

文章编号:1673-2049(2019)03-0110-07

浅埋隧道在部分集中脉冲荷载作用下的波动响应

彭跃辉¹, 陶彪², 刘鑫磊², 耿大新², 王宁²

(1. 南昌铁路勘测设计院有限责任公司, 江西 南昌 330002; 2. 华东交通大学 土木建筑学院, 江西 南昌 330013)

摘要:基于 Hamilton 理论-弹性波动理论,采用解析法研究了局部集中瞬态脉冲荷载下半空间隧道的动力响应。衬砌采用 Hamilton 壳体理论模拟,土体采用弹性介质动力学理论模拟,通过波函数展开法、Graf 坐标转换法和 Laplace 变换法及其数值逆变换,求解了半空间中隧道瞬态集中荷载响应的半解析解。通过 MATLAB 数值计算,分析了隧道不同位置衬砌刚度、土体波速、衬砌环向角度的波动特性。结果表明:隧道环向各位置处位移与应力幅值随埋深增加而减小,环向应力和径向位移曲线波动趋势相似,在各角度上的响应幅值各不相同,由于地表存在,隧道顶部响应大于其他各位置;衬砌外表面的位移与应力随土体波数增加而减小,同时隧道位置的改变对土体波数变化影响较大,以隧道顶部响应最为显著;当衬砌刚度增大时,其环向各位置响应衰减幅度不同,其中隧道底部位置处的幅值衰减最大。

关键词:浅埋隧道;局部集中荷载;Laplace 变换;Graf 坐标转换;波动响应

中图分类号:TU312 **文献标志码:**A

Wave Response of Shallow Buried Tunnel Under Partially Concentrated Pulse Load

PENG Yue-hui¹, TAO Biao², LIU Xin-lei², GENG Da-xin², WANG Ning²

(1. Nanchang Railway Survey and Design Institute Co., Ltd., Nanchang 330002, Jiangxi, China; 2. School of Civil Engineering and Architecture, East China Jiaotong University, Nanchang 330013, Jiangxi, China)

Abstract: Based on Hamilton's theory and elastic wave theory, the dynamic response of a half-space tunnel subjected to locally concentrated transient impulse loads was studied by analytic method. Lining was simulated by Hamilton thin-shell theory and soil was simulated by elastic medium dynamics theory. Semi-analytical solution of transient concentrated load problem of circular lining in half space was solved by wave function expansion method, Graf coordinate transformation method and Laplace transformation method and their numerical inverse transformation. Through MATLAB calculation, the dynamic response characteristics of lining stiffness, soil wave velocity and lining circumferential angle at different locations of tunnel were analyzed. The results show that the amplitude of tunnel response decreases with the increase of burial depth. The response amplitude varies from angle to angle, and the response of top of tunnel is larger than that of other locations. The displacement and stress of outer surface of lining decreases with the increase of wave number of soil. When the lining stiffness increases, the attenuation range of the response is different in the circumferential position, and the attenuation

收稿日期:2019-03-10

基金项目:江西省交通运输厅科技项目(2016D0039,2017D0035);江西省教育厅科技项目(GJJ170363)

作者简介:彭跃辉(1965-),男,江西南昌人,高级工程师,E-mail:185189208@qq.com。

通信作者:陶彪(1993-),男,江西南昌人,工学硕士研究生,E-mail:593407847@qq.com。

of the amplitude at the bottom of the tunnel is the largest.

Key words: shallow buried tunnel; local concentrated load; Laplace transformation; Graf coordinate transformation; wave response

0 引言

随着中国城市地下轨道交通、隧道以及综合管廊等基础建设的迅猛发展,与之相伴的安全事故也偶有发生。车辆行驶中失控撞击隧道、综合燃气管线爆炸等大都会引起地下设施内部与周围土体发生较大变形,进而影响隧道的正常使用。考虑这些瞬态荷载发生的位置不同,荷载会向某一方向汇聚,引起隧道瞬态荷载集中分布。因此,研究隧道非轴对称荷载的动力响应,不仅有实际的工程意义,也可为隧道、综合管廊等地下建筑物的防震减灾设计提供理论依据。

近些年来国内外学者对瞬态荷载下隧道洞室的动力响应做出了深层次的研究。20世纪90年代 Senjuntichai 等^[1]基于 Biot^[2]理论利用波函数展开法研究了全空间下不同介质中圆柱形洞室的动力响应,得到了动力响应的解析解,并通过 Laplace 数值反演得到了时域下的数值解析。徐长节等^[3-4]采用解析法分别考虑了动荷载作用下不同薄壁模型的动力响应问题。高广运等^[5-6]对爆炸荷载下的位移场积分函数进行了理论计算,结果与工程现场实测数据拟合较好。高盟等^[7-8]先用内源突加荷载对圆柱洞孔的动力响应问题进行分析,之后进一步采用轴对称荷载对爆炸情况进行了模拟,并对3种轴对称荷载下衬砌在多孔弹性介质中的响应进行研究。与此类似,蔡袁强等^[9-10]将爆炸荷载简化为三段阶梯形衰减形式,采用 Hamilton 壳体理论描述衬砌运动方程,研究了饱和土体的排水条件对隧道及其衬砌结构位移和应力的影响,并研究饱和土体参数和衬砌结构参数以及饱和土体中排水条件对衬砌空腔的影响。在浅埋隧道研究中 Xu 等^[11-12]和 Li 等^[13]通过引入大圆弧假定,采用 Fourier 变换和波函数展开法研究了 P 波作用下弹性介质中浅埋圆柱形衬砌的动应力集中问题。Liu 等^[14-15]研究了在浅埋隧道情况下 P 波、SV 波和 Rayleigh 波在其衬砌上的散射情况,发现隧道埋深、剪切模量和衬砌厚度对其动力响应有着显著的影响。Coskun 等^[16]研究了在浅埋情况下隧道腔体内波数和隧道埋深对位移和应力响应的影响。

