

DOI: 10.11779/CJGE202210010

地震波斜入射地下隧道地震响应: 2.5维FE-BE耦合模拟

朱俊¹, 李小军^{1*}, 梁建文²

(1. 北京工业大学工程抗震与结构诊治北京市重点实验室, 北京 100124; 2. 天津大学建筑工程学院, 天津 300354)

摘要: 针对地震波斜入射导致的非一致地震激励结构地震响应问题, 提出了地下隧道三维地震响应分析的一个2.5维有限元-边界元(FE-BE)耦合分析方法, 该耦合方法具有分析效率高和计算精度高的优势。利用有限元模拟隧道结构, 并引入弹簧单元考虑衬砌管片接头的影响; 半无限土域利用基于场地三维动力刚度矩阵和移动斜线荷载格林函数的边界元方法模拟。通过与文献结果比较验证了耦合方法的正确性。利用该2.5维FE-BE方法, 以某盾构隧道为例, 研究了斜入射地震波作用下隧道结构的三维地震响应, 着重分析了管片接头对隧道衬砌地震变形和内力的影响, 并讨论了通过对隧道衬砌整体刚度进行折减(等效均质圆环模型)来考虑管片接头影响的方法的适用性。研究表明, 管片接头对隧道地震响应有重要影响, 随接头刚度减小隧道衬砌变形呈增大趋势, 但衬砌内力显著减小; 而且, 对于管片接头刚度较大的情况, 等效均质圆环模型可以在一定程度上反映管片接头对隧道结构地震响应的影响, 但可能导致隧道纵向弯矩的低估。

关键词: 地下隧道; 纵向地震反应; 管片接头; 地震波斜入射; 2.5维模型; 有限元-边界元耦合

中图分类号: TU435; TU93 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2022)10-1846-09

作者简介: 朱俊(1989—), 女, 博士, 助理研究员, 主要从事地震工程研究。E-mail: zhujuncq@163.com。

Seismic responses of underground tunnels subjected to obliquely incident seismic waves by 2.5D FE-BE coupling method

ZHU Jun¹, LI Xiao-jun¹, LIANG Jian-wen²

(1. Beijing Key Laboratory of Earthquake Engineering and Structural Retrofit, Beijing University of Technology, Beijing 100124, China;

2. Department of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300354, China)

Abstract: A 2.5D finite element-boundary element (FE-BE) coupling method is proposed for the 3D seismic responses of an underground tunnel subjected to obliquely incident seismic waves. The tunnel linings are discretized with finite elements and the effects of the segment joints are simulated by spring elements, while the unbounded soil is modelled by the boundary element method based on the 3D dynamic stiffness matrix of a layered half-space and the Green's functions for moving distributed loads. The proposed 2.5D FE-BE coupling method is of high computation efficiency and accuracy, and its correctness is verified by comparing with the benchmark results in the literature. The 2.5D FE-BE coupling method is used to study the seismic responses of a shield tunnel, with an emphasis on the effects of the segment joints on the deformations and internal forces of the tunnel linings. Moreover, the applicability of the equivalent homogeneous lining model, which approximately considers the effects of segment joints by reducing the bending rigidity of the tunnel linings, is examined. It is shown that compared with a homogeneous tunnel, the shield tunnel can accommodate larger deformations while generate smaller internal forces. Furthermore, for the case of joints with large stiffness, the equivalent homogeneous model for linings can account for the effects of the segment joints to a certain degree, but it may lead to underestimation of the longitudinal bending moment of the tunnel linings.

