



Méthodes simplifiées pour déterminer la réponse sismique des ouvrages souterrains

Reza Taherzadeh*— Marc Favre*— Christophe Jassionnesse*— Alkisti Tsirogianni*

* GEOS INGENIEURS CONSEILS

Parc d'affaires international, Bâtiment Athéna 1, 74160 Archamps, France

{reza.taherzadeh, marc.favre, christophe.jassionnesse}@geos.fr

RÉSUMÉ. Cet article a pour objet de présenter la validation des méthodes simplifiées qui existent dans les normes et les recommandations parasismiques pour le dimensionnement sismique des ouvrages souterrains au voisinage de la surface. Dans le cas de tunnels peu profonds, l'incrément de poussée dynamique est déterminé par la formule de Mononobe-Okabe ou par la méthode de Culmann et est intégré dans une approche en force. Pour les tunnels profonds, l'approche en déformation est utilisée en supposant que l'action sismique peut être considérée comme celle induite par le fait d'imposer des déformations ou des déplacements générés par les mouvements différentiels du terrain résultant de la propagation des ondes. Ces deux approches sont ensuite comparées avec une solution plus rigoureuse basée sur un modèle 2D aux éléments finis.

ABSTRACT. This paper aimed at verifying the different simplified methods proposed by the seismic codes and recommendation for the earthquake design of superficial underground structures. The force approach is used for the very superficial tunnels with applying the dynamic active earth pressure determined by Mononobe-Okabe formula or Culmann method. The deformation approach is proposed for deeper tunnels supposing that the earthquake loading to be considered in structural design can be taken as deformations and displacements of the structure induced by differential ground motion due to wave propagation. The two approaches are then compared with a rigorous solution based on a 2D finite element method.

MOTS-CLÉS : ouvrages souterrains, parasismique, méthodes simplifiées.

KEYWORDS: underground structures, earthquake design, simplified methods.

1. Introduction

Les ouvrages souterrains sont réputés peu sensibles aux séismes, car ils sont relativement souples et ils suivent la déformation du massif sans perturber notablement la propagation des ondes de cisaillement dans le sol. Cependant, une justification parasismique de ces structures reste nécessaire. En effet, d'après certaines observations, les séismes récents les plus forts ont causé des dommages à divers ouvrages souterrains, tels que ceux du métro de Kaikai lors du séisme de Hyogoken-Nanbu, au Japon, en 1995 [Hashash, 2001].

La littérature présente deux méthodes de calcul pour dimensionner les ouvrages souterrains sous sollicitations sismiques : le calcul pseudo-statique et le calcul dynamique. La méthode pseudo-statique peut être simple à utiliser par les ingénieurs en bureau d'études, malgré le manque de précision issu des hypothèses de calcul. Par

ailleurs, un calcul dynamique nécessite des moyens de calcul plus puissants, mais donne des résultats plus proches de la réalité.

Dans la méthode pseudo-statique, il existe deux approches recommandées par les normes parasismiques : 1 l'approche en force et 2 l'approche en déformation [AFTES 2011, Sétra 2010] :

Dans l'approche en forces, les actions sismiques imposées sur l'ouvrage sont : 1 l'incrément de poussée dynamique du terrain, déterminé par la formule de Mononobe-Okabé (M-O) pour le sol frottant [EN 1998-5 1998] ou la méthode de Culmann pour le sol cohérent [GEOMUR 2005], 2 l'inertie de l'ouvrage, déterminée par le spectre de réponse et 3 la force dynamique à l'interface entre l'ouvrage et le remblai sur l'ouvrage [Sétra 2010].

Dans l'approche en déformations, l'action sismique est considérée selon les mouvements différentiels du sol en champ libre, à la profondeur de l'ouvrage. L'interaction terrain-revêtement peut être prise en compte avec des appuis élastiques interposés entre la structure du tunnel et le terrain encaissant [AFTES 2001].

