

SOLLICITATION SISMIQUE DES TUNNELS AU VOISINAGE DE LA SURFACE

SEISMIC RESPONSE OF TUNNELS NEAR THE GROUND SURFACE

Taherzadeh, Reza, GEOS INGENIEURS CONSEILS, France, reza.taherzadeh@geos.fr

Favre, Marc, GEOS INGENIEURS CONSEILS, France, marc.favre@geos.fr

1. INTRODUCTION

Les ouvrages souterrains sont une partie intégrante d'infrastructures de la société moderne et sont utilisés pour un large éventail d'applications, y compris le métro et les chemins de fer, les autoroutes, les stockages souterrains, et les transferts hydrauliques. Les ouvrages souterrains construits en zone sismique doivent résister sous charge-ments statique et dynamique. Historiquement, les ouvrages souterrains ont éprouvé moins de dégâts que les ouvrages superficiels. Cependant, il existe des ouvrages qui ont été endommagés pendant les forts séismes récents, tels que le séisme de Kobé en 1995 au Japon, de ChiChi en 1999 à Taiwan et de Kocaeli à 1999 en Turquie [Hashash et al. 2001].

En ce qui concerne le dimensionnement sismique des ouvrages souterrains, plusieurs hypothèses sont, habituellement, faites pour résoudre le problème de la réponse dynamique d'un ouvrage souterrain. Parmi ces hypothèses, celle supposant une structure rigide vis-à-vis du sol en déterminant la poussée dynamique du sol (la méthode Mononobé-Okabé) est une des plus répandues employée par les ingénieurs. Bien que cette méthode soit simple à utiliser, les résultats sont extrêmement sécuritaires et manquent de précision. Par ailleurs, la méthode M.O. n'est pas applicable au cas des sols purement cohérents. Une autre hypothèse suppose que l'action sismique puisse être modélisée comme les mouvements différentiels du sol en champ libre à la profondeur de l'ouvrage en négligeant l'interaction terrain-structure. Dans le cas d'un ouvrage très rigide par rapport au sol, cette méthode donne des résultats du côté de la sécurité [Hashash et al. 2001]. En revanche, dans le cas d'un ouvrage très flexible, cette méthode fournit des résultats qui ne sont pas du côté de la sécurité.

En effet, la rigidité propre de l'ouvrage peut modifier le mouvement du terrain en champ libre du fait de l'interaction dynamique terrain-structure. Selon la recommandation de l'AFTES, cette interaction peut être prise en compte par des appuis élastiques interposés entre la structure du tunnel et le terrain encaissant [AFTES 2001]. Le point le plus important de cette modélisation est de bien estimer la valeur d'appui élastique représentant le terrain.

Cette dernière est déterminée par des formules proposées dans la littérature qui donnent souvent des résultats divergents.

D'après certaines observations, le glissement à l'interface terrain-structure lors d'un séisme n'est possible que pour les tunnels creusés en terrain meuble, ou lorsque l'intensité sismique est très importante. Pour la plupart des tunnels, la condition à l'interface se situe entre le glissement total et l'adhérence parfaite. Il est donc nécessaire d'examiner les deux cas et de retenir le plus critique pour le dimensionnement. En général, la condition de glissement total fournit les valeurs de moments maximums les plus conservatrices. En revanche, la condition d'adhérence doit être considérée pour le calcul des efforts tranchants [Hashash 2005, Park et al. 2009, Sedarat et al. 2009]

Pour un tunnel à revêtement circulaire, creusé dans un milieu homogène, élastique et isotrope et dans l'hypothèse d'un glissement total à l'interface terrain-structure, il existe des formules analytiques qui permettent de déterminer directement les sollicitations sismiques de la section. Ces formules sont ensuite développées pour la condition de l'adhérence parfaite [Hashash 2001].

Le calcul dynamique basé sur la méthode des éléments finis ou des différences finies est, notamment, utilisé pour la solution plus réaliste des problèmes d'interaction dynamique terrain-structure [Hashash 2005, Bilotta et al. 2008, Hatziegorgiou et Beskos 2010]. Dans cette méthode, la structure et le terrain sont représentés avec leurs propres caractéristiques dynamiques. Cette modélisation permet de modifier à la fois le mouvement du terrain et de la structure, induit par le champ incident. Le point le plus délicat pour l'application de cette méthode est la définition du comportement du terrain. Cette définition peut se faire sous la forme de comportement visco-élasto-plastique [Amorosi et al. 2009 et Shahrour et al. 2010]. La surface de contact entre le terrain et la structure peut aussi être représentée avec des caractéristiques physiques diverses (contact parfait, lisse et décollé). Malgré la précision en termes de modélisation obtenue en utilisant le calcul numérique, la plupart du temps, l'analyse nécessite une accélérogramme qui est une entrée du calcul présentant des incertitudes.

