

ANALYSE NUMÉRIQUE DU COMPORTEMENT DYNAMIQUE D'UN TUNNEL- APPLICATION AU CAS DU TUNNEL DE DJEBEL EL-OUAHCH (AUTOROUTE EST-OUEST, ALGÉRIE)

NUMERICAL ANALYSIS OF DYNAMIC BEHAVIOR OF A TUNNEL- APPLICATION TO THE CASE OF THE DJEBEL EL-OUAHCH TUNNEL (EAST-WEST HIGHWAY, ALGERIA)

Reception: 31/01/2021

Acceptation: 05/05/2021

Publication: 18/06/2021

BERKANE Aicha¹, KARECH Toufik²¹ Department of Civil Engineering, University of Mostefa Ben Boulaïd (Batna2), Algeria

e-mail: aberkane23@gmail.com

² Department of Civil Engineering, Mostefa Ben Boulaïd University (Batna2), Algeria

e-mail : t.karech@univ-batna2.dz

Résumé- L'étude des tunnels sous sollicitation sismique fait intervenir de nombreuses complexités liées avant tout au caractère purement tridimensionnel du problème, au comportement non linéaire de sol et aux interfaces sol-tunnel, etc.

Ce travail a pour but d'évaluer l'influence de la profondeur du tunnel sur le comportement dynamique de celui-ci et son environnement, dans le cas de tunnels de faible profondeur (couverture) sous sollicitations sismique. L'étude est faite en 3D par le code de différences finies (FLAC3D). Pour rendre compte du comportement cyclique des sols, on prend en considération la non-linéarité du sol par un modèle combiné de l'amortissement hystérétique de Hardin / Drnevich avec un modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb. Le modèle de référence est un cas réel en l'occurrence le tunnel de Djebel El Ouahch de la wilaya de Constantine /Algeria (autoroute Est-Ouest). Les résultats sont présentés en termes de contraintes horizontales, contraintes de cisaillement, déplacements horizontaux et de déformations de cisaillement en fonction du temps développé au niveau du soutènement du tunnel, du sol environnant et dans quatre points et positions différents. Ces résultats montrent que la diminution de la profondeur du tunnel réduit la capacité portante du sol et du système de support (revêtement) et, par conséquent, conduit la stabilité de tunnel vers un état critique.

Mots - clés : Tunnel, Profondeur, Déformations, Contraintes, Séisme.

Abstract- The study of tunnels under seismic stress involves many complexities, linked above all to the purely three-dimensional nature of the problem, to the non-linear behavior of the soil and of the soil-tunnel interfaces, etc.

The aim of this work is to assess the influence of tunnel depth on the dynamic behavior of the latter and its environment, in the case of shallow tunnels (cover) under seismic load. The study is done in 3D by the finite difference code (FLAC3D). To give an account of the cyclic behavior of soils, takes into account the nonlinear of the soil by a combined modeling of the hysteretic damping of Hardin / Drnevich with an elastoplastic model of Mohr-Coulomb. The reference model is a real case in this case the tunnel of Djebel El Ouahch in the province of Constantine / Algeria (East-West highway). The results are presented in terms of (horizontal stresses, shear stresses, horizontal displacements, and shear strains) as a function of times developed at the tunnel support level, and the surrounding soil, and in four points and four different positions. These results show that decreasing the depth of the tunnel reduces the bearing capacity of the soil and support system (lining), and therefore puts the tunnel stability at a critical state.

Keywords: Tunnel, depth, Deformations, Stresses, earthquake.

1-Introduction

L'étude du comportement sismique des tunnels est devenue ces dernières années une préoccupation majeure pour les géotechniciens, après l'effondrement de nombreux ouvrages supposés jusqu'alors en sécurité vis-à-vis du risque sismique (tant que l'ouvrage ne traversait pas un plan de faille ou de défaut géologique majeur). D'autre part, des études récentes ont confirmé que différents tunnels pourraient être endommagés par les tremblements de terre [1]. Certaines de ces études sont résumées dans la section suivante :

- En 1995, à Hyōgo-Ken Nanbu (Kobe, Japon) le tremblement de terre a provoqué l'effondrement de la station de métro Daikai. La station était située à environ 20 km de l'épicentre du tremblement de terre, de magnitude 6,9 [2].

- Le tremblement de terre Chi-Chi dans le centre de Taiwan le 21 Septembre 1999 a provoqué de nombreux dommages aux tunnels creusés dans la montagne. Le séisme de magnitude 7,3 a été en relation avec la faille de Chelungpu située à 60 km des ouvrages. Il a été constaté que, parmi les 57 tunnels impactés, 49 d'entre eux ont été endommagés. La figure 1 (W. L. Wang et al.) [3] montre certains des principaux dommages observés dans le revêtement du tunnel.

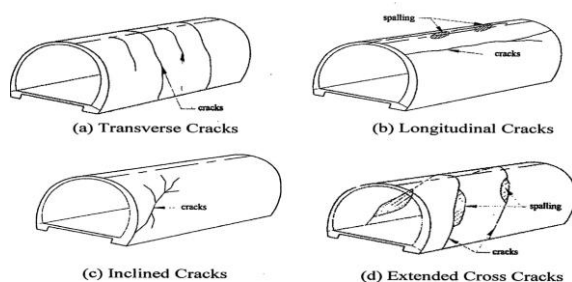


Figure1 : Types des dommages observés après le séisme survenu à Chi –Chi à Taiwan en 1999

Figure 1: Types of damage observed after the 1999 Chi-Chi earthquake in Taiwan

- Chen et al. [4] ont étudié au total 81 tunnels de montagne endommagée par 10 tremblements de terre importants.

Les dommages ont été classés en six caractéristiques typiques : (1) fissures du revêtement, (2) rupture du cisaillement du revêtement, (3) effondrement du tunnel causé par la rupture de la pente, (4) fissure du portail, (5) fuite et (6) déformation de la paroi / dommages inversés.

En effet, dans la littérature plusieurs auteurs mettent en corrélation la vulnérabilité sismique d'un tunnel à certains facteurs pertinents comme : la profondeur du tunnel, la magnitude du tremblement de terre, etc. Certaines de ces études sont résumées dans la section suivante :

• Khoshnoudian [5] a étudié l'influence de la profondeur du tunnel sur les efforts internes (moments de flexion et effort de cisaillement) induits dans le revêtement du tunnel. Trois configurations $H/D = (1, 2 ; 1,8 \text{ et } 2,4)$ qui correspondent respectivement à un tunnel proche de la surface du sol ont été examinées. Les calculs ont été effectués pour les trois premières fréquences. Il a été constaté une augmentation de ces efforts avec la profondeur pour la première et la troisième fréquence de chargement, mais une diminution pour la deuxième fréquence. Ces résultats sont en accord avec ceux présentés par Owen et Scholl [6].

• Sliteen [7] a examiné l'effet de la profondeur, les simulations numériques effectuées pour deux valeurs de la profondeur du tunnel $H = 1,8D$ et $H = 3D$ correspondant respectivement à un tunnel peu profond et à un tunnel profond. Les résultats obtenus confirment que l'effet de la profondeur est important pour l'effort normal. Cette influence est moins significative pour le moment de flexion et l'effort tranchant.

• Patil M., Choudhury D., Ranjith P., Zhao J. [8], ont étudié l'influence du taux d'ancrage du tunnel sur le comportement d'un tunnel peu profond dans un sol mou dans des conditions sismiques. Ils ont observé que la distorsion dans le revêtement du tunnel dépend de la profondeur d'ancrage et du rapport de flexibilité du tunnel. On constate que l'ovalisation (dans un tunnel circulaire) et le rayonnage (dans un tunnel rectangulaire) diminuent considérablement lorsque le taux d'ancrage est supérieur à 2.

2- Réponse sismique des tunnels

2.1- Déformations des tunnels dus au séisme

Owen et Scholl [6] ont illustré les trois types de déformations qui expriment la réponse sismique des ouvrages souterrains comme suit :

a) compression et extension axiale : lorsque les ondes de compression se propagent parallèlement à l'axe du tunnel, les contraintes de cisaillement transférées entre le sol et la structure provoquent une alternance d'efforts de compression et de traction, comme illustré aux Figures 2a et 2b. Ces forces sont limitées par la résistance au cisaillement de l'interface entre la surface du tunnel et le sol environnant.

b) flexion longitudinale : si les ondes sismiques se propagent de manière oblique par rapport à l'axe du tunnel, les composantes des ondes sismiques produisant des mouvements de particules perpendiculaires à l'axe longitudinal, comme indiqué dans les Figures 2c et 2d. Ces mouvements soumettent différentes parties de la structure à des déplacements déphasés. Il en résulte une onde de compression-réfraction longitudinale se propageant dans le tunnel.

c) déformation d'ovalisation : ces déformations se développent sous l'effet d'une propagation des ondes de cisaillement normale ou presque normale à l'axe du tunnel, comme illustré aux figures 2e et 2f.

La plupart des auteurs ont consacré leur travail au dernier type de déformation liée à la distorsion de la section transversale du revêtement du tunnel et engendrée par des ondes de cisaillement se propageant perpendiculairement à l'axe du tunnel. Les études concernant la déformation axiale et la déformation en flexion sont presque négligées. Pour cela, l'objet principal de ce travail est d'étudier la réponse sismique due aux ondes de compression qui se propagent dans le plan parallèlement à l'axe du tunnel.