本文基于 Hamilton 理论-弹性波动理论,采用

波函数展开法和 Graf 坐标转换法^[17],利用土体与衬砌边界的连续边界条件以及衬砌内边界和地表的零应力边界条件,求解了半空间中圆柱形衬砌对瞬态径向非均匀荷载的解析解,并通过 Durbin^[18]数值逆变换求得数值解,通过算例考虑埋深、衬砌刚度、衬砌环向角度等因素对响应的影响。

1 计算模型

假定无限半空间弹性土体中存在无限长圆柱形衬砌隧道,将衬砌视为单相弹性介质,在衬砌式隧道中心位置两侧作用集中冲击荷载 $f(\theta, t)$, $f(\theta, t) = f(\theta)s(t)$, $s(t)$ 为 Laplace 变换参数, t 为加载时间, $f(\theta)$ 为荷载分布特征函数,其荷载集度随角度 θ 改变而不同。计算模型如图 1 所示,定义平面二维坐标下水平向为 y_1 轴,竖直为 x_1 轴,隧道内部采用极坐标系 $O_1(r_1, \theta_1)$,其中, r_1, θ_1 分别为极坐标系的极径与极角。同时定义地表为无限长大圆弧,圆弧半径为 R_s ,距地表 R_s 处存在以 $O_2(r_2, \theta_2)$ 为中心的极坐标系,水平向为 y_2 轴,竖直为 x_2 轴。衬砌厚度为 h ,隧道内半径为 a ,隧道中心至地表距离为 H ,隧道中心至衬砌中曲面距离为 a_1 。本文采用的瞬态荷载形式为三角形脉冲荷载,将时间量纲一化,定义 $t^* = t \sqrt{\mu_1 \rho_1^{-1}}/a_1$,其中 ρ_1 为土体密度, μ_1 为剪切模量。瞬态脉冲荷载在隧道衬砌内壁到达峰值后,迅速沿径向衰减。假设衬砌与土体之间完全接触,不发生相对位移,两者之间无孔隙,忽略振动对隧道纵向的影响,因而将其简化为平面应变问题。

瞬态荷载发生时,因外部约束存在荷载向极轴处汇聚,径向应力差导致沿径向同一圆环内的位移不均,进而产生剪应力。圆形洞室施加瞬态荷载到达最大值之后又衰减至 0,强度随时间的变化可假定为三角分布,如图 2 所示,其中 F_0 为三角形脉冲荷载的峰值。

2 半空间土体波场分析

土体结构视为单相弹性介质,忽略体力存在,其矢量波动方程及本构关系可表示为

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial \sigma_{r\theta}}{\partial \theta} + \frac{1}{r} (\sigma_r - \sigma_\theta) = \rho_1 \frac{\partial^2 u_r}{\partial t^2} \quad (1)$$

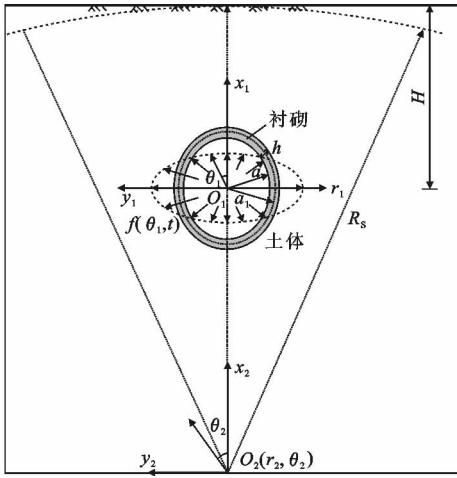


图1 半空间隧道集中脉冲荷载作用模型

Fig.1 Tunnel Model Under Half-space Concentrated Pulse Load

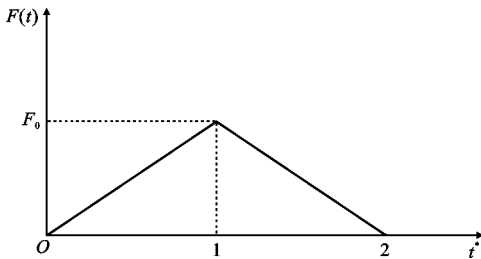


图2 瞬态三角形脉冲荷载

Fig.2 Transient Triangular Pulse Load

$$\frac{\partial \sigma_{r\theta}}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial \sigma_{\theta}}{\partial \theta} + \frac{2}{r} \sigma_{r\theta} = \rho_1 \frac{\partial^2 u_\theta}{\partial t^2} \quad (2)$$

$$\sigma_{ij} = \lambda_1 \delta_{ij} \epsilon_{kk} + 2\mu_1 \epsilon_{ij} \quad (3)$$