Key words: underground tunnel; longitudinal seismic response; segment joint; obliquely incident seismic wave; 2.5D modeling; FE-BE coupling

0 引言

隧道结构是穿越山区和河流的铁路和公路建设中的关键工程结构, 城市轨道交通工程也广泛地涉及到隧道结构, 因此该类结构的抗震设防是当今区域和城

基金项目: 国家自然科学基金青年基金项目(52008013); 国家自然科学基金地震科学联合基金(重点)项目(U1839202); 国家自然科学基金面上基金项目(51978462)

收稿日期: 2021-10-26

*通信作者 (E-mail: beerli@vip.sina.com)

市基础设施工程建设十分关注的问题。近 30 a 来, 国内外在地下隧道等地下结构的抗震设计理论和方法方面取得了不少进展。在理论分析方面多采用有限元数值模拟方法, 其中大部分研究都基于平面应变模型且假定地震波垂直入射^[1-2]。事实上, 地震波的传播方向是任意的, 正确模拟输入地震动是保证隧道结构抗震分析合理、有效的关键。针对地震波斜入射情况, 有限元方法多借助人工边界单元实现地震动的波动输入。基于二维有限元模型, 刘晶波等^[3]研究了地震波入射角对地铁盾构隧道地震内力大小和分布规律的影响; 傅方等^[4]研究了 SV 波斜入射作用下单一坡地形和连续山峰地形对地下隧道结构地震反应的影响。基于三维有限元模型, 路德春等^[5]研究了地震波斜入射作用下地铁车站结构地震响应的三维空间效应; 耿萍等^[6]以平面 P 波入射为例讨论了隧道结构地震响应的最不利入射角问题。上述研究均表明, 地震波斜入射作用下地下结构的地震反应特征与地震波垂直入射情况有显著差别, 且可能导致对地下结构抗震不利的影响。

值得指出的是, 上述研究均局限于地震波入射方向与结构纵轴垂直的情况。然而针对隧道这类长线形结构, 地震波入射方向与隧道纵轴的夹角不容忽视。地震波入射方向与隧道纵轴不垂直时, 由于行波效应, 地震动沿隧道纵向非一致变化, 导致隧道结构产生纵向变形, 这是影响隧道结构设计的关键因素之一。针对隧道结构纵向地震反应的研究, St John 等^[7]较早地提出了剪切波作用下隧道纵向地震内力的解析公式; 日本学者在此基础上进行改进, 提出了类似的解析计算公式^[8]。解析方法基于弹性地基梁理论, 以拟静力的方式考虑土-隧道相互作用, 忽略了动力相互作用效应。目前, 针对隧道结构纵向地震反应的研究多采用基于梁-弹簧或壳-弹簧模型的有限元方法^[9-11], 该方法通过地基弹簧模拟土-隧道相互作用, 分析效率较高, 但土弹簧系数取值的经验性较强, 无法准确模拟地震作用下土-隧道结构的动力相互作用^[12]。此外, 赵宝友等^[13]、Fabozzi 等^[14]、Li 等^[15]、Huang 等^[16]、王国波等^[17]利用基于三维实体模型的动力有限元方法研究了行波效应对隧道纵向地震反应的影响。三维实体模型能够克服梁-弹簧模型的局限性; 但隧道结构沿纵向往往延伸数公里, 沿隧道纵轴的截断位置需要进行严格论证, 从而将隧道端部的截断效应局限在一定范围内以保证整个隧道模型中间区段计算结果的准确性, 这导致隧道结构有限元模型的纵向尺寸较大, 因此对计算机性能的要求较高且计算耗时长, 不便于开展大量的参数化分析。

本文的目的是针对地震波斜入射情况下地下隧道结构的抗震分析, 提出一个高效且精确的数值模拟方法。考虑隧道结构沿纵轴方向保持一致的情况, 利用对纵向坐标的傅里叶变换实现通过二维几何模型求解隧道结构三维地震响应的目的, 即 2.5 维模型^[18-20]。与三维实体模型相比, 2.5 维模型可以显著减小计算量; 尤其针对隧道这类长线形结构, 2.5 维模型不涉及沿隧道纵轴的端部截断问题, 避免了由此导致的计算误差, 提高了模拟精度。另一方面, 有限元-边界元 (FE-BE) 耦合方法是解决土-结构动力相互作用问题的有效方法。利用有限元方法模拟隧道结构可以实现对结构细节的精细刻画, 比单独使用边界元方法更灵活、适用范围更广; 利用边界元方法模拟半无限土域可以方便地实现地震动的倾斜输入, 同时精确满足半空间无穷远处的辐射条件, 从而准确模拟地震波斜入射作用下土-隧道结构的动力相互作用。