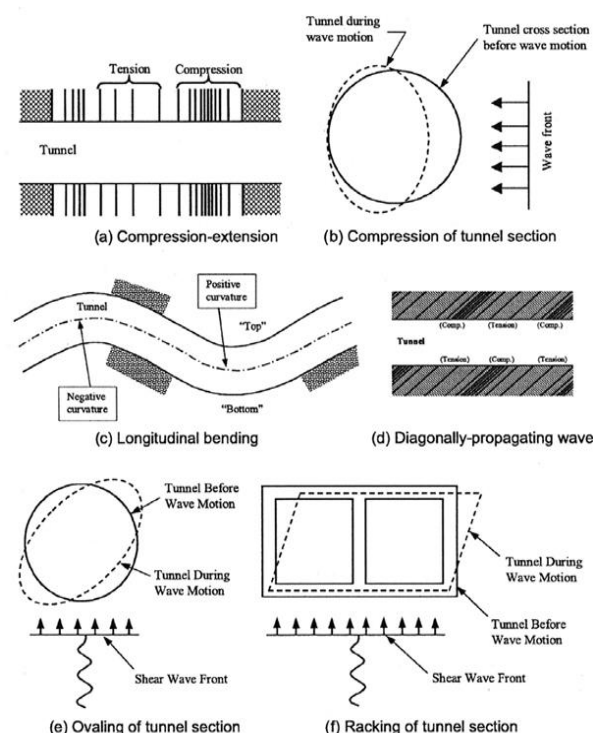


Figure 2 : Modes de déformation des tunnels dus aux ondes sismiques, [6]

Figure 2: Modes of deformation of tunnels due to seismic waves, [6]

2.2- Méthodes d'analyse sismique des tunnels

Les méthodes utilisées pour l'analyse sismique et la conception des tunnels peuvent être classées comme indiqué à la figure 3 et selon les trois approches suivantes [9, 1] ; (1) approche par déformation en champ libre, (2) approche par interaction sol-structure et (3) méthode de pression dynamique de la terre.

L'approche en champ libre décrit les déformations du sol ou les déformations causées par les ondes sismiques sans que la structure soit introduite dans l'analyse. Le comportement général du revêtement du tunnel est similaire à celui d'une poutre élastique soumise à des déformations et à des contraintes imposées par le sol environnant. Les déformations du tunnel peuvent être surestimées ou sous-estimées en fonction de la rigidité du tunnel par rapport au sol.

Dans la deuxième méthode, appelée méthode d'interaction, on considère l'interaction entre le sol et le tunnel. L'utilisation de l'approche dynamique de la pression terrestre pour les tunnels et les ouvrages souterrains se heurte à plusieurs limitations [1]. Par conséquent, dans le présent document, l'accent sera mis uniquement sur l'interaction sol-structure et en raison de la nature complexe du problème d'interaction, il est nécessaire d'utiliser des techniques numériques telles que la méthode des différences finies (FDM) pour modéliser l'interaction du revêtement du tunnel avec le sol environnant, à l'aide du code de calcul FLAC3D [10]. Des études antérieures ([11, 12]) ont étudié la réponse sismique dans les tunnels sous l'effet des ondes de Rayleigh, qui consistent respectivement à combiner les composantes sismique horizontale et verticale (ondes S) et (ondes P), à la surface du sol. Les résultats des études ont montré que les ondes de Rayleigh pouvaient être significatives dans le cas de tunnels de distributions souterraines très superficielles.

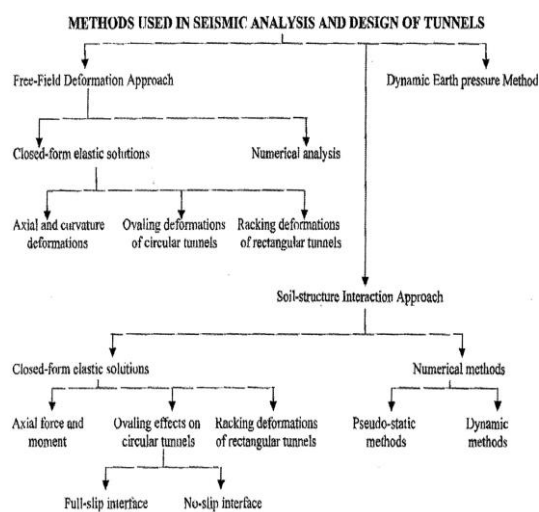


Figure 3 : Présentation des méthodes d'analyse sismique et de conception des tunnels.

Figure 3: Presentation of seismic analysis and tunnel design methods.

3- Cas d'étude

Le but de cet article est d'essayer de mettre en évidence l'influence de la profondeur d'ancrage du tunnel sur le comportement dynamique de celui-ci et du sol environnant pour prédire les déformations qui peuvent être engendrés par cette variation afin d'assurer la stabilité du système sol-tunnel. Le tunnel qui a été considéré comme modèle de référence est le tunnel de Djebel El Ouahch de la wilaya de Constantine. Dans cette étude, pour pouvoir réaliser un système de drainage des tunnels, il est recommandé de les positionner au-dessus du niveau de la nappe phréatique,

3.1- description géologique du terrain et géométrie du tunnel

La section choisie pour l'étude dynamique est située dans la zone la plus critique (zone de faible profondeur), correspondant au point kilométrique PK : 205+407.5 jusqu'à 205+476 pour le tube droit, et PK : 205+393 jusqu'à 205+461.5 pour le tube gauche, au voisinage du Sondage S4-LT-2NP. La profondeur moyenne du tunnel dans cette section est de 17m.

Les profondeurs considérées sont : $H=17\text{m}$, valeur de référence, $H+5$ et $H-5$ (selon la topologie du tunnel), avec une longueur de tunnel de 50 m (selon l'étude bibliographique, l'effet sismique n'est pris en compte que dans les 50 premiers mètres de l'entrée ou de la sortie du tunnel).

L'étude a été menée en quatre points différents (A, B, C, E) situés respectivement, au niveau de clef de voûte, de la paroi latérale, du radier et entre les deux tubes du tunnel. Les figures 4 et 5 illustrent successivement la géométrie du modèle étudié et la coupe géologique dans la section étudiée.

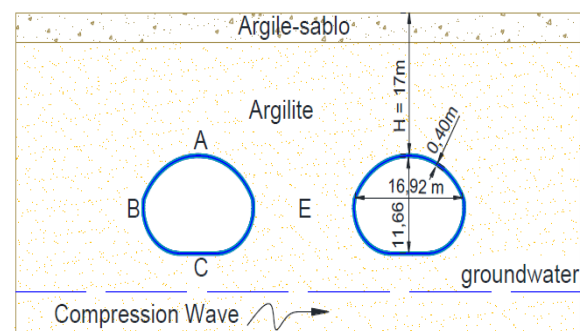


Figure 4: géométrie du modèle avec (L = 50m)

Figure 4: geometry of the model with (L=50m)

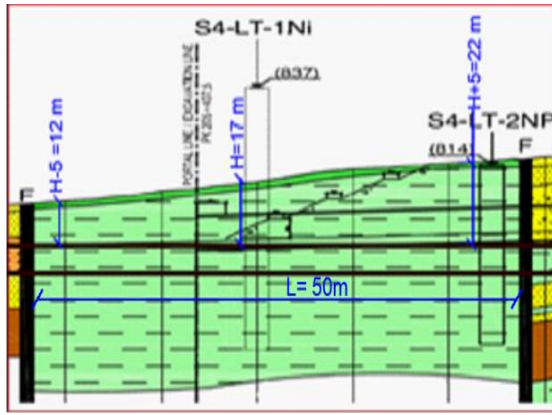


Figure 5: Coupe géologique dans la section étudiée

Figure 5: Geological section in the studied section

3.2- Propriétés du sol

La partie étudiée du tunnel T1 passe dans l'argilite. Les caractéristiques mécaniques du terrain naturel comportant la section étudiée sont résumées dans le tableau (1) et présentées sur la figure (7b).

Tableau 1 : Caractéristiques géotechniques du sol
Table 1: Geotechnical characteristics of the soil

Terre naturelle	γ	γ_{sat}	C	$\phi(^{\circ})$	E	ν	Gmax	Vs
	$\frac{kN}{m^3}$	$\frac{kN}{m^3}$	$\frac{kN}{m^2}$		$\frac{kN}{m^2}$		$\frac{kN}{m^2}$	$\frac{m}{s}$
Argile sablon-neuse	19,05	21,6	0,29	19,5	0,33	-	-	-
Argilite	25,1	25,58	200	25	1E5	0,35	9E6	1900

3.3-Modèle de sol utilisé pour représenter le comportement du sol

Le comportement cyclique du sol est représenté par la combinaison de deux modèles: un modèle d'amortissement hystérique de Hardin / Drnevich et un modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb (figure 6) [13].

Le modèle de Mohr-Coulomb a un module de cisaillement élastique tangent constant Gmax et une limite d'élasticité constante τ_m . La technique de réduction du module est appliquée dans la plage élastique alors que l'amortissement naturel est appliqué dans la plage plastique. L'inclusion de l'amortissement hystérique réduit le

module de cisaillement à partir de la valeur initiale Gmax (figure 7) et augmente le rapport d'amortissement (figure 8). Ce dernier augmente d'une façon monotone avec l'amplitude de la déformation de cisaillement. De ce fait, le niveau de rendement de la loi hyperbolique doit être supérieur à la contrainte de rupture de Mohr-Coulomb. Le modèle de Hardin / Drnevich [13] est utilisé pour assurer la dissipation d'énergie dans le domaine élastique et non pas pour simuler le rendement à l'aide d'un modèle de plasticité hyperbolique.