式中: σ_{ij} 为土骨架总应力张量; ϵ_{kk} , ϵ_{ij} 分别为土骨架体积应变与应变张量; δ_{ij} 为 Kronecker 参数, 当 $i \neq j$ 时 $\delta_{ij} = 0$, $i = j$ 时 $\delta_{ij} = 1$; λ_1 为土骨架 Lamé 常量; u_r , u_θ 分别为土骨架介质的径向位移和环向位移。

根据 Helmholtz 矢量分解定理, 土体位移可用两势函数表示, 即

$$u_r = \frac{\partial \varphi(r, \theta, t)}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial \Psi(r, \theta, t)}{\partial \theta} \quad (4)$$

$$u_\theta = \frac{1}{r} \frac{\partial \varphi(r, \theta, t)}{\partial \theta} - \frac{\partial \Psi(r, \theta, t)}{\partial r} \quad (5)$$

式中: φ , Ψ 分别为土骨架的标量势函数与矢量势函数。

将式(4), (5)代入式(1), (2)可得

$$\begin{aligned} & \left[\frac{-2(\lambda_1 + 2\mu_1)}{r^3} \frac{\partial^2 \varphi}{\partial \theta^2} - \frac{\lambda_1 + 2\mu_1}{r^2} \frac{\partial \varphi}{\partial r} + \frac{\mu_1}{r^2} \frac{\partial^2 \Psi}{\partial r \partial \theta} + \right. \\ & \left. \frac{\lambda_1 + 2\mu_1}{r} \frac{\partial^2 \varphi}{\partial r^2} + \frac{\mu_1}{r^3} \frac{\partial^3 \Psi}{\partial \theta^3} + (\lambda_1 + 2\mu_1) \frac{\partial^3 \varphi}{\partial r^3} + \right. \\ & \left. \frac{\lambda_1 + 2\mu_1}{r^2} \frac{\partial^3 \varphi}{\partial r \partial \theta^2} + \frac{\mu_1}{r} \frac{\partial^3 \Psi}{\partial r^2 \partial \theta} \right] = \end{aligned}$$

$$\rho_1 \frac{\partial^2}{\partial t^2} \left(\frac{\partial \varphi}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial \Psi}{\partial \theta} \right) \quad (6)$$

$$\begin{aligned} & \left[\frac{\lambda_1 + 2\mu_1}{r^3} \frac{\partial^3 \varphi}{\partial \theta^3} + \frac{\lambda_1 + 2\mu_1}{r^2} \frac{\partial^2 \varphi}{\partial r \partial \theta} + \frac{\lambda_1 + 2\mu_1}{r} \frac{\partial^3 \varphi}{\partial r^2 \partial \theta} + \right. \\ & \left. \frac{2\mu_1}{r^3} \frac{\partial^2 \Psi}{\partial \theta^2} + \frac{\mu_1}{r^2} \frac{\partial \Psi}{\partial r} - \frac{\mu_1}{r^2} \frac{\partial^3 \varphi}{\partial r \partial \theta^2} - \frac{\mu_1}{r} \frac{\partial^2 \Psi}{\partial r^2} - \right. \\ & \left. \mu_1 \frac{\partial^3 \Psi}{\partial r^3} \right] = \rho_1 \frac{\partial^2}{\partial t^2} \left(\frac{1}{r} \frac{\partial \varphi}{\partial \theta} - \frac{\partial \Psi}{\partial r} \right) \quad (7) \end{aligned}$$

对式(6), (7)等号两边同时取 Laplace 变换得

$$\left(\frac{\partial}{\partial r} - \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial \theta} \right) [(\lambda_1 + 2\mu_1) \nabla^2 - \rho_1 s^2] \bar{\varphi} = 0 \quad (8)$$

$$\left(\frac{\partial}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial \theta} \right) (\mu_1 \nabla^2 - \rho_1 s^2) \bar{\Psi} = 0 \quad (9)$$

式中: $\bar{\varphi}$, $\bar{\Psi}$ 分别为势函数 φ , Ψ 的 Laplace 变换形式, $\bar{\varphi}(r, \theta, s) = L[\varphi]$, $\bar{\Psi}(r, \theta, s) = L[\Psi]$ 。

由方程(8), (9)可得

$$\nabla^2 \bar{\varphi} - k_1^2 \bar{\varphi} = 0 \quad (10)$$

$$\nabla^2 \bar{\Psi} - k_2^2 \bar{\Psi} = 0 \quad (11)$$

式中: k_1 , k_2 分别为压缩波与剪切波的复波数, $k_1 = \sqrt{\rho_1 s^2 (\lambda_1 + 2\mu_1)^{-1}}$, $k_2 = \sqrt{\rho_1 s^2 \mu_1^{-1}}$; $\nabla^2 = \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} + \frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2}{\partial \theta^2}$ 。