Dans un premier temps, ce travail a pour objet d'étudier le comportement sismique des ouvrages souterrains cadres qui sont situés au voisinage de la surface. Ce travail est réalisé par une approche numérique utilisant les éléments finis. L'influence du glissement/décollement de l'interface terrain-structure est l'un des objets principaux de cette étude.

Les méthodes de calculs simplifiées pseudo statiques sont ensuite révisées et examinées pour le dimensionnement sismique des tunnels cadres en appliquant les différentes valeurs proposées dans la littérature pour modéliser l'appui élastique représentatif du terrain.

2. DEFINITION DU MODELE

L'ouvrage visé par cet article est un ouvrage souterrain linéaire sous faible couverture. La section droite du tunnel est un cadre carré de largeur et hauteur $B=H=10\text{m}$ et dont la hauteur de couverture au-dessus du tunnel est de $D=10\text{m}$. Le profil du sol est constitué d'une monocouche d'épaisseur 30m reposant sur un substratum rigide. Les propriétés mécaniques du sol sont présentées dans le tableau ci-dessous.

Tableau 1 – Propriétés mécaniques du monocouche

	γ [kN/m ³]	E_t [MN/m ²]	ν_t [-]	D [%]
Monocouche	18	100	0.3	5

Le revêtement est en béton armé ayant un module d'Young $E_b=24\text{GPa}$ et un coefficient de Poisson $\nu_b=0.25$. Afin d'étudier l'influence de la flexibilité de revêtement, quatre épaisseurs ont été retenues pour les calculs : $t=0.62, 0.82, 1$ et 1.5m . La formule suivante peut ensuite être utilisée pour déterminer la flexibilité relative du revêtement par rapport au terrain :

$$F = \frac{G_t}{12} \left(\frac{B^3}{E_b I_b} \right)$$

ou G_t est le de module de cisaillement du terrain. Selon l'épaisseur du revêtement, quatre flexibilités relatives sont donc définies; $F=0.5, 1.6, 3$ et 6.7 . Les sollicitations sismiques appliquées au substratum sont des impulsions Ricker avec des fréquences centrées sur $0.7, 1.4, 2.8$ et 4.2Hz et une accélération maximum normalisée de $0.3g$. Pour évaluer à la fois l'influence de la fréquence d'excitation et la fréquence du monocouche, on normalise la fréquence d'excitation par la première résonance de terrain selon :

$$a_0 = \frac{f}{f_{1s}}$$

Avec :

$$f_{1s} = \frac{V_s}{4H} = 1.2 \text{ Hz}$$

Où : V_s et H sont respectivement la vitesse de cisaillement et l'épaisseur du monocouche.

3. CALCUL DYNAMIQUE 2D

Une modélisation bidimensionnelle aux éléments finis est effectuée à l'aide du code de calcul Z-Soil [Z_Soil2010 2010], afin d'étudier le comportement sismique des ouvrages souterrains au voisinage de la surface. Dans cette méthode, le terrain est modélisé par des éléments solides à quatre nœuds et le revêtement est modélisé par des éléments de poutre élastique à six degrés de liberté par nœuds. Le modèle de comportement envisagé pour le terrain est visco-élastique. Afin de prendre en compte la viscosité du terrain, l'amortissement Rayleigh avec le coefficient proportionnel à la raideur $\beta=2D/(2\pi f)$ est appliqué au calcul dynamique.

A l'interface terrain-revêtement, deux conditions sont modélisées et examinées: 1- l'adhérence 2- le glissement et le décollement total. Comme précisé dans le paragraphe précédent, en pratique, pour la plupart des ouvrages souterrains, la condition à l'interface se situe entre le glissement total et l'adhérence parfaite. Il est donc nécessaire d'examiner les deux cas et de retenir le cas le plus critique pour le dimensionnement.