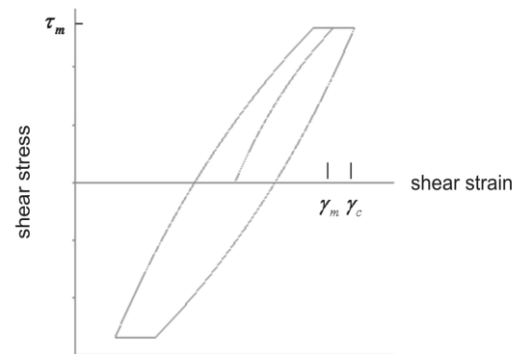


Figure 6 : Cycle de contrainte / déformation - Modèle de Mohr-Coulomb avec amortissement hystérique de Hardin / Drnevich

Figure 6: Stress / strain cycle - Mohr-Coulomb model with Hardin / Drnevich hysteretic damping

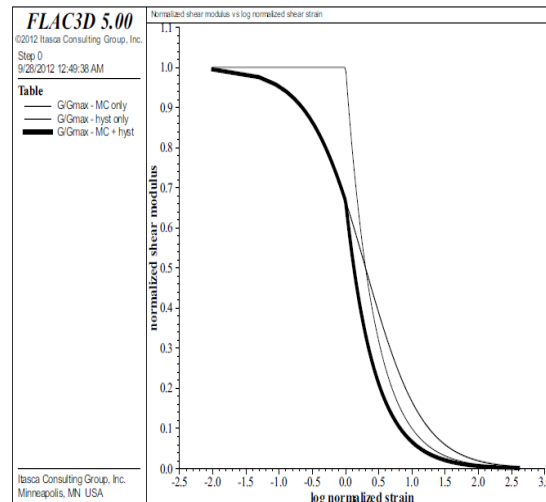


Figure 7 : Module de cisaillement normalisé en fonction de la déformation de cisaillement normalisée pour trois cas d'amortissement

Figure 7: Normalized shear modulus as a function of normalized shear strain for three damping cases

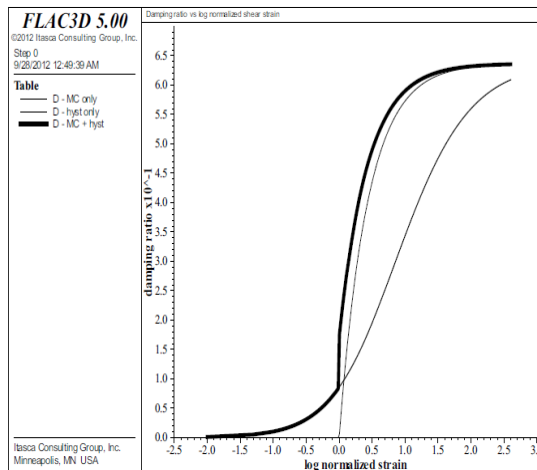


Figure 8 : Rapport d'amortissement en fonction de la déformation de cisaillement normalisée pour trois cas d'amortissement

Figure 8: Damping ratio as a function of strain normalized shear for three damping cases

3.4- Le tremblement de terre adopté pour l'étude dynamique

Afin d'étudier l'effet dynamique sur le comportement des tunnels, le mode de calcul adopté s'appuie sur le tremblement de terre de Boumerdès, considéré comme le plus violent d'Algérie depuis plus de vingt ans. Le 21 mai 2003, la région de Boumerdès à environ 70 km à l'est de la capitale Alger, a subi un tremblement de terre de magnitude 6,8 déterminé par l'USGS (US Geological Enquête). L'amplitude enregistrée est donnée par la station de Dar El Beida (0,52 g) source (C.G.S. Centre de génie parasismique, Algérie) [Japanese Reconnaissance Team. Boumerdès earthquake, May 21, 2003].

Le tremblement de terre a duré 27,67 s. L'accélération maximale est de 556,79 cm / s² (0,57 g) à 7,70 s. Dans le spectre de réponse, l'accélération sismique correspond à près de 3 Hz et 6 à 8 Hz (figure 9).

On a opté pour le tremblement de terre le plus dangereux d'Algérie et Constantine pourrait bien connaître le même avec la même intensité. Dans ces conditions, le tunnel est placé dans le cas le plus défavorable.

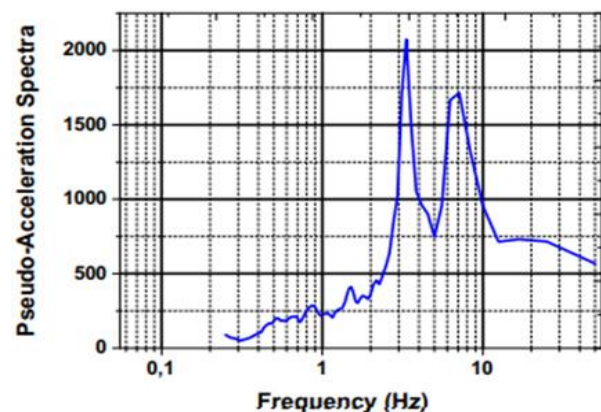
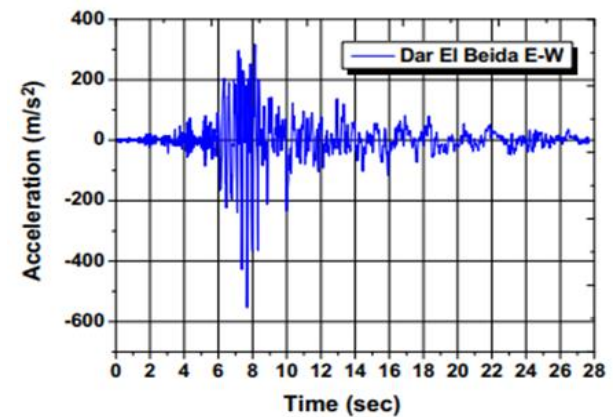


Figure : 9 Signal d'accéléromètre Est-Ouest à la station Dar El Beida et spectre de réponse correspondant

Figure: 9 Accelerometer signal East-West at the Dar El Beida station and corresponding response spectrum

3.4- Modélisation numérique du tunnel

L'étude est réalisée en 3D par un calcul en différences finies au moyen du code de calcul FLAC3D (Fast Lagrangian Analysis of Continuum in 3D). Le code de calcul (FLAC3D), pour cette étude, utilise le modèle combiné de d'amortissement hystérétique de Hardin / Drnevich avec le modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb pour simuler le comportement du sol sous sollicitation sismique.

Le tremblement de terre est modélisé par une charge appliquée à la base du massif dans la direction horizontale sous la forme d'une charge harmonique sinusoïdale d'amplitude variable (voir équation 1). L'onde a une fréquence de 6 Hz avec une amplitude égale à la vitesse maximale de séisme = 27,28 cm / s.

$$\ddot{u}(t) = \ddot{u}_g \cdot e^{-\frac{t}{\tau} \sqrt{55e^{-5.5t}}} \cdot t^{12} \cdot \sin(2\pi \cdot f \cdot t) \quad (1)$$

Avec : f : fréquence ; t : temps ; $\ddot{u}_g$: amplitude

Un amortissement de Rayleigh de 5% est retenu dans ce calcul. Les frontières latérales du modèle sont sollicitées par le mouvement du sol en champ libre. La figure 10 présente un modèle tri-dimensionnel du cas étudié dans un repère cartésien (o, x, y, z), où (x) est la direction horizontale, (y) la direction longitudinale et (z) la direction verticale. Les dimensions du modèle sont : longueur $L_x=117\text{m}$, profondeur longitudinale $L_y=50\text{m}$ et hauteur $L_z=40\text{m}$. La base du tunnel se trouve à 10m du substratum. La hauteur de la couverture au-dessus du tunnel est de 17m.

L'analyse par différences finies de la réponse sismique de tunnel est menée en trois étapes :

- Etablissement du champ de contraintes initiales avant les travaux d'excavation des deux tubes du tunnel avec le coefficient du terrain au repos $k_0=0.5$ (figure 11).

- Etablissement du champ de contraintes après l'excavation et la mise en place du revêtement de tunnel (Figure 12).

- Calcul dynamique. La figure 13 illustre les limites du champ libre.