基于上述分析, 本文提出了地震波斜入射作用下隧道结构抗震分析的一个 2.5 维 FE-BE 耦合方法。隧道结构采用有限元方法模拟, 半无限土域利用边界元方法模拟, 考虑到盾构隧道的广泛应用, 进一步引入弹簧单元模拟衬砌管片接头的影响。本文研究成果为隧道结构的抗震分析提供了一种可靠的数值模拟方法。

1 2.5 维有限元-边界元耦合方法

本文计算模型如图 1 所示, 隧道结构利用有限元模拟, 层状场地利用边界元模拟, 利用土-隧道交界面的位移相容和应力平衡条件实现有限元和边界元的耦合。隧道纵向轴线与 y 轴平行, 弹性基岩上覆土层水平成层。地震波从基岩面以任意角入射, 水平入射角 θ_h 为 y 轴与地震波入射方向在 x-o-y 平面内的投影的夹角, 坚向入射角 θ_v 为 z 轴与地震波入射方向的夹角。

假定隧道结构和周围土层沿纵向保持一致, 通过对原三维计算空间的 y 向坐标进行傅里叶变换, 同时利用快速傅里叶变换实现时域和频域的转换, 整个系统响应可表示为

$$R(x, y, z, t) = \tilde{R}(x, z) \exp(-ik_y y) \exp(i\omega t) \quad (1)$$

式中, $\tilde{R}(x, z)$ 为系统在频域-波数域内的响应, 与纵向坐标 y 无关, 可以理解为 x-o-z 平面内的动力响应幅值, k_y 表示沿纵向的波数。可见, 借助对纵向坐标 y 的傅里叶变换, 最初与 $R(x, y, z, t)$ 相关的三维问题已经转化为与 $\tilde{R}(x, z)$ 相关的二维问题。最后, 通过对频域-波数域内的计算结果进行傅里叶逆变换即可得到原三维空间内的时域解答。

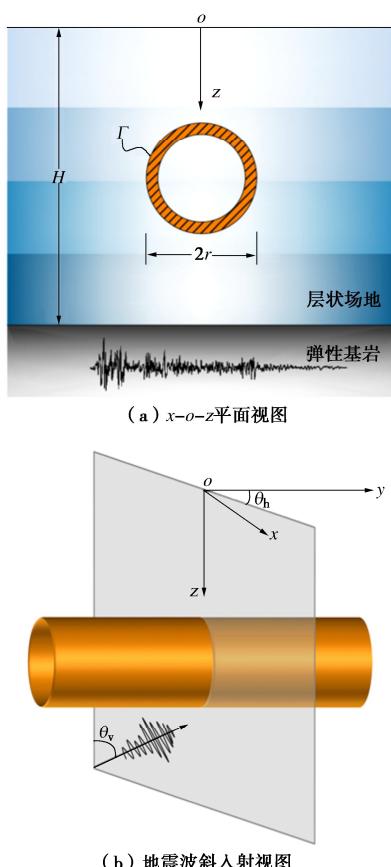


图 1 计算模型图

Fig. 1 Model

1.1 隧道结构有限元模型

盾构隧道由若干管片和螺栓拼接而成, 本文利用实体单元模拟衬砌管片, 在螺栓连接处引入弹簧单元模拟管片接头效应, 如图 2 所示。需要说明的是, 本文采用 2.5 维模型, 假定隧道沿纵轴方向的结构形式和材料参数保持不变, 对应于通缝拼装情况, 且没有考虑沿隧道纵向的环间接头的影响。