L'analyse numérique est ensuite menée en trois étapes :

- 1- Etablissement du champ de contraintes initiales avant les travaux avec le coefficient du terrain au repos $K_0=0.5$
- 2- Etablissement du champ de contraintes après l'excavation et la mise en place du revêtement
- 3- Calcul dynamique

La sollicitation dynamique est appliquée à la base du modèle en imposant le signal Ricker dans la direction horizontale. Les frontières latérales du modèle sont sollicitées par le mouvement du sol en champ libre, obtenu à l'aide d'un autre calcul en parallèle. La figure ci-dessous présente le maillage aux éléments finis du modèle numérique. L'étendue du maillage est de 300m de longueur et la base du tunnel se trouve à 10m du substratum et la hauteur de la couverture au-dessus du tunnel est de 10m .

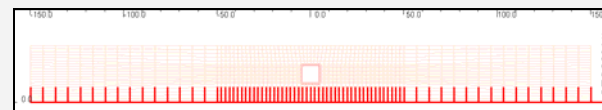


Figure 1 –Maillage 2D aux éléments finis en utilisant Z-Soil2010

Cette méthode a par ailleurs été validée avec un autre calcul numérique basé sur la méthode aux différences finies pour un tunnel circulaire profond. On présente dans la figure suivante uniquement le

résultat de calcul en terme de moment maximum dans le revêtement en fonction du temps [Giannakou et al., 2005].

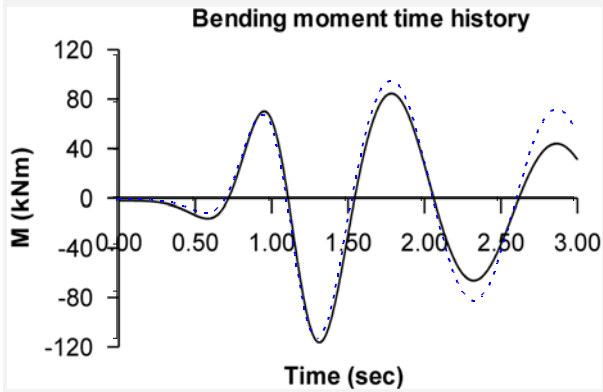


Figure 2 –Moment dynamique en fonction de temps ; Flac2D en trait plein et Z-Soil2010 en pointillé

3.1 Résultats et discussion

Afin d'étudier le comportement sismique des ouvrages cadres et l'influence de la condition à l'interface terrain-structure, une série de calculs a été effectuée en utilisant les paramètres donnés dans le paragraphe précédent.

Les résultats de calculs sont représentés en termes de déplacement relatif entre la clé et le pied de revêtement ainsi que le moment et l'effort normal maximum dans le revêtement. Les valeurs normalisées des efforts permettent de comparer directement la sollicitation dynamique à la sollicitation statique de l'ouvrage.

Le déplacement relatif temporel est présenté dans la figure suivante. La réponse de l'ouvrage s'amplifie lorsque la fréquence d'excitation est très proche de la première résonance du monocouche ($a_0=1.1$). Le premier mode de l'ouvrage apparaît aussi à partir de la réponse temporelle obtenue à la fin de vibration, ce qui donne une fréquence égale à la première fréquence de résonance du monocouche f_{1s} . La résonance de l'ouvrage est donc imposée par la résonance du monocouche.

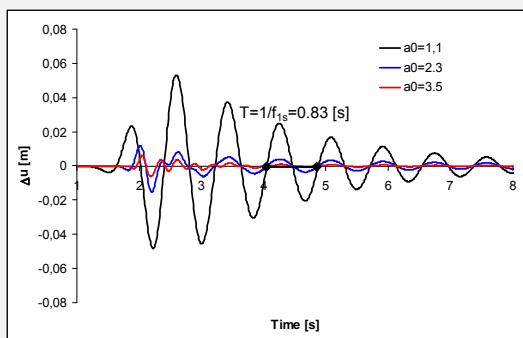


Figure 3 –Déplacement relatif temporel pour un sol viscoélastique (F=1.6)

Les deux figures suivantes montrent les contraintes dynamiques pour la déformée maximum

de l'ouvrage. Une poussée dynamique importante se produit lorsque le monocouche est sollicité par une fréquence proche de sa résonance. Par ailleurs, la déformée du monocouche sous la forme d'un quart de longueur d'onde ($\lambda/4$) engendre des contraintes dynamiques importantes dans la demi-partie inférieure de l'ouvrage et par conséquent des sollicitations importantes dans le revêtement.