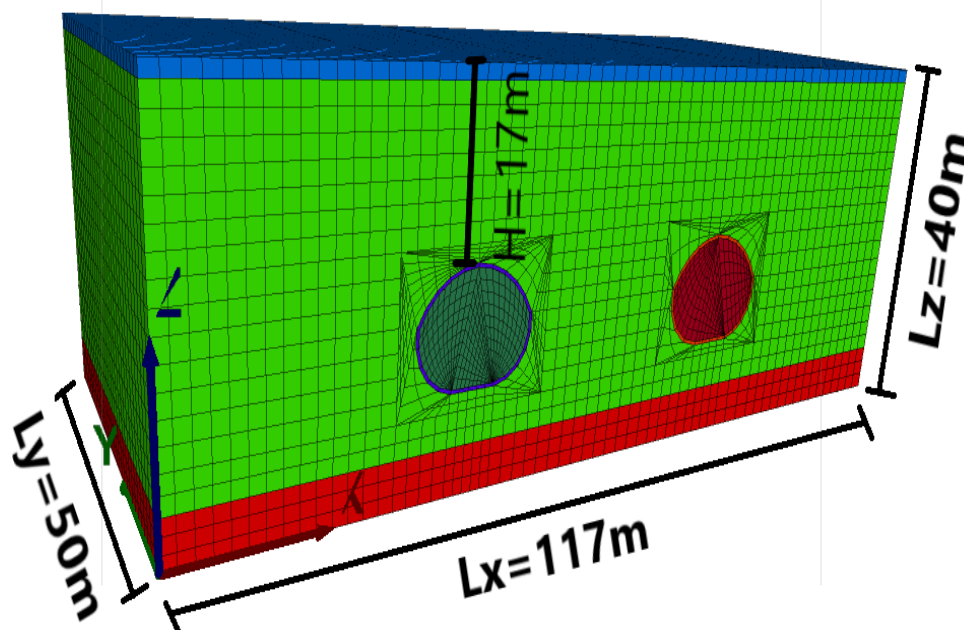


Figure 10: Maillage en 3d du modèle
Figure 10: 3d mesh of the model

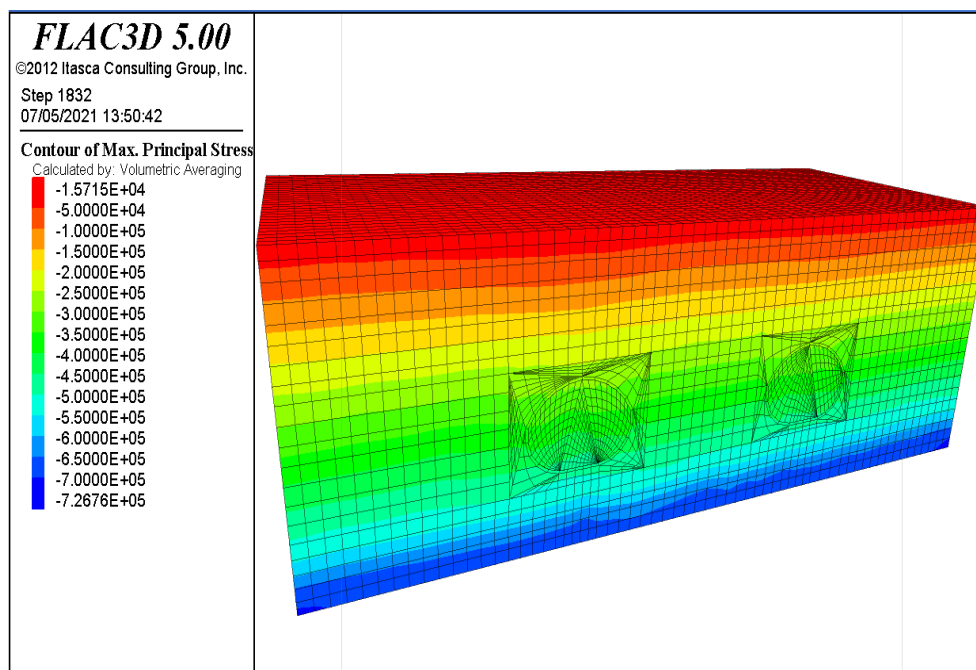


Figure 11 : Champ des contraintes initiales avant les travaux de l'excavation

Figure 11: Initial stress field before excavation work

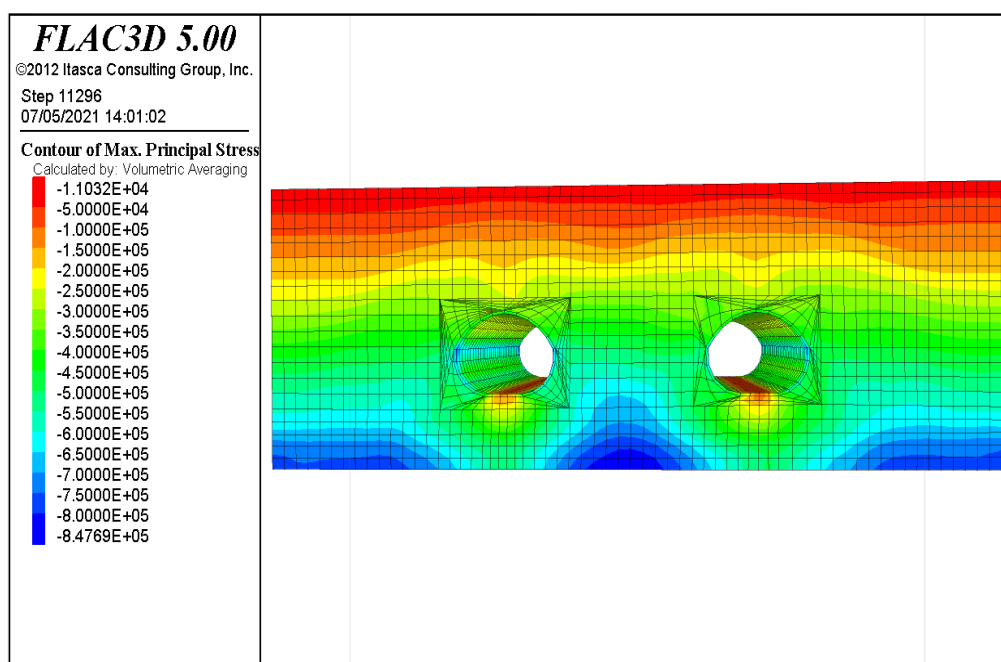


Figure 12 : Champ des contraintes initiales après les travaux de l'excavation

Figure 12: Initial stress field after excavation work

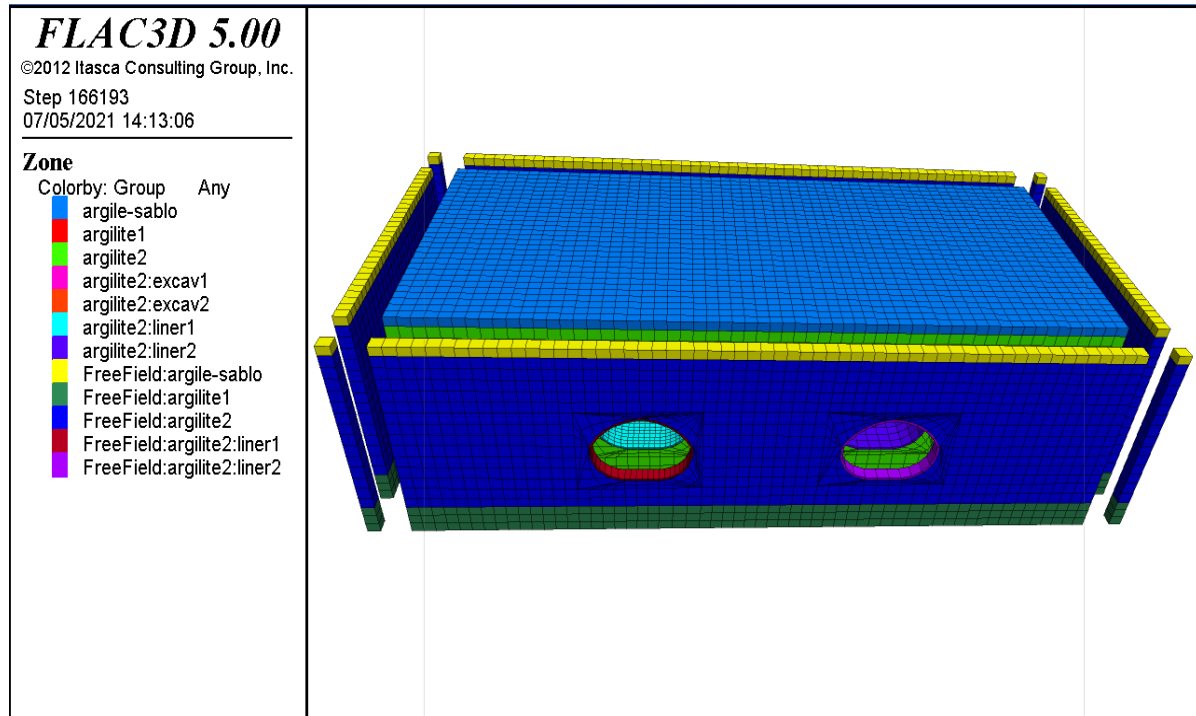


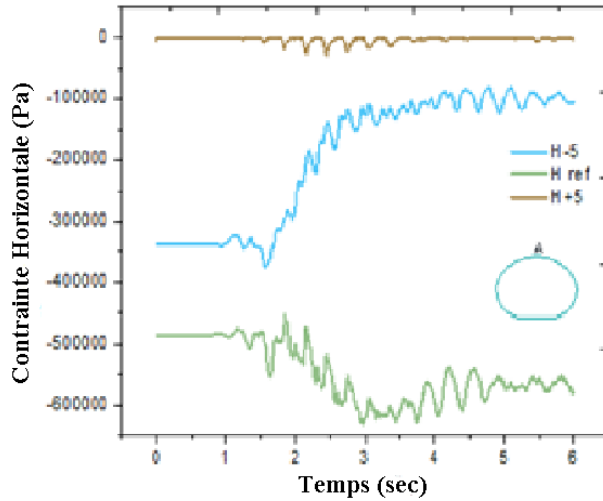
Figure 13 : Limites du champ libre.

Figure 13: The limits of the free field.