Le calcul dynamique, basé sur la méthode des éléments finis ou des différences finies, est notamment utilisé pour trouver une solution plus réaliste des problèmes d'interaction dynamique terrain-structure. La structure et le terrain sont alors représentés avec leurs propres caractéristiques dynamiques. Une telle modélisation permet de modifier à la fois les mouvements du terrain et de la structure, induits par le champ incident. Cette méthode nécessite de simuler correctement le comportement du terrain, en utilisant, par exemple, un modèle de type visco-élasto-plastique [Amorosi et al. 2009, Shahrouh et al. 2010]. La surface de contact entre le terrain et la structure peut également être représentée avec ses caractéristiques physiques (contact parfait, lisse et décollé). Toutefois, cette analyse se base, d'une part sur des hypothèses de modélisation des sols, d'interfaces et de frontières du modèle qui comportent des approximations et d'autre part sur des accélérogrammes entachés d'incertitudes.

Ce travail a pour objet de comparer les résultats des calculs pseudo-statiques et dynamiques en réalisant une étude paramétrique, afin de déterminer le domaine de validité de chaque méthode. On se rappelle que ces méthodes sont limitées pour des ouvrages souterrains courants et la stratigraphie horizontale des couches.

2. Définition du modèle de calcul

L'ouvrage étudié dans cet article est un ouvrage souterrain linéaire sous faible couverture. La section droite du tunnel est un cadre carré de largeur B et de hauteur H telles que $B=H=10\text{m}$.

Deux épaisseurs sont retenues pour la couverture : $D=3\text{m}$ et $D=10\text{m}$. Le sol est constitué d'une seule couche de 30 m d'épaisseur, reposant sur un substratum rigide. Les propriétés mécaniques de la couche considérée sont présentées dans le tableau ci-dessous.

Tableau 1 – Propriétés mécaniques de la couche considérée

Type de sol	γ [kN/m ³]	E_s [MN/m ²]	ν_s [-]	c [kPa]	ϕ [°]	D [%]
Sol frottant	18	100	0,3	10	30	5
Sol cohérent	18	100	0,3	30	20	5

Le revêtement est en béton armé ayant un module d'Young E_b de 24 GPa et un coefficient de Poisson ν_b de $0,25$. Afin d'étudier l'influence de la flexibilité du revêtement, quatre épaisseurs de revêtement t sont retenues pour les calculs : $t=0,62\text{ m}$, $t=0,82\text{ m}$, $t=1,00\text{ m}$ et $t=1,50\text{ m}$. La formule suivante est ensuite utilisée pour calculer la flexibilité relative du revêtement par rapport au terrain F :

$$F = \frac{G_t}{12} \left(\frac{B^3}{E_b I_b} \right) \quad [1]$$

où G_t est le module de cisaillement du terrain. Cette formule a été déjà introduite en littérature comme un paramètre représentatif de la flexibilité de l'ouvrage souterrain [Wang 1993, Hashash 2001].

Selon l'épaisseur du revêtement, quatre flexibilités relatives peuvent donc être calculées ; $F=0,5$, $F=1,6$, $F=3,0$ et $F=6,7$. Les sollicitations sismiques appliquées au substratum sont des impulsions Ricker avec des fréquences centrées sur 0,7, 1,4, 2,8 et 4,2Hz pour une accélération maximum normalisée à 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 terre selon :

$$a_0 = \frac{f}{f_{1s}} \quad [2]$$

avec $f_{1s} = V_s / (4H) = 1,2$ [Hz], où V_s et H sont respectivement la vitesse de cisaillement et l'épaisseur du monocouche.

Les résultats de calculs sont représentés en termes de moment, l'effort normal et l'effort tranchant maximum qui sont normalisée par la sollicitation statique de l'ouvrage.

3. Méthodes simplifiées basées sur les calculs pseudo statiques

Compte tenu de la difficulté de modélisation numérique, des méthodes simplifiées basées sur les calculs pseudo-statiques sont généralement appliquées par les ingénieurs en bureau d'étude. En général, ces méthodes sont conformes aux spécifications réglementaires d'aléa sismique puisqu'elles utilisent un spectre élastique. Ici, les deux approches simplifiées recommandées pour le dimensionnement sismique des ouvrages souterrains sont appliquées en fonction de la profondeur de l'ouvrage:

3.1. Approche en force pour ouvrages à faible couverture

Dans le cas des ouvrages avec une faible couverture (épaisseur de remblai au dessus de la dalle inférieure à 50% de la portée), une approche en force peut être utilisée pour l'analyse. Dans cette approche, les sollicitations sismiques peuvent être calculées par l'application des formules de poussée dynamique des terres en considérant l'ouvrage comme non-déplaçable. Comme présenté dans la figure ci-dessous, le domaine global se décompose en sur trois sous-domaines : le sous-domaine de l'ouvrage Ω_b , le sous-domaine du remblai sur la traverse supérieure Ω_{s1} et le sous-domaine du bloc actif de sol Ω_{s2} . Les sollicitations provenant d'une accélération horizontale peuvent se décomposer comme l'incrément de poussée active du sol, les forces d'inertie dues à l'accélération horizontale de l'ouvrage et la force de frottement due au remblai situé sur la dalle supérieure. Le schéma ci-dessous présente la procédure de l'approche en force.