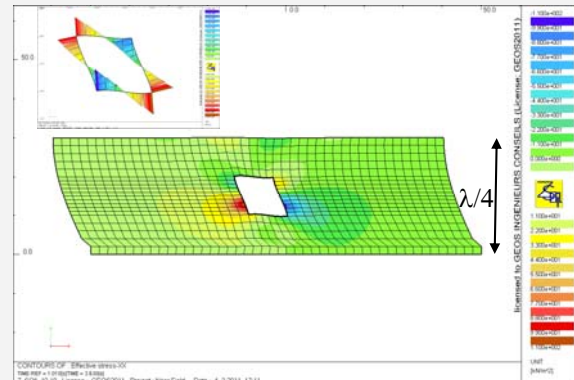


Figure 4 – Champ de contraintes dynamiques pour la déformée maximum dans un sol viscoélastique (F=1.6 et $a_0=1.1$)

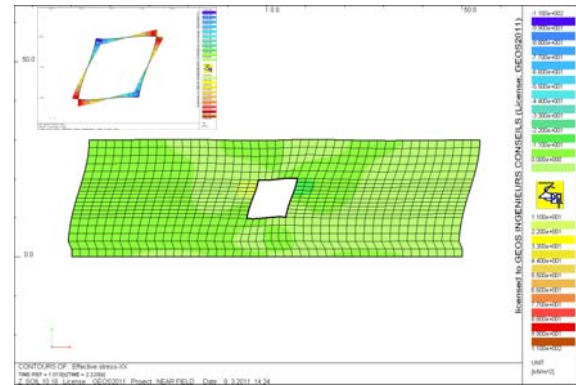


Figure 5 – Champ de contraintes dynamiques pour la déformée maximum du revêtement dans un sol viscoélastique (F=1.6 et $a_0=2.3$)

Les deux figures précédentes, montrent que la sollicitation sismique de l'ouvrage dépend non seulement de la profondeur de l'ouvrage mais aussi des longueurs des ondes sismiques. Un ouvrage peut donc être extrêmement sollicité s'il est situé à une profondeur inférieure au quart de la longueur de l'onde sismique.

Afin d'illustrer l'influence de la plasticité du terrain ainsi que des conditions de contact à l'interface terrain-revêtement, les moments et les efforts normaux normalisés sont représentés dans les figures 6 et 7 en fonction de la fréquence d'excitation adimensionnelle en supposant :

- le terrain visco-élastique avec adhérence parfaite à l'interface terrain-revêtement
- le terrain visco-élastique avec glissement total à l'interface terrain-revêtement

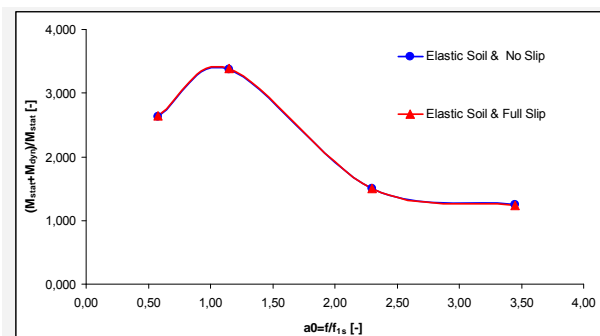


Figure 6 –Moments normalisés en fonction de la fréquence d'excitation ($F=1.6$)

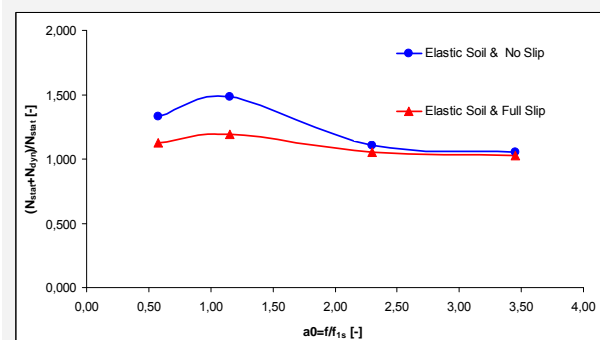


Figure 7 –Efforts normaux normalisés en fonction de la fréquence d'excitation ($F=1.6$)

La normalisation des efforts totaux permet d'évaluer le rapport entre la sollicitation dynamique et la sollicitation statique. Pour une fréquence d'excitation inférieure à deux fois la résonance du monocouche, l'ouvrage est significativement sollicité en dynamique. En effet, les ondes sismiques peuvent être très significatives, lorsque l'ouvrage est situé au voisinage de la surface à une profondeur inférieure au quart de la longueur de l'onde sismique. Cet effet devient plus important lorsque la fréquence d'excitation est proche de la résonance du monocouche ($a_0 \approx 1$). Dans cette condition, pour l'exemple étudié, le moment dynamique peut atteindre 2.5 fois le moment statique ($M_{max}/M_{stat} \approx 3.5$). En revanche, l'effort normal dynamique est toujours plus faible qu'en statique. On rappelle que les efforts significatifs produits par la sollicitation sismique dans des ouvrages souterrains en section circulaire sont déjà constatés en littérature par Giannakou et al. en 2005, Fahimifar et Vakilzadeh en 2009 et Shahrour et al. en 2010.