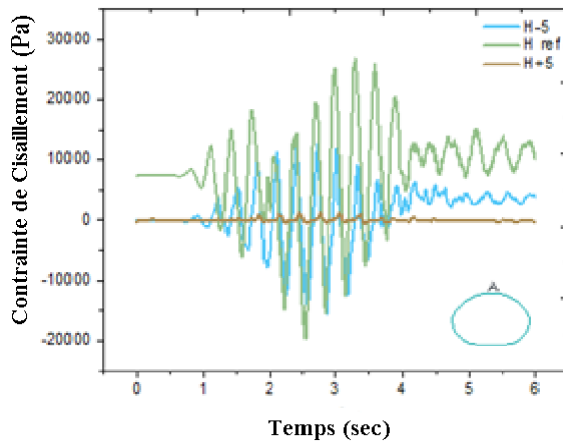
Résultats et discussion

• L'énergie libérée par le tremblement de terre est dispersée dans la terre sous forme d'ondes de cisaillement ou d'ondes sismiques de compression. Quand ces dernières se propagent à travers la masse du sol, des contraintes de cisaillement transférées entre le sol et le béton de tunnel provoquent des efforts alternatifs de compression et de tension. Dans ce cas, le plus nuisible est la contrainte de traction. Et comme la résistance au cisaillement du sol diminue lorsqu'une contrainte de traction est appliquée, la capacité portante du sol se trouve réduite [6].

D'après les courbes des figures 14a et 14b ci-dessous, on note que les contraintes horizontales de traction et les contraintes de cisaillement apparaissent dans le sol autour de la clef de voûte du tunnel et diminuent avec l'augmentation de la profondeur. Par contre, on note que l'augmentation de la profondeur provoque une augmentation des valeurs des déplacements horizontaux, (figures 15a) et des déformations de cisaillement (figures 15b) et la réduction de cette profondeur (faible couverture) produit aussi la diminution des ces valeurs.



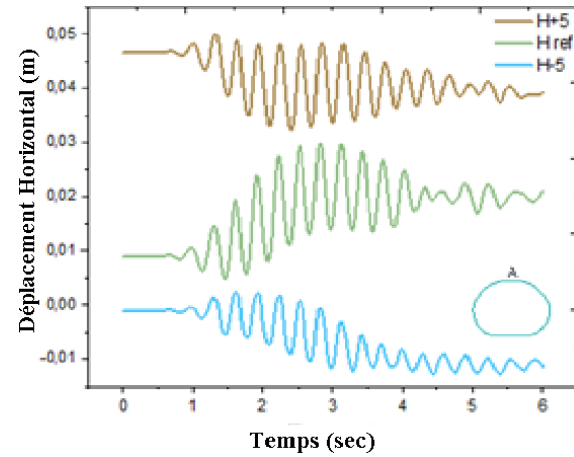
(a)



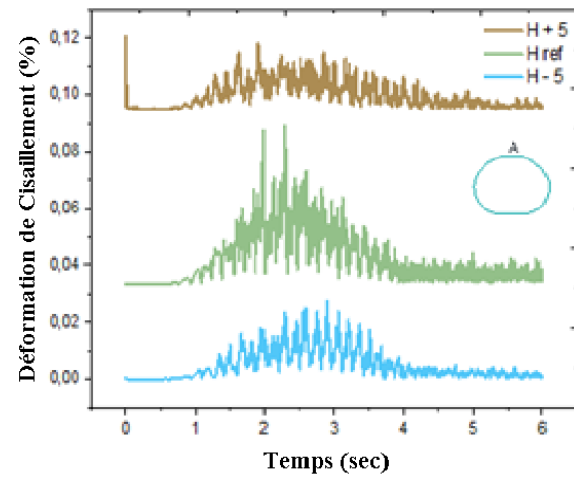
(b)

Figure 14 : Variations des contraintes horizontales(a) et des contraintes de cisaillement (b) développées dans le sol à l'interface de la clef de voûte (point A) en fonction du temps

Figure 14: Variation of horizontal stresses (a) and shear stresses (b) developed in the soil around keystone (point A) as a function of time



(a)



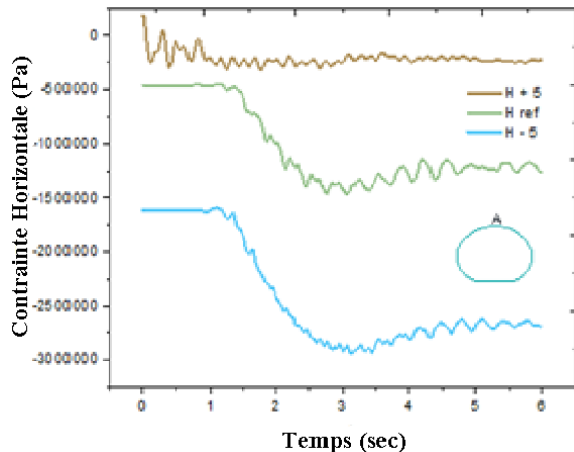
(b)

Figure 15 : Variations des déplacements horizontaux (a) et des déformations de cisaillement (b) développées dans le sol à l'interface de la clef de voûte du tunnel (position A) en fonction de temps.

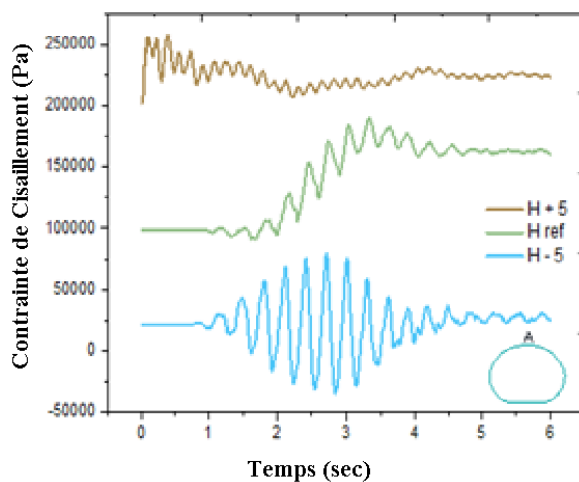
Figure 15: Variation of the horizontal displacements (a) and of the shear strains (b) developed in the soil at the tunnel keystone interface (position A) as a function of time.

• D'après les trois figures (16b, 17a et 15b), on constate que l'effet de la profondeur du tunnel est relativement important pour les contraintes de cisaillement, les déformations de cisaillement et les déplacements horizontaux apparaissant au niveau du béton de la clef de voûte du tunnel. D'où l'importance de la hauteur de la couverture (profondeur) du tunnel qui conduit à une augmentation des valeurs des contraintes, des déplacements et des déformations. Par contre, la diminution de cette profondeur conduit à une diminution de ces valeurs. Tandis que la contrainte horizontale de traction (figures 16a)

est augmentée si la profondeur est diminuée et est réduite si la profondeur est augmentée. On constate que la contrainte horizontale est inversement proportionnelle avec la profondeur. Ces contraintes élevées de traction peuvent entraîner l'apparition d'ouvertures de fissures au niveau de la clef de voûte à cause de la faible résistance du béton à la traction.



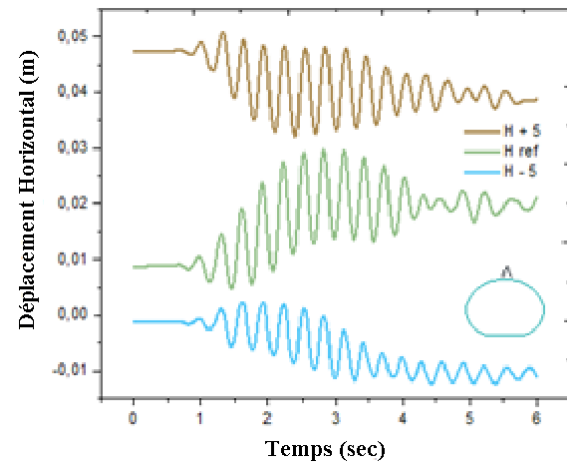
(a)



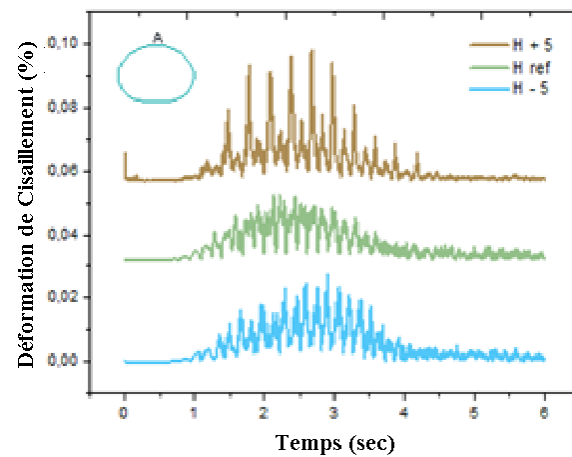
(b)

Figure 16 : Variations de la contrainte horizontale (a) et de contrainte de cisaillement (b) développées dans le béton de la clé de voûte du tunnel au point A en fonction de temps

Figure 16: Variation of horizontal stress (a) and shear stress (b) developed in the tunnel keystone concrete at point A as a function of time



(a)



(b)

Figure17. Variations des déplacements horizontaux (a) et des déformations de cisaillement (b) développées dans le béton de la clé de voûte de tunnel au point A en fonction de temps

Figure 17: Variation of horizontal displacements (a) and shear strain (b) developed in the tunnel keystone concrete at point A as a function of time

• d'après les figures (18b, 19a et 19b), on remarque que l'augmentation de la profondeur du tunnel engendre une augmentation de la contrainte de cisaillement, du déplacement horizontal et de la déformation de cisaillement. On note également que la diminution de la profondeur engendre une diminution de ces valeurs de contrainte, de déplacement et de déformation. Seule la contrainte horizontale de traction (figure 18a) est inversement proportionnelle à la profondeur.