Dans un premier temps, la force de frottement provenant de l'inertie du remblai Ω_{s1} est déterminée par une analyse d'équilibre en dynamique. Dans cette analyse, l'incrément de poussée Δf_{as1} et de butée Δf_{ps1} sont déterminées par la méthode M-O [EN 1998-5 2005] pour le sol frottant et par la méthode de Culmann [GEOMUR 2005] pour le sol cohérent sur la hauteur du remblai Ω_{s1} . La force de frottement f_{bs1} est ensuite déduite par un équilibre dynamique entre les incréments dynamiques du sol et la force d'inertie du remblai.

L'incrément de la poussée dynamique Δf_{as2} imposé sur l'ouvrage est calculé par la méthode de M-O ou la méthode de Culmann selon le type du sol sur une hauteur équivalente à la profondeur de l'ouvrage ($H+D$). Cette force est ensuite définie sous la forme d'une pression uniforme $\Delta \sigma_{as2}$ imposée sur la hauteur de l'ouvrage (H).

Les sollicitations sismiques sont ensuite imposées : la force de frottement provenant du remblai f_{bs1} et l'incrément dynamique du bloc Ω_{s2} sous la forme d'une pression $\Delta \sigma_{as2}$ dans une simple analyse de cadre comme présenté dans le schéma ci-dessous. Selon Setra, la butée dynamique du sol à l'arrière de cadre est représentée sommairement par un appui horizontal fixe sur la dalle de base du cadre, ce qui introduit probablement une compression favorable dans cette dalle (voir Figure 1).

Pour l'analyse pseudo-statique selon le chapitre 7 de la partie 5 de l'Eurocode 8, les coefficients sismiques horizontal et vertical doivent être pris égaux à :

$$k_h = \alpha \frac{S}{r} \text{ et } k_v = \pm 0.5k_h \quad [3]$$

où α est le rapport de la valeur de calcul de l'accélération maximum à la surface d'un sol de classe A, à l'accélération de la pesanteur et S est le paramètre caractéristique de la classe de sol provenant du spectre de réponse. Ici, S est défini par le spectre de réponse déterminé dans une analyse 1D de réponse de site avec la prise en compte des caractéristiques géométriques et mécaniques de couche et sous le signal Ricker. Le facteur r est défini suivant le type de l'ouvrage de soutènement qui peut prendre les valeurs : 1 ; 1,5 et 2 (EN1998-5 paragraphe 7.3.2.2). Le facteur r a été pris égal à 2. Ce dernier dépend de l'amplitude du déplacement du revêtement évalué en calcul dynamique.