En ce qui concerne l'effet du contact terrain-revêtement, il n'apparaît pas de différence notable pour le moment dynamique entre la condition d'adhérence parfaite et la condition de glissement total. Par ailleurs, l'effort normal dynamique est très faible ($N_{max}/N_{stat} \approx 1$) dans une condition de glissement total, ce qui peut s'expliquer par le fait que la contrainte de cisaillement du terrain induite par le mouvement sismique joue donc un rôle important pour produire les efforts normaux dans le terrain. Ceci montre que le calcul avec l'adhérence peut être défavo-

nable pour le dimensionnement vis-à-vis de l'effort normal et favorable pour le dimensionnement vis-à-vis de la flexion de la section.

4. CALCUL PSEUDO STATIQUE

Compte tenu des difficultés de modélisation numérique, des méthodes simplifiées sont toujours préférées pour des ingénieurs en bureau d'études. Cependant, ces méthodes sont limitées au comportement visco-élastique du terrain et par ailleurs, la condition de contact à l'interface terrain-revêtement n'est pas facile à définir dans le modèle de calcul.

Bien qu'il existe des solutions analytiques de forme fermée pour les tunnels circulaires, une procédure de calculs est nécessaire pour déterminer la réponse sismique des tunnels de forme rectangulaire. Il existe diverses procédures simplifiées pour le dimensionnement sismique des ouvrages souterrains. Ce travail étudie les deux méthodes les plus récentes proposées par Wang (1993) et par l'AFTES (2001).

4.1 Méthode proposée par Wang (1993)

D'après Wang (1993), les tunnels de forme rectangulaire ne transmettent pas les actions statiques au revêtement aussi efficacement que les tunnels circulaires. Dans ce cas rectangulaire, il est donc nécessaire d'avoir une section plus importante du revêtement. Des grandes déformations peuvent aussi être observées pour les tunnels superficiels quelles que soient leurs formes. Les tunnels à section rectangulaire, nécessitent une méthode précise de l'analyse de l'interaction terrain-structure. Parmi les nombreux facteurs qui jouent des rôles sur le phénomène de l'interaction terrain-structure, la flexibilité relative du terrain est le plus important. Dans ce contexte, Wang présente une relation entre la flexibilité relative de l'ouvrage et sa distorsion avec la prise en compte de l'interaction terrain-structure. Wang suppose que le contact à l'interface terrain-structure est de type glissement total.

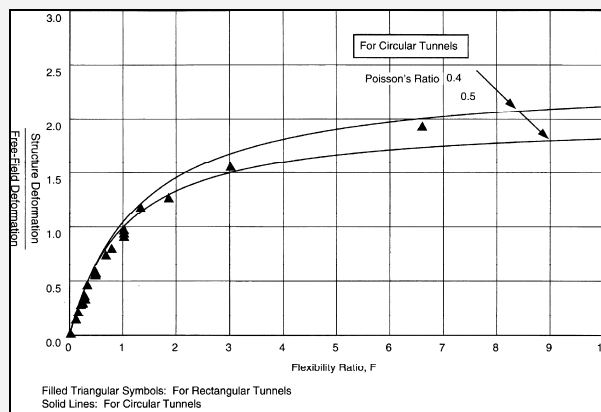


Figure 9 – Distorsion normalisée du revêtement en fonction de la flexibilité relative pour un tunnel

cadre et circulaire et en supposant le glissement total [Wang 1993]

Après avoir dimensionné l'ouvrage sous la sollicitation statique, la réponse sismique du tunnel est déterminée par la procédure suivante :

- Estimer la distorsion du terrain en champ libre $\Delta_{champ-libre}$ en profondeur de l'ouvrage sous l'effet de la propagation verticale des ondes de cisaillement.
- Déterminer la flexibilité relative F de l'ouvrage par la formule proposée au paragraphe 2.
- Déterminer le coefficient de distorsion de l'ouvrage R avec la prise en compte de l'interaction terrain-structure en appliquant la figure 9.
- Calculer la distorsion de l'ouvrage comme $\Delta_{structure} = R \cdot \Delta_{champ-libre}$.
- Imposer la distorsion de l'ouvrage dans une simple analyse de cadre comme présenté dans la figure 10.