土体结构视为单相弹性介质, 考虑土体中环向位移 $\partial u_\theta / \partial \theta$ 项的影响, 将其代入土体几何方程, 在土体无穷远处, 须满足位移分量 $u, v \rightarrow 0$, 即势函数 $I_n(\cdot) \rightarrow 0$, 由第一类 n 阶虚宗量 Bessel 函数性质可知 $I_n(\cdot)$ 不满足假设, 因此得到半空间中 Bessel 函数表示的土体势函数通解为

$$\bar{\varphi}(r_1, \theta_1) = \sum_{n=0}^{\infty} K_n(k_1 r_1) [A_n(s) \cos(n\theta_1) + B_n(s) \sin(n\theta_1)] \quad (12)$$

$$\bar{\Psi}(r_1, \theta_1) = \sum_{n=0}^{\infty} K_n(k_2 r_1) [C_n(s) \sin(n\theta_1) + D_n(s) \cos(n\theta_1)] \quad (13)$$

式中: A_n, B_n, C_n, D_n 为待定系数; $K_n(\cdot)$ 为第二类 n 阶虚宗量 Bessel 函数。

在使用半空间边界条件时, 需根据半空间自由边界上零应力条件, 将 $O_1(r_1, \theta_1)$ 极坐标系下径向应力与环向应力变换为 $O_2(r_2, \theta_2)$ 极坐标系表达, 并采用 Graf 加法定理对应力进行坐标转换^[13], 即

$$C_n(w) \begin{bmatrix} \cos(nx) \\ \sin(nx) \end{bmatrix} = \sum_{m=-\infty}^{+\infty} C_{n+m}(u) J_m(v) \begin{bmatrix} \cos(m\alpha) \\ \sin(m\alpha) \end{bmatrix} \quad (14)$$

式中: $u = \beta D$, β 为介质波速, D 为 O_1 与 O_2 圆心之间的距离; $J_m(v)$, $C_n(w)$ 为第一类 Bessel 函数。

求解前,将势函数式(12),(13)代入 Graf 加法定理,可得变换后的势函数形式如下

$$\bar{\varphi}(r_2, \theta_2) = \sum_{n=0}^{\infty} J_m(k_1 r_2) [A_{0,m}^*(s) \cos(m\theta_2) + B_{0,m}^*(s) \sin(m\theta_2)] \quad (15)$$

$$\bar{\Psi}(r_2, \theta_2) = \sum_{n=0}^{\infty} J_m(k_2 r_2) [C_{0,m}^*(s) \sin(m\theta_2) + D_{0,m}^*(s) \cos(m\theta_2)] \quad (16)$$

$$\begin{bmatrix} A_{0,m}^* \\ D_{0,m}^* \end{bmatrix} = \sum_{n=0}^{\infty} \begin{bmatrix} K_{n+m}(k_1 D) \\ K_{n+m}(k_2 D) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} A_n \\ D_n \end{bmatrix} \quad (17)$$

$$\begin{bmatrix} B_{0,m}^* \\ C_{0,m}^* \end{bmatrix} = \sum_{n=0}^{\infty} \begin{bmatrix} K_{n+m}(k_1 D) \\ K_{n+m}(k_2 D) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} B_n \\ C_n \end{bmatrix} \quad (18)$$

式中: $K_{m+n}(\cdot)$ 为第二类 $m+n$ 阶虚宗量 Bessel 函数; $A_{0,m}^*, B_{0,m}^*, C_{0,m}^*, D_{0,m}^*$ 为半空间内土体待定系数; $J_m(\cdot)$ 为第一类 m 阶 Bessel 函数。

3 衬砌波场分析及边界条件

衬砌部分模拟为嵌入弹性土体中的薄壁弹性圆柱壳,采用 Hamilton 顿原理推导出无扭矩下壳体运动方程,并进行 Laplace 变换可得

$$n\bar{U}_{\theta n} + (1 + \beta^2 n^4) \bar{U}_{rn} + \gamma^2 s^2 \bar{U}_{rn} = \frac{1 - \nu_s^2}{E^* h^*} \bar{q}_{rn} \quad (19)$$

$$n^2 \bar{U}_{\theta n} + n \bar{U}_{rn} + \gamma^2 s^2 \bar{U}_{\theta n} = \frac{1 - \nu_s^2}{E^* h^*} \bar{q}_{\theta n} \quad (20)$$

式中: $\gamma^2 = c_1^2/c_p^2$, c_1 为土体纵波波速, $c_p^2 = E_L/\rho_L(1-\nu_L)$, E_L, ν_L 分别为衬砌的弹性模量和泊松比, ρ_L 为衬砌密度; $\beta^2 = h^2/(12a_1^2)$; $U_{\theta n}, U_{rn}$ 分别为衬砌位移在 θ 与 r 方向 Fourier 展开的系数项; $q_{rn}, q_{\theta n}$ 分别为衬砌应力 r, θ 方向 Fourier 展开的系数项。