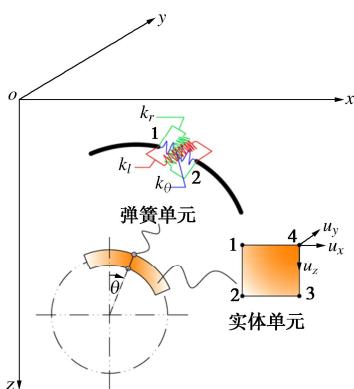


图 2 隧道结构有限元模型

Fig. 2 FE model for segmented tunnel

实体单元有 4 个节点, 每个节点 3 个自由度, 分别为沿坐标轴方向的平动位移。实体单元节点位移和节点力之间满足关系^[18]

$$(-\omega^2 \mathbf{M} + \mathbf{K}_0 - ik_y \mathbf{K}_1 + k_y^2 \mathbf{K}_2) \tilde{\mathbf{u}} = \tilde{\mathbf{F}} \quad (2)$$

衬砌管片间的接头单元有两个节点, 每个节点 3 个自由度, 分别为沿坐标轴方向的平动位移。接头单元由一组弹簧组成, 节点位移和力的关系为

$$\bar{\mathbf{K}}_{\text{spr}} \tilde{\mathbf{u}} = \begin{bmatrix} k_\theta & 0 & 0 & -k_\theta & 0 & 0 \\ 0 & k_l & 0 & 0 & -k_l & 0 \\ 0 & 0 & k_r & 0 & 0 & -k_r \\ -k_\theta & 0 & 0 & k_\theta & 0 & 0 \\ 0 & -k_l & 0 & 0 & k_l & 0 \\ 0 & 0 & -k_r & 0 & 0 & k_r \end{bmatrix} \tilde{\mathbf{u}} = \tilde{\mathbf{F}}, \quad (3)$$

式中, k_θ , k_r 和 k_l 分别表示轴向, 径向和纵向弹簧的刚度, $\bar{\mathbf{K}}_{\text{spr}}$ 为局部坐标系下接头单元的刚度矩阵, 通过坐标转换, 可得整体坐标系下的接头单元刚度矩阵。

组集所有实体单元和接头单元可得隧道结构有限元求解方程, 并按节点位置重新排列,

$$\begin{bmatrix} \mathbf{K}_{ii} & \mathbf{K}_{ic} \\ \mathbf{K}_{ci} & \mathbf{K}_{cc} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \tilde{\mathbf{u}}_i \\ \tilde{\mathbf{u}}_c \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ A \tilde{\mathbf{q}}^1 \end{bmatrix}, \quad (4)$$

下标 c 表示沿隧道衬砌外缘(土-隧道交界面)的节点, 下标 i 表示沿隧道衬砌内缘的节点, $\tilde{\mathbf{q}}^1 = \{\tilde{q}_{x1}^1, \dots, \tilde{q}_{xj}^1, \dots, \tilde{q}_{xN}^1, \tilde{q}_{y1}^1, \dots, \tilde{q}_{yj}^1, \dots, \tilde{q}_{yN}^1, \tilde{q}_{z1}^1, \dots, \tilde{q}_{zj}^1, \dots, \tilde{q}_{zN}^1\}^T$ 表示沿衬砌外缘作用在实体单元边上的均布线荷载, 并利用转换矩阵 \mathbf{A} 将上述线荷载转化为等效节点荷载。需要说明的是, 上述有限元计算均在频域-波数域内进行, 可通过对波数 k_y 进行傅里叶逆变换获得空间域内的解。

1.2 层状场地边界元模型

半无限土域中的总波场为自由波场和散射波场的叠加。自由波场可利用基于场地三维动力刚度矩阵的直接刚度法求解

$$\mathbf{S}_{\text{SH-SV-P}} \tilde{\mathbf{U}} = \tilde{\mathbf{Q}}, \quad (5)$$