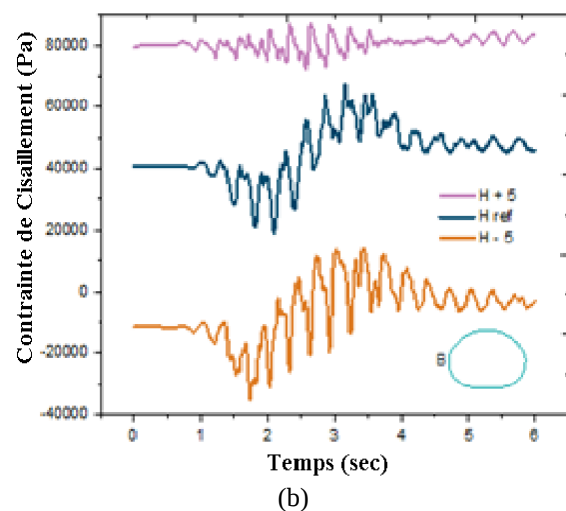
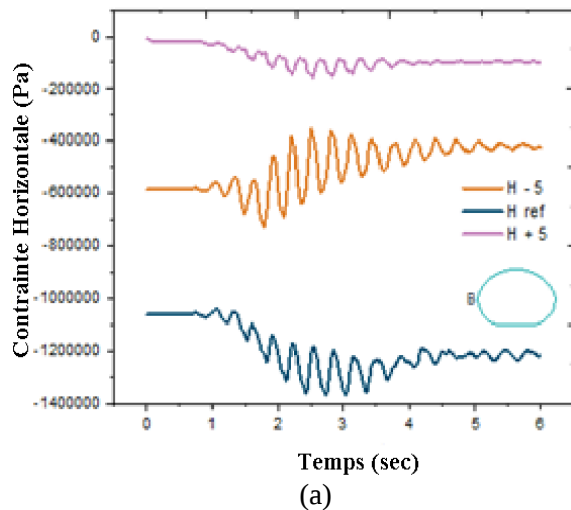


Figure 18 : Variations des contraintes horizontales (a) et des contraintes de cisaillement (b) développées dans le sol à l'interface de la paroi de tunnel au point B en fonction de temps

Figure 18: Variation of horizontal stresses (a) and shear stresses (b) developed in the soil at the tunnel wall interface at point B as a function of time

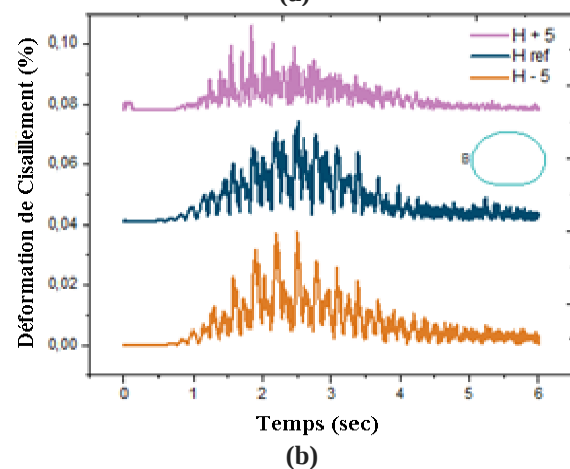
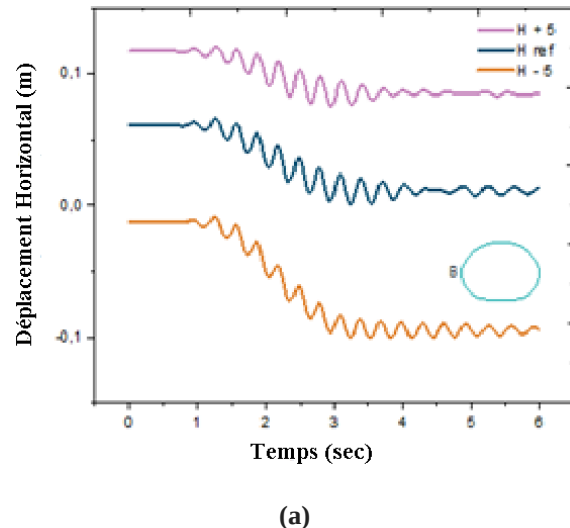
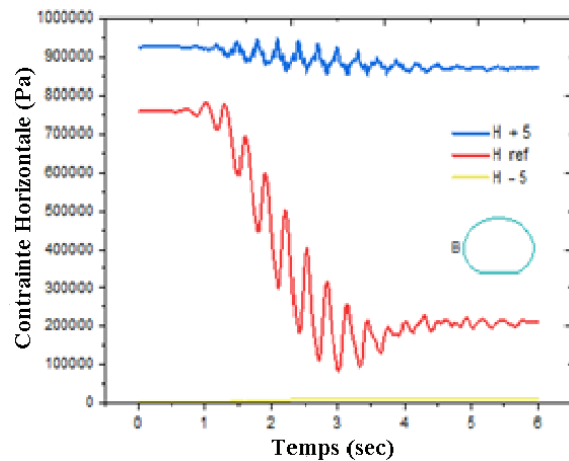


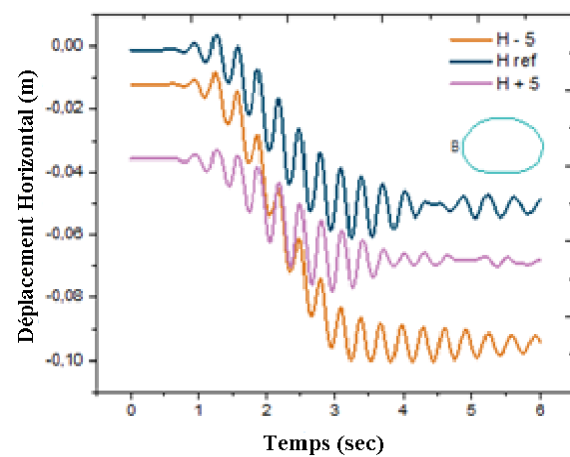
Figure 19 : Variations des déplacements horizontaux (a) et de la déformation de cisaillement (b) développées dans le sol à l'interface de paroi de tunnel au point B en fonction de temps

Figure 19: Variation of horizontal displacements (a) and shear strain (b) developed in the soil at the tunnel wall interface at point B as a function of time

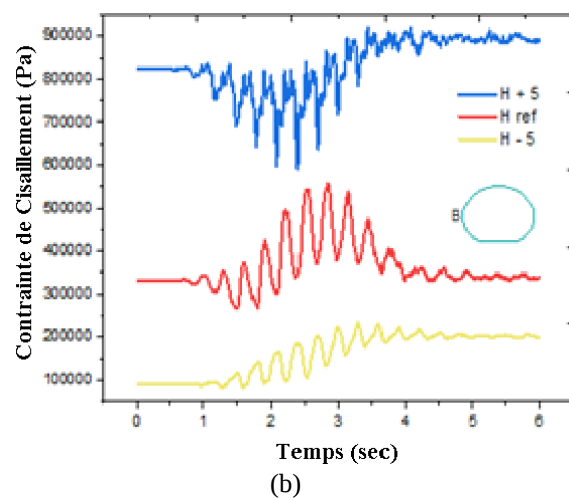
• Les figures 20a, 20b et 21b présentent respectivement les courbes de la contrainte horizontale, la contrainte de cisaillement et la déformation de cisaillement induite dans le béton de la paroi du tunnel. On remarque que l'effet de la variation de la profondeur du tunnel est important pour ces contraintes et ces déformations. L'augmentation de la profondeur du tunnel engendre une augmentation remarquable de ces contraintes et ces déformations. Et inversement, la diminution de cette profondeur engendre une diminution de ces valeurs. Tandis que le déplacement horizontal, figure 20a, devient très important avec la diminution de la profondeur. Ce mouvement permet l'ouverture de fissures dans le béton de paroi.



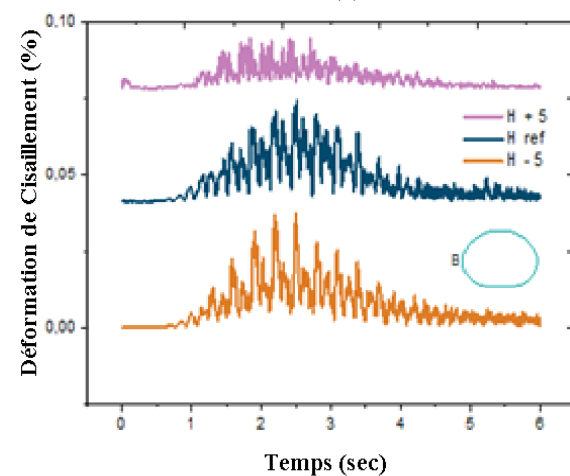
(a)



(a)



(b)



(b)

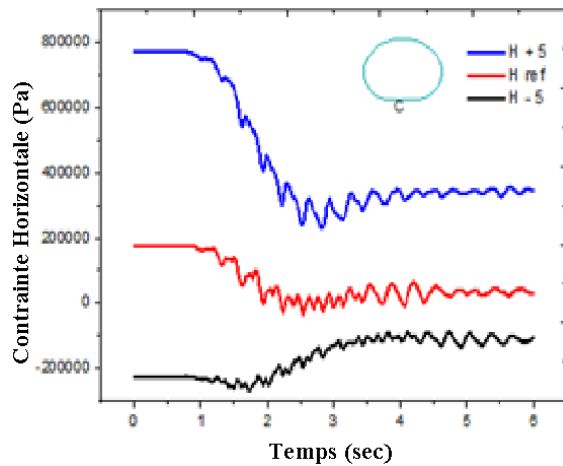
Figure 20 : Variations de contrainte horizontale (a) et de contrainte de cisaillement (b) développées dans le béton de la paroi de tunnel au point B en fonction de temps