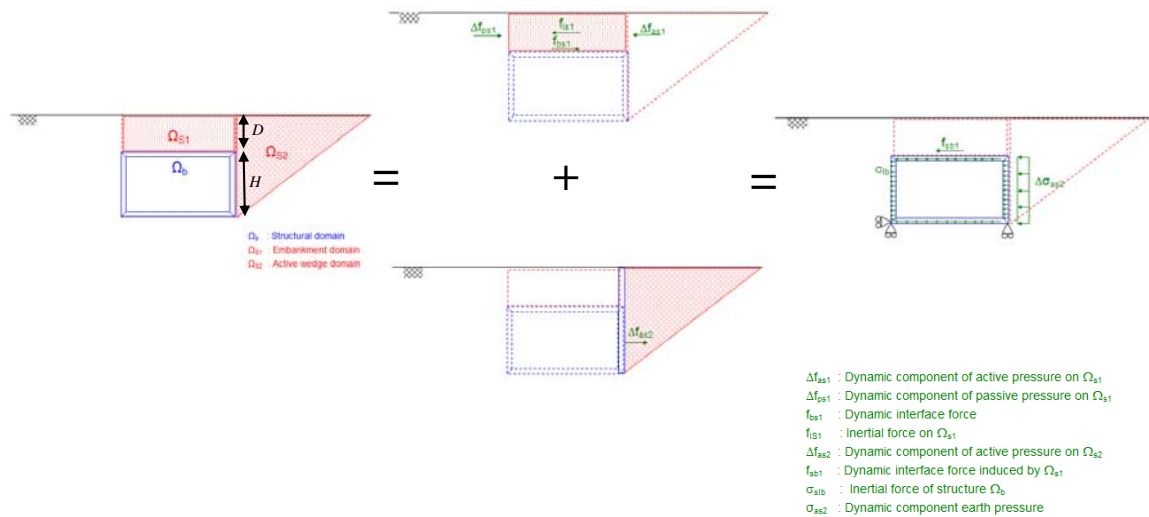


Figure 1 – Procédure du calcul simplifié pour l'approche en force proposée par le Sétra

3.2. Approche en déformation pour ouvrages à couverture importante

Si la couverture est importante, une approche en déformation est envisagée. Selon 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 générés 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 provoquée 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. De nombreuses formules permettent d'évaluer la rigidité d'appui représentant le terrain élastique. Ces formules ont été développées par divers auteurs et sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau 2 – Formules proposés pour la rigidité du terrain

Scott [1973]	Veletsos [1994]	AFTES [2001]
$K = \frac{8G_t}{10H} \left(\frac{1-\nu_t}{1-2\nu_t} \right)$	$K = 1.086 \frac{\pi^2}{4H} \frac{G_t}{\sqrt{(1-\nu_t)(2-\nu_t)}}$	$K = 0.5 \frac{G_t}{H}$

où H est la hauteur de l'ouvrage, ν_t le coefficient de Poisson du terrain et G_t son module de cisaillement. Les formules proposées par Scott et Veletsos sont censées applicable aux ouvrages rigide ou parfaitement rigide par rapport au terrain encaissant.

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:

- soit les déplacements $u(z)$ en champ libre aux extrémités des appuis, soit, les pressions $p=k.u_t(z)=k.(u(z)-u_b)$, en supposant que les extrémités des appuis sont fixes ; u_b étant le déplacement à la base du cadre en champ libre.
- les 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.

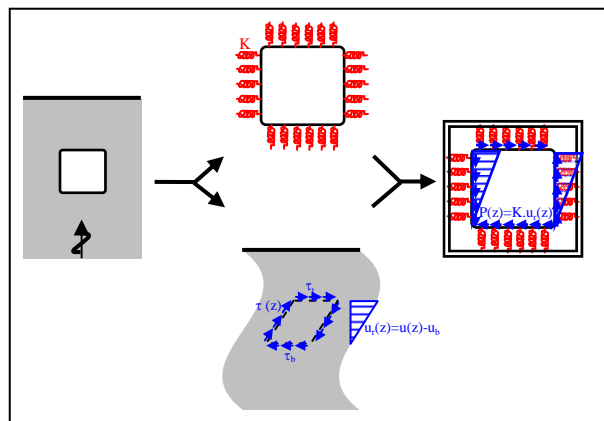


Figure 2 – Procédure du calcul simplifié pour l'approche en déformation proposée par l'AFTES en 2001

4. Analyse dynamique aux éléments finis

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 nœud. Le modèle de comportement envisagé pour le terrain est visco-élastique. La sélection de la viscosité du terrain se fait par l'amortissement Rayleigh qui dépend de la fréquence. Pour déterminer la fréquence de cet amortissement, une estimation préliminaire est réalisée par une analyse de Fourier des réponses et en connaissant les fréquences propres du site. Les coefficients α_R et β_R sont définis par la relation suivante :

$$\begin{Bmatrix} \alpha_R \\ \beta_R \end{Bmatrix} = \frac{2D}{\omega_n + \omega_m} \begin{Bmatrix} \omega_n & \omega_m \\ 1 & 1 \end{Bmatrix} \quad [4]$$

ou ω_n et ω_m sont les fréquences de pulsations par lesquelles les réponses du sol sont prépondérantes. Elles sont déterminées par l'amplitude de la réponse du sol entre le substratum et la surface.

A l'interface terrain-revêtement, la condition d'adhérence parfaite est envisagée dans cette modélisation.