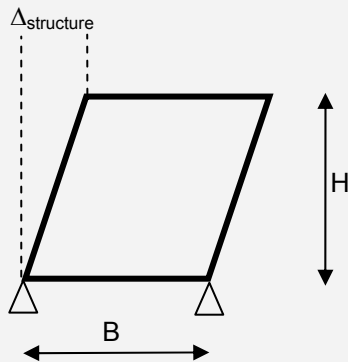


Figure 10 – Modèle du calcul pseudo-statique simplifié pour un tunnel cadre superficiel

4.2 Méthode proposée par AFTES (2001)

D'après l'AFTES, l'action sismique à prendre en compte dans les calculs d'un ouvrage peut être considérée comme celle induite par le fait d'imposer des déformations ou des déplacements induits par les mouvements différentiels du terrain résultant de la propagation des ondes. Ces déformations/déplacements sont considérés comme appliqués de façon statique.

L'AFTES (2001) propose une méthode simplifiée en déterminant la distorsion de la section droite par la distorsion du terrain encaissant sur la hauteur du tunnel sous l'effet de la propagation verticale des ondes de cisaillement.

La détermination de la distorsion en champ libre peut se faire à l'aide d'un modèle 1D ou bien en utilisant une formule simplifiée (Kramer, 1996).

Le modèle de l'interaction terrain-structure est ensuite caractérisé par des appuis élastiques interposés entre la structure du tunnel et le terrain

encaissant. Pour la détermination de leurs caractéristiques, de nombreuses formules cherchent à évaluer la rigidité d'appui représentant le terrain élastique. Ces formules ont été développées par divers auteurs qui sont :

a) Scott (1973)

La formule s'écrit :

$$K = \frac{8G_t}{10H} \frac{(1-\nu_t)}{(1-2\nu_t)}$$

Où H est la hauteur de l'ouvrage, ν le coefficient de Poisson du terrain et G_t son module de cisaillement.

b) Veletsos (1994)

La formule s'écrit :

$$K = 1.086 \frac{\pi^2}{4H} \frac{G_t}{\sqrt{(1-\nu_t)(2-\nu_t)}}$$

c) Synthèse AFTES (2001)

En première approximation, l'AFTES propose une valeur forfaitaire simple :

$$K = 0.5 \frac{G_t}{H}$$

Les sollicitations d'origine sismique sont ensuite prises en compte en appliquant à la structure, appuyée élastiquement par l'intermédiaire des appuis dont les raideurs sont calculées comme indiqué ci-dessus, les actions suivantes:

- les pressions $p=k u(z)$ à la structure, en supposant que les extrémités des appuis sont fixes ;
- des efforts inertiels appliqués à la structure en faisant le produit de sa masse par l'accélération en profondeur du tunnel. En général, les efforts inertiels ne sont pas prépondérants ;
- les contraintes de cisaillement du champ libre à la structure ; celles-ci peuvent imposer une condition de type adhérence à l'interface terrain-structure.

La procédure complète proposée par l'AFTES est représentée simplement dans le schéma ci-dessous.

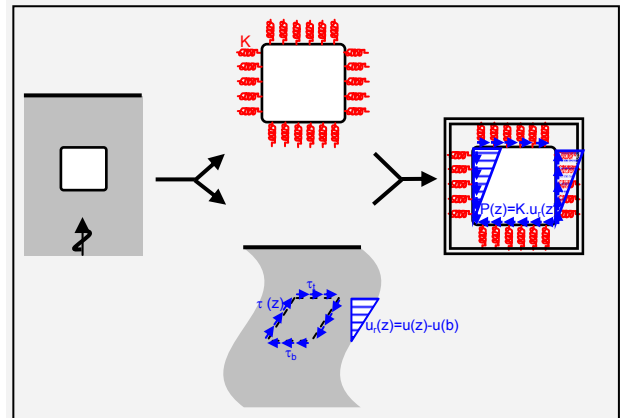


Figure 11 – Procédure du calcul simplifié recommandée par l'AFTES (AFTES 2001)

4.3 Résultats et discussion

Dans cette section, les méthodes pseudo statiques sont comparées avec le calcul dynamique. Les calculs sont faits pour les deux fréquences d'excitation $a_0=1.1$ et 2.3 et dans le modèle du calcul dynamique une condition d'adhérence est supposée à l'interface terrain-structure.