对式(19),(20)变换可得壳体应力-位移关系为

$$\bar{U}_{rn}^* = \frac{(1 - \nu_s^2) [(n^2 + \gamma^2 s^2) \bar{q}_{rn}^* - n \bar{q}_{\theta n}^*]}{E^* h^* [(1 + \beta^2 n^4 + \gamma^2 s^2)(n^2 + \gamma^2 s^2) - n^2]} \quad (21)$$

$$\bar{U}_{\theta n}^* = \frac{(1 - \nu_s^2) [(1 + \beta^2 n^4 + \gamma^2 s^2) \bar{q}_{\theta n}^* - n \bar{q}_{rn}^*]}{E^* h^* [(1 + \beta^2 n^4 + \gamma^2 s^2)(n^2 + \gamma^2 s^2) - n^2]} \quad (22)$$

式中: $E^* = E_L/\mu_L$; $h^* = h/a_1$; $U_{\theta n}^* = U_{\theta n}/\mu_L$; $U_{rn}^* = U_{rn}/\mu_L$; $q_{rn}^* = q_{rn}/\mu_L$; $q_{\theta n}^* = q_{\theta n}/\mu_L$, μ_L 为衬砌拉梅常量。

$\bar{U}_{rn}^* = L[U_{rn}^*]$, $\bar{U}_{\theta n}^* = L[U_{\theta n}^*]$, $\bar{q}_{rn}^* = L[q_{rn}^*]$, $\bar{q}_{\theta n}^* = L[q_{\theta n}^*]$, 表示 Laplace 域中衬砌应力与位移。

假设衬砌为圆柱壳体,当隧道半径远大于衬砌厚度,可以将衬砌壳体中曲面视为土体与衬砌接触面,即 $r=a_1$ 处。考虑土体与衬砌交界面应力协调与连续性条件,在二者接触面上,当 $r=a_1$ 时,根据应力连续性与协调性准则可得

$$\left. \begin{aligned} \bar{u}_r &= \bar{u}_{lr} \\ \bar{\sigma}_r &= \bar{f}(\theta, s) - \bar{\sigma}_{lr} \\ \bar{u}_{\theta} &= \bar{u}_{l\theta} \\ \bar{\sigma}_{r\theta} &= \bar{\sigma}_{lr\theta} \end{aligned} \right\} \quad (23)$$

在半自由表面处零应力边界条件,即 $r=R_s$ 处,当 $r=R_s$ 时,土体应力条件可表示为

$$\left. \begin{aligned} \bar{\sigma}_{0,r} &= 0 \\ \bar{\sigma}_{0,r\theta} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (24)$$

式中: $\bar{u}_r, \bar{u}_{\theta}$ 分别为 Laplace 变换域下土体的径向与环向位移; $\bar{u}_{lr}, \bar{u}_{l\theta}$ 分别为衬砌的径向与环向位移; $\bar{\sigma}_r, \bar{\sigma}_{r\theta}$ 分别为土体的径向与环向应力; $\bar{\sigma}_{lr}, \bar{\sigma}_{lr\theta}$ 分别为衬砌的径向与环向应力; $\bar{\sigma}_{0,r}, \bar{\sigma}_{0,r\theta}$ 分别为半空间域中土体径向与切向应力。

为求两侧集中瞬态荷载下的动力响应表达,将三角形脉冲荷载进行 Laplace 展开,表示为

$$\bar{f}(\theta, s) = \frac{2e^{-sT} (e^{-\frac{sT}{2}} - 1)^2 F_0 f(\theta)}{s^2 T} \quad (25)$$

式中:荷载分布特征函数 $f(\theta)$ 可以为任意形状荷载,本文取椭圆荷载, $f(\theta) = (\sqrt{(\cos\theta/b)^2 + (\sin\theta/c)^2})^{-1}$, b, c 为椭圆荷载形状参数; T 为三角形脉冲荷载周期。

4 算例分析

为研究半空间中衬砌与土体相对刚度、衬砌厚度、土体埋深、环向角度等因素对隧道衬砌-土体体系动力响应的影响,参数取值主要参考文献[13]~[15]:隧道内径 $a=3$ m;衬砌厚度 $h=0.3$ m;荷载峰值 $F_0=0.1$ MPa;分布荷载形状参数 $b=2, c=1$;大圆弧半径 $R_s=4\,000a_1$,Lame 常量 λ_1 为 1.73×10^8 Pa;土骨架泊松比 $\nu_1=0.22$;土骨架剪切模量 $\mu_1=1.5 \times 10^8$ Pa;土骨架密度 $\rho_1=2\,500$ kg·m⁻³;衬砌泊松比 $\nu_L=0.3$;衬砌密度 $\rho_L=2\,665$ kg·m⁻³,衬砌弹性模量 $E_L=7.5 \times 10^8$ Pa。

图 3 为隧道不同埋深下土体应力与位移沿隧道 360°变化的响应曲线。从图 3 可知,沿隧道环向的角度、隧道埋深对土体的位移与应力响应影响较大,环向位移随着埋深增加幅值减弱,埋深为 2 倍隧道内径处环向位移响应最大。图 3(b)中土体径向位移、环向应力随着埋深增大响应幅值先增大后减小,在深度为 $H/a=6$ 附近幅值最大,这表明冲击波传至土体($r_1=2a$)处的弹性波与地表的反射波产生共振导致波峰叠加,响应幅值增大。应力与位移响应均沿隧道中心左右对称,与模型前提假设相同,隧道上下方的土体由于地表存在,对土体中位移、应力场