L'analyse numérique est ensuite menée en trois étapes :

- Etablissement de champ de contraintes initiales avant les travaux avec le coefficient du terrain au repos $k_0=0.5$;
- Etablissement de champ de contraintes après l'excavation et la mise en place du revêtement;
- 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 sous le signal Ricker, obtenu à l'aide d'un calcul mené 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 17m et à 10m du substratum rigide dans les cas de tunnel peu profond ($D=3m$) et plus profond ($D=15m$), respectivement.

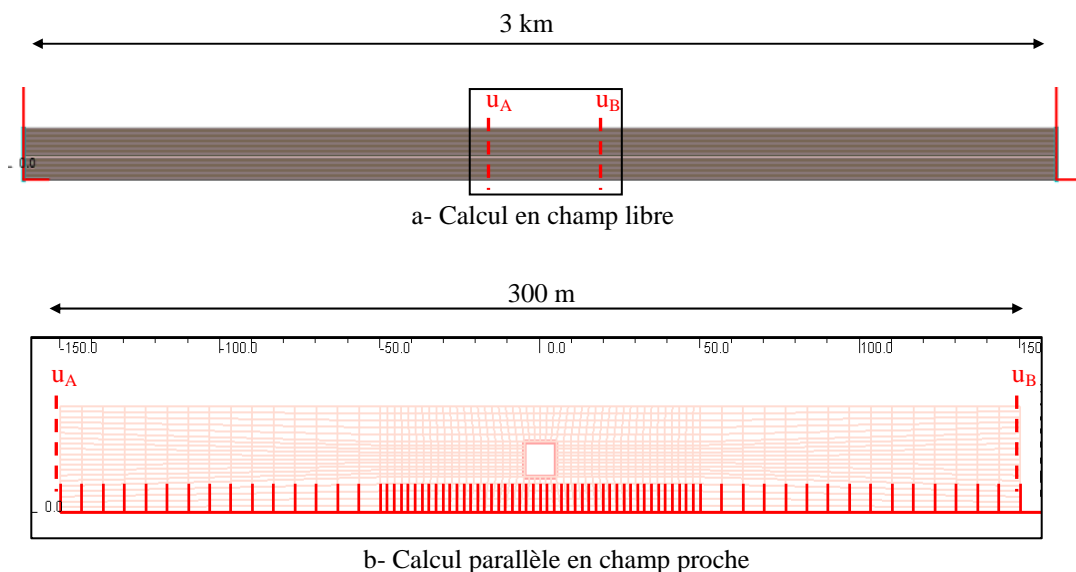


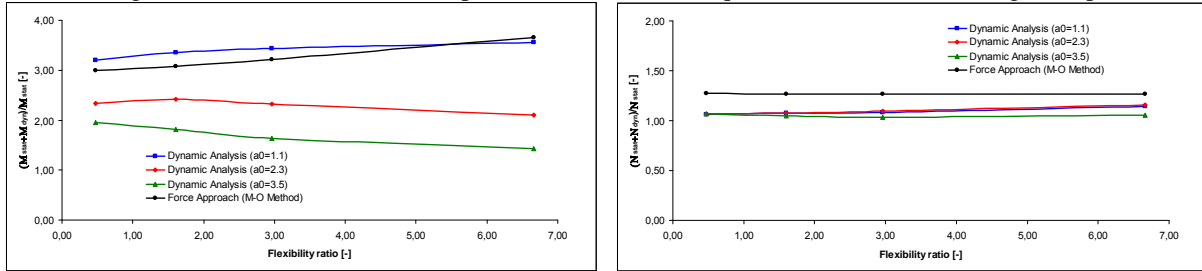
Figure 3- Maillage 2D aux éléments finis en utilisant Z-Soil2010

5. Résultats et discussions

5.1 Tunnel superficiel peu profond ($D=3m$)

Pour un cadre sous faible couverture ($D=3m$), la sollicitation sismique du revêtement a été étudiée en comparant l'approche en force et le calcul dynamique. Les résultats des calculs sont présentés en termes de moment, d'effort normal et d'effort tranchant maximum dans le revêtement en fonction de la flexibilité relative

de l'ouvrage ($F=0,5; 1,6; 3$ et $6,7$) et pour les différentes fréquences d'excitation du signal représentant le



séisme
3,5).