Les figures 12 et 13 présentent les moments maximums normalisés en fonction de la flexibilité relative de revêtement. Le calcul dynamique montre que le moment dynamique pour une structure rigide est plus important que celui d'une structure flexible. En utilisant la méthode de calcul pseudo statique de l'AFTES avec différentes valeurs pour l'appui élastique, on trouve les moments proches du calcul dynamique dans le cas d'une structure rigide ($F < 2$). Cependant, sauf pour la valeur de la rigidité de l'appui proposée par Veletosos, les autres valeurs donnent des résultats très divers et sécuritaires lorsque la structure est quasiment flexible ($F > 3$). Par ailleurs, une bonne concordance est observée entre le calcul dynamique et le calcul pseudo statique de Wang pour un ouvrage flexible ($F > 3$).

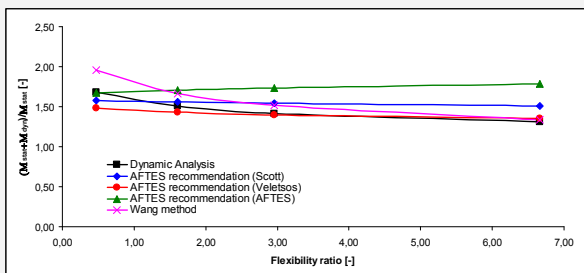


Figure 12 – Moments normalisés en fonction de la flexibilité relative ($a_0=1.1$)

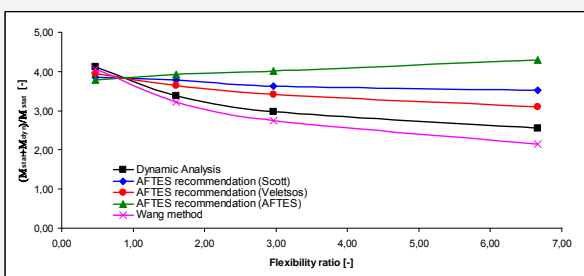


Figure 13 – Moments normalisés en fonction de la flexibilité relative ($a_0=2.3$)

Les figures 14 et 15 montrent les efforts normaux maximums en fonction de la flexibilité relative du revêtement. Comme vu dans le paragraphe précédent, les efforts normaux dynamiques sont générés par la contrainte de cisaillement à l'interface terrain-revêtement et sont faibles par rapport à ceux en statique. La comparaison entre les calculs pseudo statiques et le calcul dynamique montre que la méthode de l'AFTES est proche du calcul dynamique. En effet, les deux méthodes prennent en compte l'adhérence à l'interface terrain-structure. Toutefois, la méthode de Wang s'éloigne des autres résultats parce qu'elle néglige la condi-

tion d'adhérence à l'interface terrain-revêtement, ce qui est un élément important induisant des efforts normaux.

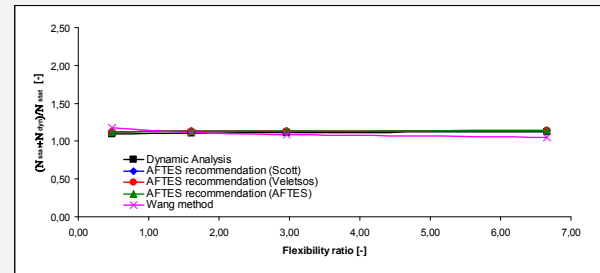


Figure 14 – Efforts normaux normalisés en fonction de la flexibilité relative ($a_0=1.1$)

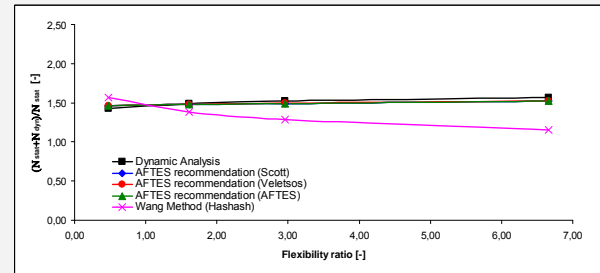


Figure 15 – Efforts normaux normalisés en fonction de la flexibilité relative ($a_0=2.3$)

5. CONCLUSIONS

Pour les ouvrages souterrains, une compréhension approfondie du comportement sismique est nécessaire et les normes parasismiques sont souvent insuffisantes. Cet article a présenté une étude numérique par éléments finis de la réponse sismique des tunnels cadres au voisinage de la surface.

