Equivalent-linear Earthquake site Response Analyses of Layered Soil Deposits" University of Southern California, 2000.
- 6) Clouteau, D., "Rapport CRSA/EDF-DRD Contrat T62/F28242 Couplage ProMiss-Cyberquake-Code_Aster".
- 7) Kramer, S.L., 1996. Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey. Geotechnical Earthquake Engineering.
- 8) Schnabel, P.B., Lysmer, J., Seed, H.B., 2012. Computer Program SHAKE: A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites. University of California, Berkeley, California.
- 9) Hashash, Y.M.A, Groholski, D.R., Phillips, C. A., Park, D, Musgrove, M., 2012. "DEEPSOIL 5.1, User Manual and Tutorial." 107 p.
- 10) Idriss, I.M., Sun, J.I., 1992. User's Manual for SHAKE91: A Computer Program for Conducting Equivalent Linear Seismic Response Analyses of Horizontally Layered Soil Deposits.
- 11) Dickenson, S.E., Ph.D. Dissertation 1994. Dynamic Response of Soft and Deep Cohesive Soils During the Loma Prieta Earthquake of October, 17, 1989. University of California, Berkeley, CA.
- 12) Yoshida, N., Kobayashi, S., Suetomi, I., Muira, K., 2002. Equivalent linear method considering frequency dependent characteristics of stiffness and damping. Soil Dyn. Earthquake Eng. 22, 205–222.
- 13) Assimaki, D., Kausel, E., Whittle, A., 2000. Model for dynamic shear modulus and damping for granular soils. ASCE J. Geotech. Geoenvir. Eng. 126, 859–869.
- 14) Furumoto, Y., Sugito, M., Yashima, A. Frequency dependent equivalent linearized technique for FEM response analysis of ground. The 12th World Conference on Earthquake Engineering, 2000.
- 15) Kwak, D-Y-K., Jeong, C-G., Comparaison of frequency dependent equivalent linear analysis methods, The 14th World Conference on Earthquake Engineering, 2008.