($a_0=1,1; 2,3$ et

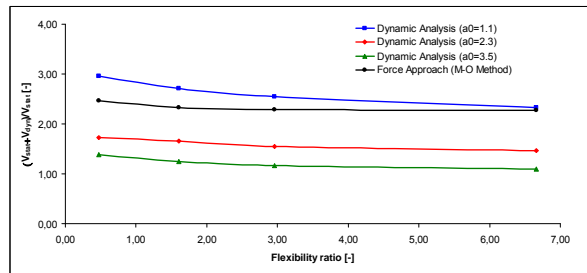


Figure 4- Comparaison entre l'approche en force (méthode M-O) et les calculs dynamiques ; efforts maximums normalisés en fonction de la flexibilité de l'ouvrage et la fréquence d'excitation

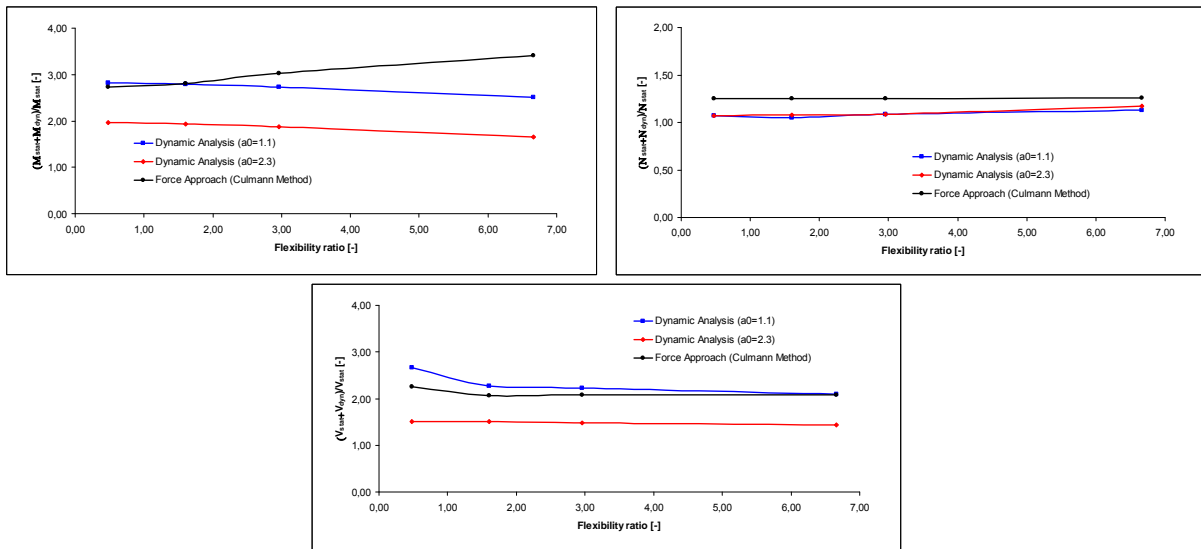


Figure 5- Comparaison entre l'approche en force (méthode de Culmann) et les calculs dynamiques ; efforts maximums normalisés en fonction de la flexibilité de l'ouvrage et la fréquence d'excitation

Les résultats de calcul dynamique (figures 4 et 5) indiquent que le moment et l'effort tranchant sous séisme peuvent être 3 fois supérieurs aux résultats obtenus en statique. Cet effet devient de plus en plus important lorsque la fréquence d'excitation du séisme est proche de la première résonance du monocouche ($a_0=1,1$). La

comparaison entre le calcul pseudo-statique (approche en force) et le calcul dynamique donne des résultats cohérents en basses fréquences d'excitation. Ceci s'explique par le fait qu'en basses fréquences, la réponse du sol est quasi-statique. En revanche, l'approche en force donne des efforts surévalués pour les hautes fréquences. Par rapport au calcul dynamique, l'approche en force peut surestimer le moment de l'ordre de 150%, l'effort normal de l'ordre de 25% et l'effort tranchant de l'ordre de 300% pour un signal avec une fréquence élevée ($a_0=3,5$).

La figure 6 montre le champ de contraintes dynamiques lors de la déformée maximum de l'ouvrage. On observe qu'une poussée dynamique importante se produit lorsque le monocouche est sollicité par une fréquence proche de sa résonance. Par ailleurs, la déformée du monocouche dans un mouvement quasi-statique sous la forme d'un-quart de longueur d'onde ($\lambda/4$) engendre des contraintes importantes et par conséquent des sollicitations significatives dans le revêtement.