Figure 20: Variation of horizontal stress (a) and shear stress (b) developed in the concrete of the tunnel wall at point B as a function of time

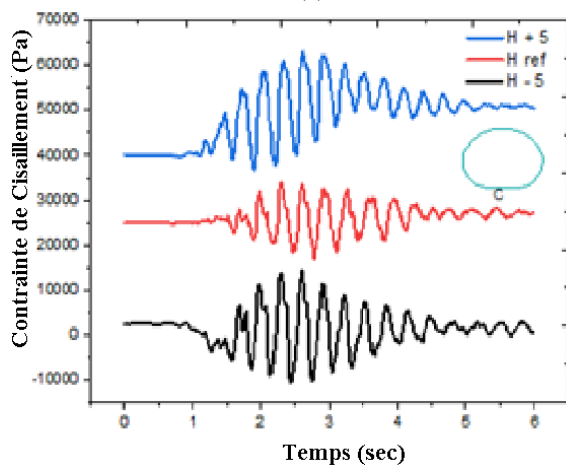
Figure 21 : Variations des déplacements horizontaux (a) et de déformation de cisaillement (b) développées dans le béton de la paroi de tunnel au point B en fonction de temps

Figure 21: Variation of horizontal displacements (a) and shear strain (b) developed in the concrete of the tunnel wall at point B as a function of time

• sur les figures 22a, 22b, 23a et 23b, on représente respectivement : les contraintes horizontales, les contraintes de cisaillement, les déplacements horizontaux et les déformations de cisaillement induites dans le sol au-dessous de radier du tunnel. On observe que toutes ces contraintes de déformations et de déplacements sont majorées avec augmentation de la profondeur du tunnel et sont diminuées avec la diminution de cette profondeur. Donc elles sont proportionnelles avec la profondeur du tunnel.



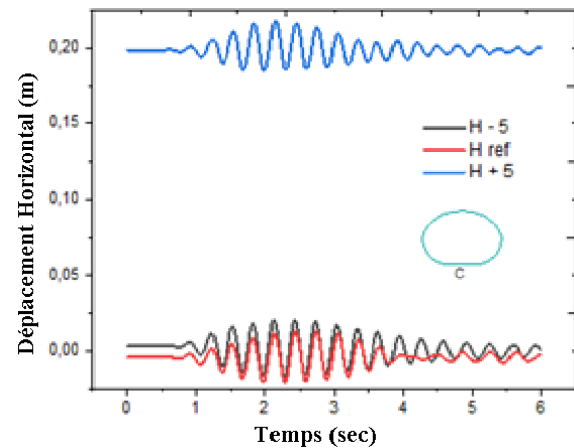
(a)



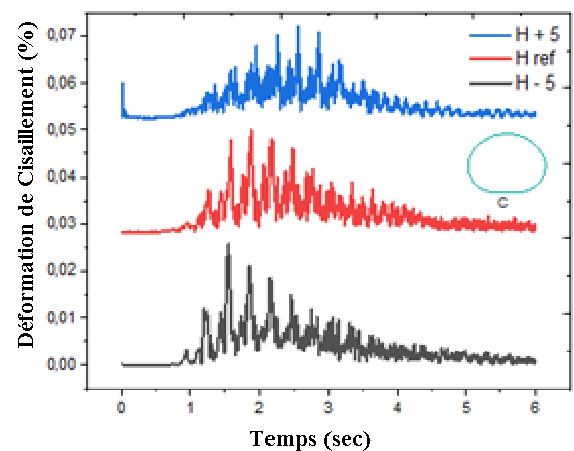
(b)

Figure 22: Variations des contraintes horizontales (a) et des contraintes de cisaillement (b) développées dans le sol à l'interface au-dessous du radier du tunnel au point C en fonction de temps

Figure 22: Variation of horizontal stresses (a) and shear stresses (b) developed in the soil at the interface below the tunnel foundation at point C as a function of time



(a)



(b)

Figure 23 : Variations des déplacements horizontaux (a) et de déformation de cisaillement (b) développées dans le sol à l'interface au-dessous du radier du tunnel au point C en fonction de temps

Figure 23: Variation of horizontal displacements (a) and shear strain (b) developed in the soil at the interface below the tunnel foundation at point C as a function of time

• les figures 24b, 25a et 25b montrent que l'état des contraintes de cisaillement, l'état des déplacements horizontaux et l'état des déformations de cisaillement induites dans le béton du radier sont également proportionnels avec la profondeur. A noter que les contraintes horizontales (figure 24a) présentent de faibles valeurs de compression dans le cas de l'augmentation de la profondeur. Elles ont de fortes valeurs de traction si la profondeur diminue. Ces contraintes de traction importantes peuvent provoquer des fissures dans le béton du radier du tunnel.

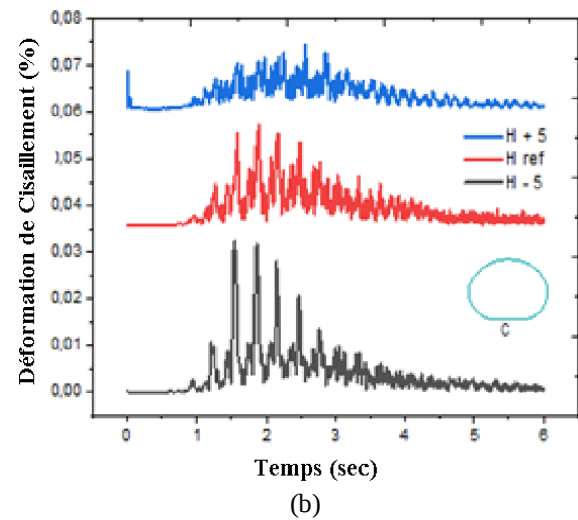
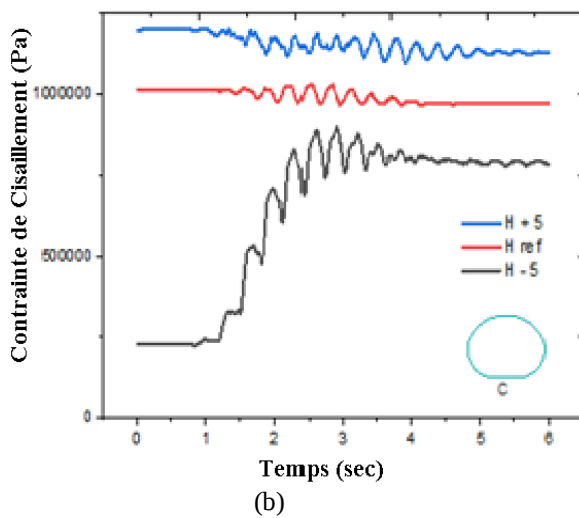
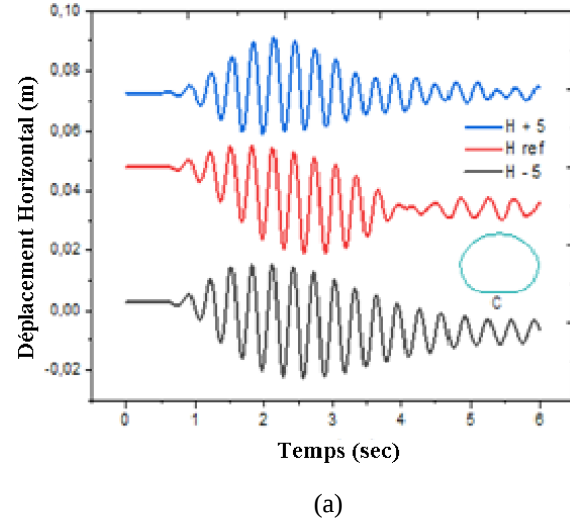
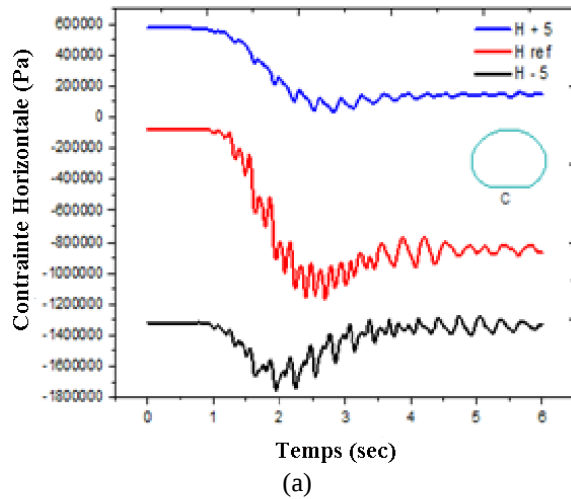


Figure 24 : Variations de contrainte horizontale (a) et de contrainte de cisaillement (b) développées dans le béton du radier du tunnel au point C en fonction de temps

Figure 24: Variation of horizontal stress (a) and shear stress (b) developed in tunnel foundation concrete at point C as a function of time

Figure 25 : Variations des déplacements horizontaux (a) et de déformation de cisaillement (b) développées dans le béton du radier du tunnel au point C en fonction de temps

Figure 25: Variation of horizontal displacements (a) and shear strain (b) developed in the concrete of the tunnel foundation at point C as a function of time

• d'après les figures 26b, 26a et 27b, on note que le comportement du sol entre les deux tubes de tunnel est semblable à celui du sol autour de la paroi du tunnel c.à.d. que les contraintes de cisaillement, les déplacements horizontaux et les déformations de cisaillement sont proportionnelles avec la profondeur. Seule la contrainte horizontale (figure 26a) est inversement proportionnelle avec la profondeur où le sol est soumis à une importante tension dans le cas de la diminution de profondeur, ou sous faibles contraintes de traction si la profondeur est

augmentée. Par ailleurs, les contraintes de traction importantes dans le sol peuvent entraîner la réduction des résistances au cisaillement du sol et par conséquent la réduction de la capacité portante. D'où le risque d'augmentation de la fissuration dans la masse de sol.