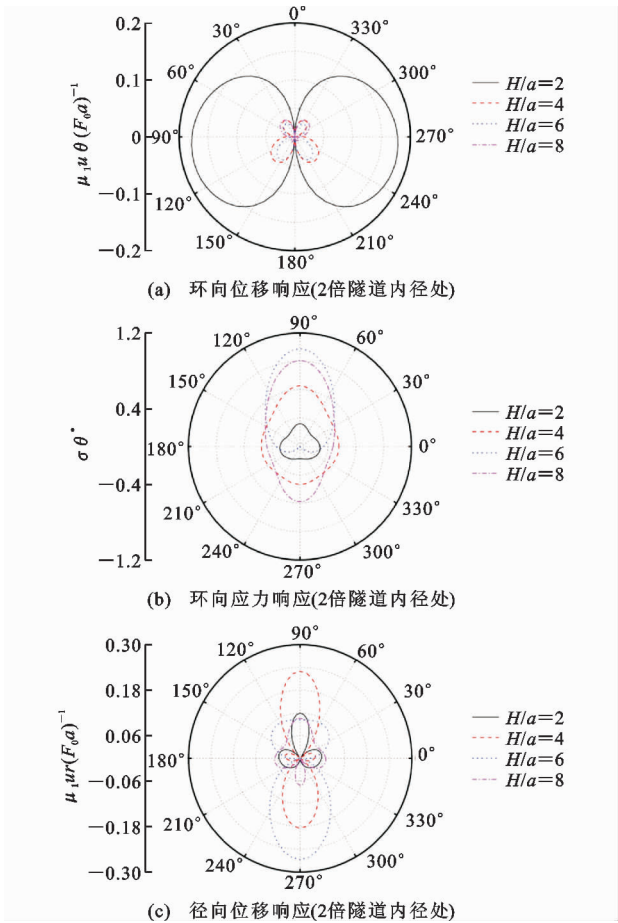


图3 不同埋深隧道中土体响应随深度变化曲线
Fig. 3 Change Curves of Different Depth Tunnel Soil Responses with Depth

产生影响,导致越靠近地面上部的土体响应更大。

图4为不同土体波数下衬砌外表面处($r_1=a_1$)土体应力与位移动力响应在频域中的表达。衬砌剪切波数 $k_{12}a=0.35$,隧道上部埋深为4倍隧道内径($H/a=4$)。由图4可知,土体纵波波数对隧道应力与位移响应影响较大,随着土体的纵波波数增加,衬砌外表面响应幅值逐渐降低。径向应力与位移在 $0^\circ, 180^\circ$ 附近曲线基本重合,这表明土体波数在该位置的影响存在一定上限。隧道顶部响应随土体波速改变变化较为显著,隧道下半部波速变化对响应幅值响应幅度较小。

图5分别给出了衬砌A,B,C三个位置处位移、应力响应随衬砌刚度变化曲线。从图5可知,衬砌刚度对位移应力响应的幅值影响较大。当衬砌刚度逐渐增加,衬砌-土体接触面上各位置响应出现不同幅度减弱,其中靠近隧道顶部位置衬砌外表面径向响应的幅值衰减程度降低。

由图5(b),(e),(h)径向应力曲线可知,当衬砌

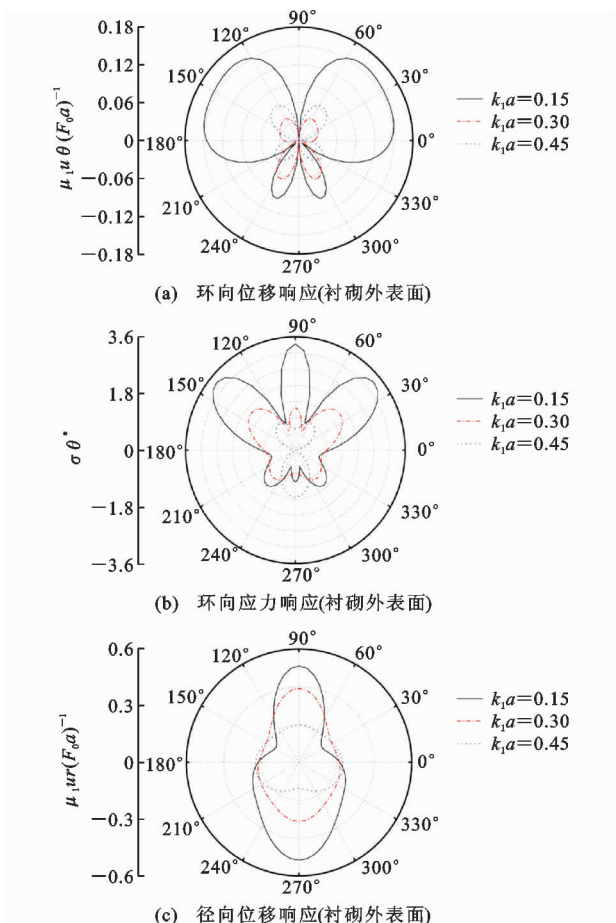


图4 土体纵波波速对衬砌外表面响应影响曲线
Fig. 4 Influence Curves of External Surface Response of Lining with Wave Velocity of Soil