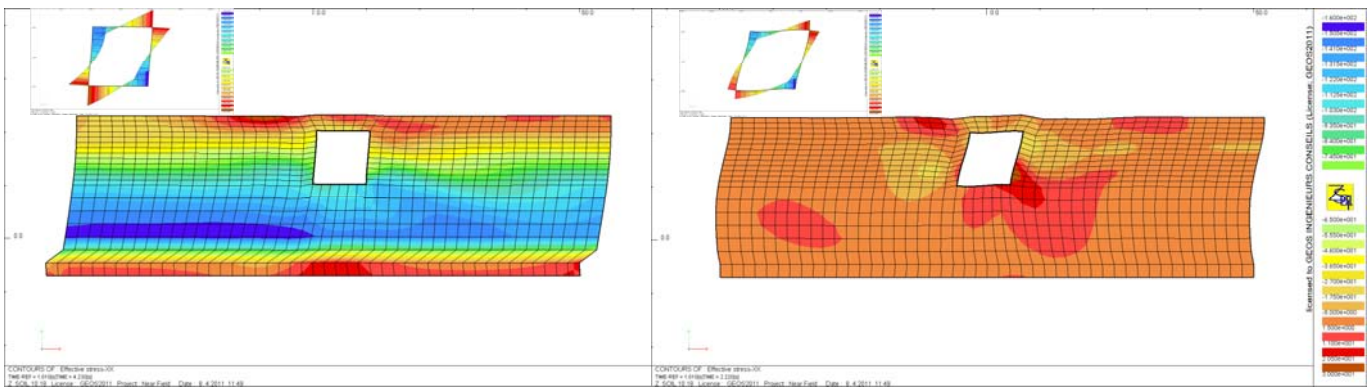


Figure 6- Champ de contraintes dynamiques obtenu lorsque la déformée est maximale; $F=1,6$ et $a_0=1,1$ à droite et $F=1,6$ et $a_0=3,5$ à gauche

5.2 Tunnel superficiel plus profond ($D=10m$)

La méthode en déformation est comparée avec le calcul dynamique pour un cadre dont la couverture est de $D=10m$. Les calculs sont faits pour les deux fréquences d'excitation $a_0=1,1$ et $2,3$ et une condition d'adhérence est considérée à l'interface terrain-structure.

Les figures ci-dessous présentent les moments maximums en fonction de la flexibilité relative du 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 pseudo-statique de l'AFTES avec différentes valeurs de rigidité pour l'appui élastique, on trouve des moments proches du calcul dynamique dans le cas d'une structure rigide ($F < 2$). Cependant, sauf si l'on calcule la rigidité de l'appui avec la méthode proposée par Veletsos, les autres valeurs donnent des résultats très variés et surtout surestimés lorsque la structure est quasiment flexible ($F > 3$).

Pour les efforts normaux, les figures ci-dessus montrent les efforts normaux maximums en fonction de la flexibilité relative du revêtement. La comparaison entre les calculs pseudostatiques 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.