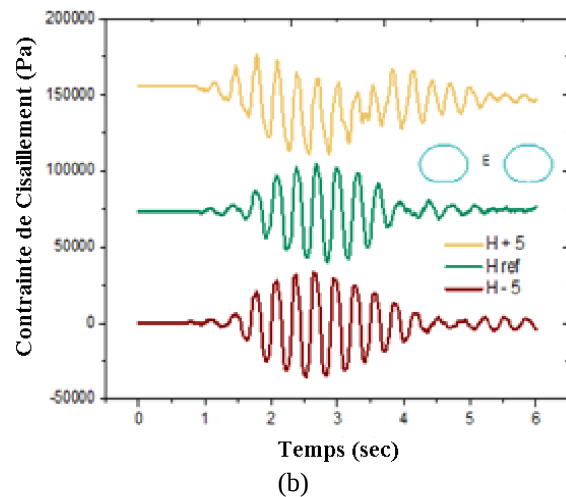
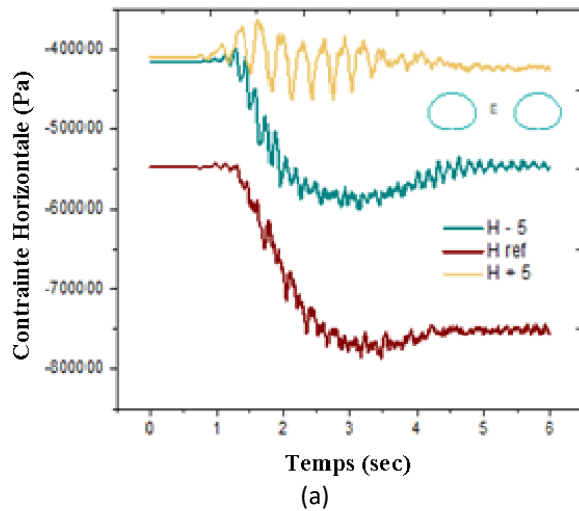


Figure 26 : Variations des contraintes horizontales (a) et des contraintes de cisaillement (b) développées dans le sol entre les deux tubes du tunnel au point E en fonction de temps

Figure 26: Variation of horizontal stresses (a) and shear stresses (b) developed in the soil between the two tunnel tubes at point E as a function of time

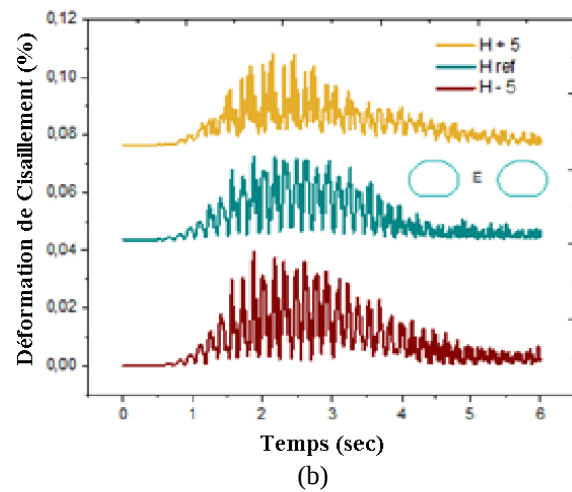
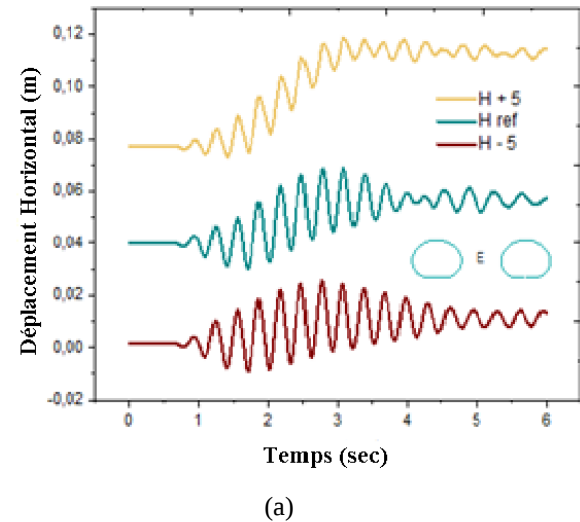


Figure 27 : Variations des déplacements horizontaux (a) et de déformation de cisaillement (b) développées dans le sol entre les deux tubes du tunnel au point E en fonction de temps

Figure 27: Variation of horizontal displacements (a) and of shear strain (b) developed in the soil between the two tunnel tubes at point E as a function of time

5- Conclusion

L'article présente une étude de l'effet de profondeur du tunnel sur le comportement de celui-ci et du sol environnant sous chargement sismique. Les simulations numériques sont faites par un calcul en différences finies au moyen du code de calcul FLAC-3D qui permet de prendre en considération l'aspect tridimensionnel du problème. Le comportement du sol est décrit par le modèle combiné de l'amortissement hystérétique de Hardin / Drnevich avec un modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb. L'analyse est faite en matière de contraintes horizontales, contraintes de cisaillement, déplacements horizontaux et déformations de cisaillement en fonction de temps induit au niveau du revêtement du tunnel et dans le sol environnant.

D'après les résultats de cette étude, on peut énumérer les conclusions suivantes :

- Plus la profondeur du tunnel augmente, plus les contraintes de cisaillement, les déformations de cisaillement et les déplacements horizontaux dans le revêtement du tunnel et dans le sol environnant augmentent d'une manière remarquable.

- Seule la contrainte horizontale induite dans le revêtement de tunnel et dans le sol environnant est inversement proportionnelle avec la profondeur du tunnel, sachant que la direction de la contrainte horizontale est dans le même sens que la charge sismique.

Donc on peut conclure que :

- La réduction de profondeur du tunnel provoque l'augmentation des contraintes horizontales de traction qui engendrent une réduction de la résistance au cisaillement de la masse de sol et du système de support (revêtement), et par conséquent entraînent la défaillance du système sol-tunnel. Ainsi, le risque de l'instabilité du tunnel augmente.

- Par contre l'augmentation de la profondeur du tunnel permet de diminuer fortement les contraintes horizontales de traction au niveau du revêtement du tunnel et dans le sol environnant et par conséquent le tunnel gagne en stabilité et en sécurité.

6- Références bibliographiques

- [1] Hashash, Youssef M. A. et al. "Seismic Design and Analysis of Underground Structures." *Tunnelling and underground space technology* 16(4) : 247–93, 2001.
- [2] Uenishi Koji, and Shunsuke Sakurai. "Characteristic of the Vertical Seismic Waves Associated with the 1995 Hyogo-ken Nanbu (Kobe), Japan Earthquake Estimated from the Failure of the Daikai Underground Station." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 29(6): 813–21, 2000.
- [3] Wang, W. L. et al. "Assessment of Damage in Mountain Tunnels Due to the Taiwan Chi-Chi Earthquake." *Tunnelling and underground space technology* 16 (3: 133–50), 2001.
- [4] Chen Zhiyi, Cheng Shi, Tianbin Li, and Yong Yuan. "Damage Characteristics and Influence Factors of Mountain Tunnels under Strong Earthquakes." *Natural hazards* 61(2): 387–401, 2012.
- [5] Khoshnoudian, F. "Study of the behavior of tunnels under seismic loading" Doctoral theses, Lille Mechanical Laboratory, Soils-Structures Department, 1999.
- [6] Owen, G. Norman, and Roger E. Scholl. "Earthquake Engineering of Large Underground Structures", 1981.
- [7] Iyad Sliteen, "Three-dimensional modeling of the seismic behavior of tunnels in soft ground" doctoral thesis, Civil Engineering and Geo-Environment Laboratory, Doctoral School of Engineering Sciences, University of Lille 1 Sciences and Technologies, 2013.
- [8] Patil M., Choudhury D., Ranjith P., Zhao J., Behavior of shallow tunnel in soft soil under seismic conditions " *Journal of Tunnelling and Underground Space Technology*, 82, 30-38, 2018.
- [9] Wang, J. N., "Seismic Design of Tunnels: A State-of-the-Art Approach, Monograph, Monograph 7." *Parsons, Brinckerhoff, Quade and Douglas Inc, New York*, 1993.



[10] Itasca Fast Lagrangian analysis of continua (FLAC), (2012): user's manuals, version 5. Minneapolis, USA: Itasca Consulting Group, 2012.

[11] Li Jie, Qingxia Yue, and Jun Chen. "Dynamic Response of Utility Tunnel during the Passage of Rayleigh Waves." *Earthquake Science* 23(1): 13–24, 2010.

[12] Jiang Luzhen, Jun Chen, and Jie Li. "Dynamic Response Analysis of Underground Utility Tunnel during the Propagation of Rayleigh Wave." In *ICPTT 2009: Advances and Experiences with Pipelines and Trenchless Technology for Water, Sewer, Gas, and Oil Applications* 11: 74–83, 2009.

[13] Hardin, Bobby O., and Vincent P. Drnevich. "Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves." *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div* 98(sm7) , 1972.