刚度 I^* 由2增加至20时,拱顶位置A点的响应幅值衰减幅度最大,A处幅值减弱约60%,B点隧道拱腰处幅值衰减约50%,C处响应幅值衰减约28%,这说明由于两侧集中荷载作用与半空间地表的影响,沿着衬砌环向由 $A \rightarrow C$ 幅值衰减现象逐渐减弱,各角度上的响应随衬砌刚度变化产生的波动相对独立,径向的位移响应也具有类似现象。

5 结 语

(1)衬砌波数一定时,衬砌外表面的位移与应力随土体波数增加而减小,同时衬砌环向不同位置土体波数变化较大,其中隧道顶部与底部响应最为显著,隧道左右侧的响应幅值对土体波数变化的影响有限。

(2)半空间中,隧道埋深对应力与位移影响较大,应力、位移响应的幅值随埋深增加而减小,在隧道顶部接近地表处响应大于其他各位置。由于地表存在导致波产生干涉与叠加,造成埋深 H/a 由2增

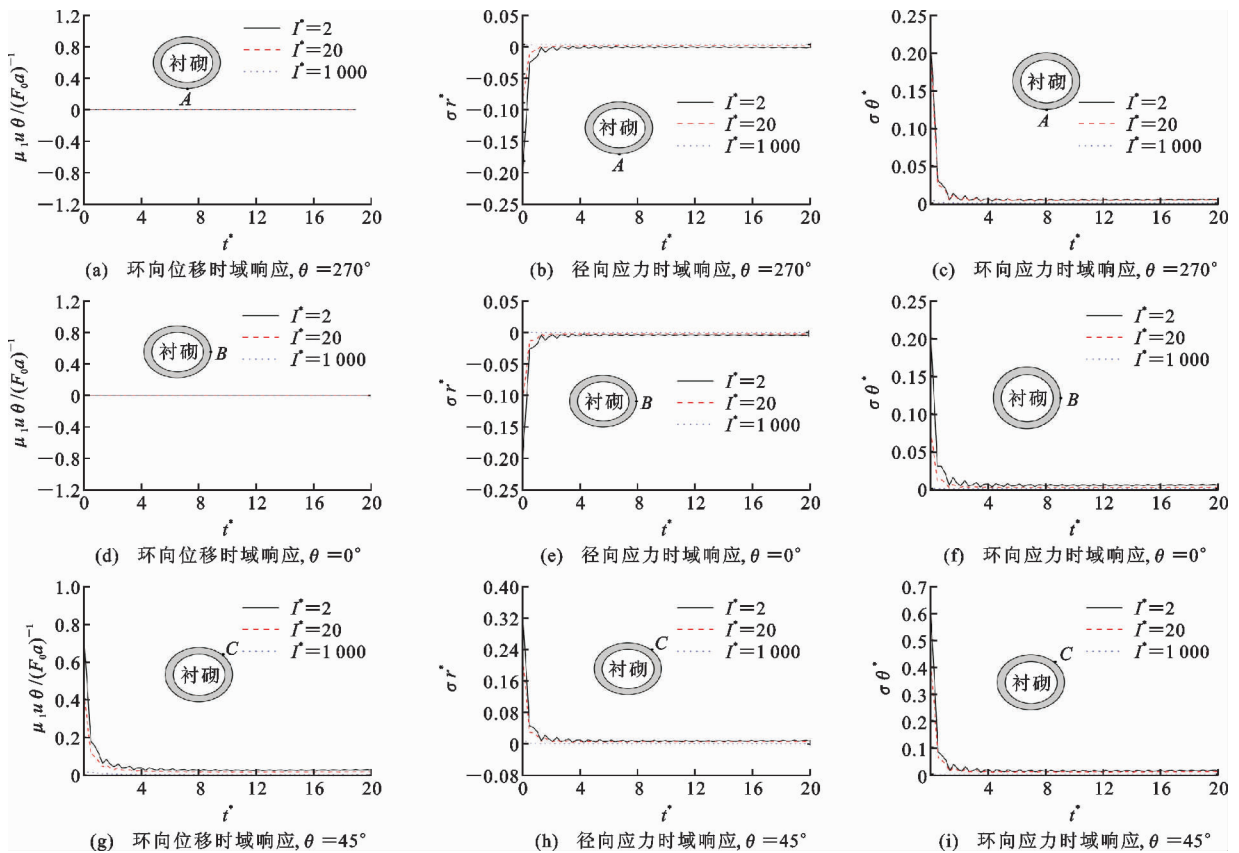


图 5 衬砌外表面不同位置处时域波动曲线

Fig. 5 Time Domain Wave Curves at Different Positions on Outer Surface of Lining

加到 8 时响应先增加后减小,土体响应在 $H/a=6$ (2 倍隧道内径)处出现最大值。

(3)衬砌刚度变化对衬砌-土体接触面的动力响应影响较为显著。沿隧道 A→C 位置变化,径向应力的响应幅值随衬砌刚度增加,衰减逐渐减弱,衬砌相 I^* 达 1×10^3 量级其外表面响应几乎完全被衬砌吸收,不利于结构安全。

参考文献:

References:

[1] SENJUNTICHAIT, RAJAPAKSE R K N D. Transient Response of a Circular Cavity in a Poroelastic Medium[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1993, 17(6): 357-383.