Le comportement du terrain est décrit par un modèle viscoélastique avec deux conditions à l'interface terrain-revêtement : l'adhérence parfaite et le glissement total. L'étude montre que la sollicitation de l'ouvrage est amplifiée lorsque la fréquence d'onde sismique est proche de la fréquence de résonance du monocouche lorsque la profondeur de l'ouvrage est inférieure au quart de la longueur d'onde sismique.

Il n'apparaît pas de différence notable pour le moment dynamique entre la condition d'adhérence parfaite et la condition de glissement total à l'interface terrain-revêtement. En revanche, l'effort normal dynamique est faible pour la condition de glissement total due au fait que la contrainte de cisaillement du terrain ne se transfère pas à la structure.

Deux méthodes de calculs pseudo statiques proposées par Wang et AFTES sont vérifiées par le calcul dynamique. La méthode de l'AFTES propose trois valeurs pour la rigidité de l'appui élastique interposé entre le terrain et le revêtement. Dans cette méthode, en appliquant la contrainte de cisaillement du terrain sur le revêtement, la condition

d'adhérence est imposée à l'interface terrain-revêtement. Pour une structure rigide, les résultats montrent que la méthode de l'AFTES estime bien le moment dynamique quelle que soit la méthode retenue pour estimer la rigidité de l'appui. En revanche, pour une structure flexible, les moments sont surestimés sauf si la rigidité est estimée par la méthode de Veletsos. La méthode de l'AFTES détermine bien l'effort normal quelle que soit la méthode retenue pour estimer la rigidité de l'appui pour la condition d'adhérence à l'interface terrain-revêtement.

La méthode pseudo statique de Wang est adaptée pour une condition de glissement total. Cette méthode donne des bons résultats pour les moments dans une structure flexible.

6. REFERENCES

- AFTES (2001) Recommandations pour la conception et la protection parasismiques des ouvrages souterrains. *Tunnels et ouvrages souterrains N°167*.
- Amorosi A, Boldini D. (2009) Numerical modelling of the transverse dynamic behaviour of circular tunnels in clayey soils. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 29, 1059-1072.
- Billota E, Lanzano G, Russo G, Santucci de Magistris F and Silvestri F (2008) An Early-stage design procedure for circular tunnel lining under seismic actions. *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*.
- Fahimifar A., Vakilzadeh A. (2009) Comparison between seismic and static analyses of tunnels. *Rock Mechanics, Fuenkajorn & Phien-wej (eds)* 335-350.
- Giannakou A, Nomikos P, Anastasopoulos I, Sofianos A, Gazetas G & Yiouta-Mitra P (2005) Seismic behaviour of tunnels in soft soil: parametric numerical study and investigation on the causes of failure of the Bolu tunnel. *Underground Space Use: Analysis of the Past and Lessons for the Future*, 649-655.
- Hashash Y.M.A, Hook J.J, Schmidt B, I-Chiang Yao J.(2001) Seismic design and analysis of underground structures. *Tunnelling and Underground Space Technology* 16, 247-293.
- Hashash Y.M.A, Park D, Chiang Yao J.I, (2005) Ovaling deformations of circular tunnels under seismic loading, an update on seismic design and analysis of underground structures. *Tunnelling and Underground Space Technology* 20, 435-441.
- Hatzigeorgiou G.D, Besko D.E (2010) Soil-structure interaction effects on seismic inelastic analysis of 3-D tunnels. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 30, 851-861.

- Kramer S.L., (1996) Geotechnical Earthquake Engineering. *Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey*, 254-307.
- Park K-H, Tantayopin K, Tontavanich B, Owatsirivong A. (2009) Analytical solution for seismic-induced ovaling of circular tunnel lining under no-slip interface conditions: A revisit. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 24, 231-235.
- Sedarat H, Kozak A, Hashash Y.M.A, Shamsabadi A, Krimotat A (2009) Contact interface in analysis of circular tunnels. *Tunnelling and Underground Space Technology* 24, 482-490.
- Shahrour I, Khoshnoudian F, Sadek M, Mroueh H.(2010) Elastoplastic analysis of the seismic response of tunnels in soft soils. *Tunnelling and Underground Space Technology* 25, 478-482.
- Wang J.N. (1993) Seismic Design of Tunnels: A State-of-the-art Approach. Parsons Brinckerhoff Quade & Douglas, Inc., New York, Monograph 7.
- Z_Soil 2010. V10 User manual. Zace Services Ltd Report 1985-2010, Lausanne: *Elmeppress*, <http://www.zace.com>