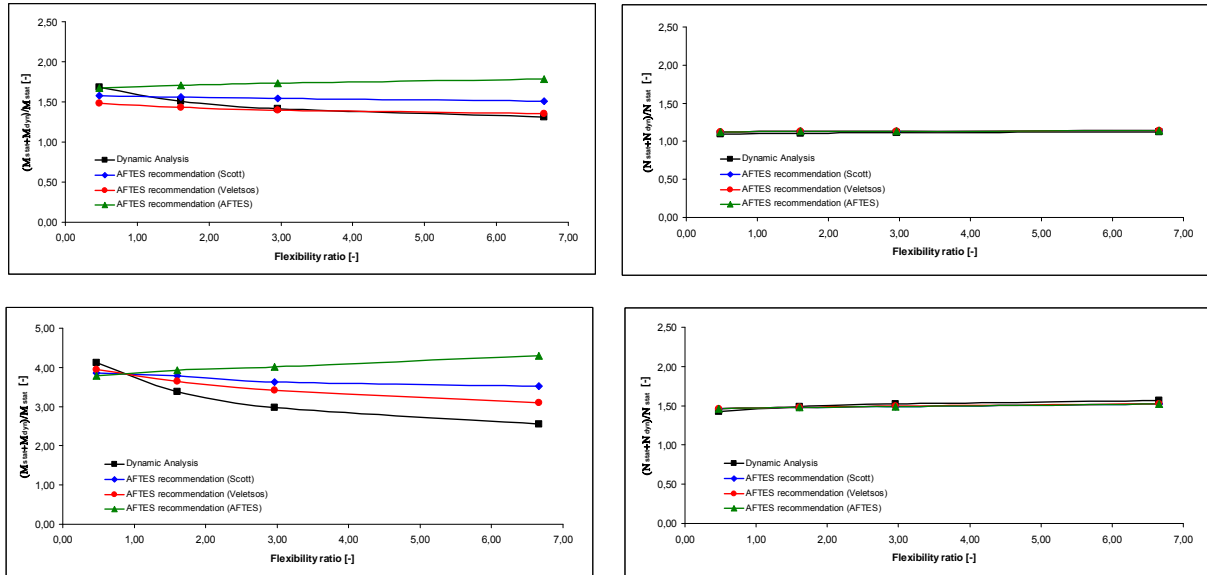


Figure 7- Comparaison entre l'approche en déformation et le calcul dynamique ; efforts normaux normalisés en fonction de la flexibilité de l'ouvrage et la fréquence d'excitation ($a_0=1,1$ en haut et $a_0=3,5$ en bas)

6. Conclusions

Pour les ouvrages souterrains, une compréhension approfondie du comportement sismique est nécessaire et les normes parasismiques sont souvent insuffisantes. Cet article a pour objet de vérifier les méthodes simplifiées qu'ils existent dans les normes et les recommandations parasismiques pour le dimensionnement sismique des ouvrages souterrains au voisinage de la surface. Ces approches sont comparées avec une solution plus rigoureuse basée sur un modèle 2D en déformation plane de calcul dynamique aux éléments finis.

Dans le cas des ouvrages avec une couverture de très faible, Sétra propose une approche en force. Dans cette méthode, les sollicitations sismiques peuvent être calculées par l'application des formules de poussée dynamique des terres. Dans le cas des ouvrages plus profonds, AFTES propose une approche en déformation. Selon l'AFTES, l'action sismique à prendre en compte dans les calculs d'un ouvrage peut être considéré comme celle induite par le fait d'imposer des déformations ou des déplacements générés par les mouvements différentiels du terrain résultant de la propagation des ondes.

Dans le cas des tunnels peu profonds, on constate qu'en basse fréquence, l'approche en force est cohérente avec le calcul dynamique. Ceci s'explique par le fait qu'en basse fréquence, la réponse du sol est celle du premier mode d'oscillation de la couche qui correspond à une distorsion monotone proche de la déformée statique. En revanche, l'approche en force donne des efforts surévalués pour les hautes fréquences.

Dans le cas des tunnels plus profonds, les résultats montrent que l'approche en déformation estime bien le moment dynamique pour une structure rigide. En revanche, pour une structure flexible, les moments sont surestimés sauf si la rigidité de l'appui est estimée par la méthode de Veletsos. La méthode de l'AFTES détermine bien l'effort normal quelle que soit la rigidité de l'ouvrage.

7. Bibliographie

- AFTES (2001) Recommandations pour la conception et la protection parasismiques des ouvrages souterrains. Tunnels et ouvrages souterrains N°167.
- Amberg W., Russo M. Seismic design of underground structures The Bolu tunnel. Lombardi SA Engineering Limited, 102.2-R-133/12.37
- 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*.
- EN 1998-5 Eurocode 8, Calcul des structures pour leur résistance aux séismes, Partie 5 : Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques.
- Fahimifar A., Vakilzadeh A. (2009) Comparison between seismic and static analyses of tunnels. *Rock Mechanics, Fuenkajorn & Phien-wej* (eds) 335-350.
- GEOMUR V1.1 2005, Manuel de l'utilisateur, GEOS INGENIEURS CONSEILS, France
- 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. (2002) Viscous damping formulation and high frequency motion propagation in non-linear site response analysis. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 22; 611-624.
- 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.
- Laouami N, Labbe P (2001) Analytical approach for evaluation of the seismic ground motion coherency function. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 21, 727-733.
- Sétra (2010) Guide méthodologique, Ponts en zone sismique, Guide de conception, Version provisoire janvier 2010.
- Park K-H, Tantayopin K, Tontavanich B, Owatsiriwong 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>