[2] BIOT M A. Theory of Propagation of Elastic Waves in a Fluid-saturated Porous Solid. I. Low-frequency Range[J]. The Journal of the Acoustical Society of America, 1956, 28(2): 168-178.

[3] 徐长节, 马晓华. 粘弹性准饱和土中球空腔的动力响应[J]. 岩土力学, 2005, 26(8): 1189-1194.

XU Chang-jie, MA Xiao-hua. Dynamic Response of

Spherical Cavity in Nearly Saturated Viscoelastic Soils [J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, 26(8): 1189-1194.

[4] ZAKOUT U, AKKAS N. Transient Response of a Cylindrical Cavity with and Without a Bonded Shell in an Infinite Elastic Medium[J]. International Journal of Engineering Science, 1997, 35(12/13): 1203-1220.

[5] 高广运, 高盟, 冯世进. 无限弹性介质中隧道内爆炸动力响应的解析解[J]. 地震工程学报, 2008, 30(2): 124-127, 144.

GAO Guang-yun, GAO Meng, FENG Shi-jin. Analytical Solution for the Dynamic Response of Tunnel to an Internal Explosion in Infinite Elastic Medium[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2008, 30(2): 124-127, 144.

[6] 张庆元, 战人瑞. 爆轰载荷作用下球形空腔的动力响应[J]. 爆炸与冲击, 1994, 14(2): 182-185.

ZHANG Qing-yuan, ZHAN Ren-rui. The Dynamic Response of Spherical Hollow Chamber Under Explosive Loading[J]. Explosion and Shock Waves, 1994, 14(2): 182-185.

[7] 高盟, 高广运, 王滢, 等. 内部荷载作用下圆柱形孔洞的动力响应解析[J]. 力学季刊, 2009, 30(2):

- 266-272.
- GAO Meng, GAO Guang-yun, WANG Ying, et al. A Solution on Dynamic Response of a Cylindrical Cavity Under Internal Load[J]. Chinese Quarterly of Mechanics, 2009, 30(2): 266-272.
- [8] GAO M, WANG Y, GAO G Y, et al. An Analytical Solution for the Transient Response of a Cylindrical Lined Cavity in a Poroelastic Medium[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2013, 46: 30-40.
- [9] 蔡袁强, 陈成振, 孙宏磊. 爆炸荷载作用下饱和土中隧道的瞬态动力响应[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(3): 361-367.
- CAI Yuan-qiang, CHEN Cheng-zhen, SUN Hong-lei. Transient Dynamic Response of Tunnels Subjected to Blast Loads in Saturated Soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(3): 361-367.
- [10] 蔡袁强, 陈成振, 孙宏磊. 黏弹性饱和土中隧道在爆炸荷载作用下的动力响应[J]. 浙江大学学报: 工学版, 2011, 45(9): 1657-1663.
- CAI Yuan-qiang, CHEN Cheng-zhen, SUN Hong-lei. Dynamic Response of Tunnel in Viscoelastic Saturated Soil Subjected to Blast Loads[J]. Journal of Zhejiang University: Engineering Science, 2011, 45(9): 1657-1663.
- [11] XU H, LI T B, LI L Q. Research on Dynamic Response of Underground Circular Lining Tunnel Under the Action of P Waves[J]. Applied Mechanics and Materials, 2011, 99-100: 181-189.
- [12] XU H, LI T B, XU J S, et al. Dynamic Response of Underground Circular Lining Tunnels Subjected to Incident P Waves[J]. Mathematical Problems in Engineering, 2014, 2014: 297424.
- [13] LI Y S, LI T B, ZHANG X. Response of Shallow-buried Circular Lining Tunnel to Incident P Wave[J]. Applied Mechanics and Materials, 2012, 160: 331-336.
- [14] LIU Q J, ZHAO M J, WANG L H. Scattering of Plane P, SV or Rayleigh Waves by a Shallow Lined Tunnel in an Elastic Half Space[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2013, 49: 52-63.
- [15] LIU Z X, JU X, WU C Q, et al. Scattering of Plane P_1 Waves and Dynamic Stress Concentration by a Lined Tunnel in a Fluid-saturated Poroelastic Half-space[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2017, 67: 71-84.
- [16] COSKUN I, ENGIN H, OZMUTLU A. Dynamic Stress and Displacement in an Elastic Half-space with a Cylindrical Cavity[J]. Shock and Vibration, 2011, 18(6): 827-838.
- [17] LEE V W, CAO H. Diffraction of SV Waves by Circular Canyons of Various Depths[J]. Journal of Engineering Mechanics, 1989, 115(9): 2035-2056.
- [18] DURBIN F. Numerical Inversion of Laplace Transforms: An Efficient Improvement to Dubner and Abate's Method[J]. The Computer Journal, 1974, 17(4): 371-376.