式中, 未知位移向量 $\tilde{\mathbf{U}} = \{\tilde{u}_{x1}, \tilde{u}_{y1}, i\tilde{u}_{z1}, \dots, \tilde{u}_{xj}, \tilde{u}_{yj}, i\tilde{u}_{zj}, \dots, \tilde{u}_{x(L+1)}, \tilde{u}_{y(L+1)}, i\tilde{u}_{z(L+1)}\}^T$ 中各元素为土层交界面处的位移幅值, 上标“~”表示频域解, $\mathbf{S}_{\text{SH-SV-P}}$ 为场地三维动力刚度矩阵^[21], 通过组集土层刚度矩阵 \mathbf{S}_j ($j = 1, 2, \dots, L$) 和基岩刚度矩阵 \mathbf{S}_R 得到。针对地震波在基岩面上入射的情况, 荷载向量 $\tilde{\mathbf{Q}}$ 仅最后 3 个元素非零, 可通过下式确定,

$$\begin{bmatrix} -\tilde{\tau}_{zx}^0 \\ -\tilde{\tau}_{zy}^0 \\ -i\tilde{\sigma}_z^0 \end{bmatrix} = [\mathbf{S}_R] \begin{bmatrix} \tilde{u}_x^0 \\ \tilde{u}_y^0 \\ i\tilde{u}_z^0 \end{bmatrix}, \quad (6)$$

式中, \tilde{u}_x^0 , \tilde{u}_y^0 和 \tilde{u}_z^0 为基岩露头位移幅值。根据式 (5) 求得土层交界面的位移幅值向量 $\tilde{\mathbf{U}}$ 后, 可进一步求得半空间中任意点的位移响应 $\tilde{u}^f(x, y, z)$ 和牵引力响应 $\tilde{t}^f(x, y, z)$, 上标 f 表示自由场响应。

散射波场的求解基于层状半空间移动斜线格林函数, 仅需沿边界 Γ 划分 N 个线单元。半空间内任意点的位移响应和牵引力响应可表示为

$$\tilde{u}_i^s(x, y, z) = \sum_{j=1}^N (g_{xj}^{ui} \tilde{q}_{xj}^2 + g_{yj}^{ui} \tilde{q}_{yj}^2 + g_{zj}^{ui} \tilde{q}_{zj}^2) \quad (i = x, y, z), \quad (7a)$$

$$\tilde{t}_i^s(x, y, z) = \sum_{j=1}^N (g_{xj}^{ui} \tilde{q}_{xj}^2 + g_{yj}^{ui} \tilde{q}_{yj}^2 + g_{zj}^{ui} \tilde{q}_{zj}^2) \quad (i = x, y, z), \quad (7b)$$

式中, 上标 s 表示散射场响应, g_{xj}^{ui} 表示在第 j 个边界单元上施加沿 x 方向的单位移动线荷载时半空间中任意点沿 i 方向的位移格林函数, g_{xj}^{ui} 为对应牵引力格林函数, 其余位移和牵引力格林函数的含义与此类似, \tilde{q}_{xj}^2 , \tilde{q}_{yj}^2 和 \tilde{q}_{zj}^2 表示作用在第 j 个边界单元上沿坐标轴方向的布线荷载。

作用在各边界单元上的单位移动线荷载为

$$\{P_x, P_y, P_z\}^T = \{P_{x0}, P_{y0}, P_{z0}\}^T \delta(z - x \tan \gamma) \delta(y - c_a t), \quad (8)$$

式中, $P_{x0} = P_{y0} = P_{z0} = 1$, γ 表示边界单元与 x 轴正向的夹角, 荷载沿 y 轴正向的移动速度 $c_a = c_R / \cos \theta_b \sin \theta_v$, c_R 表示基岩剪切波速。通过对时间 t 和坐标 x 和 y 的傅里叶变换, 将该移动荷载转换到频域-波数域内, 表示为

$$\{\tilde{P}_x, \tilde{P}_y, \tilde{P}_z\}^T = \{P_{x0}, P_{y0}, P_{z0}\}^T \frac{1}{4\pi^2} \exp(i k_x z \cot \gamma) \delta(\omega - k_y c_a), \quad (9)$$

上述移动荷载作用下, 层状半空间格林函数求解方法如下^[22]: 首先, 假定荷载作用单元所在土层的上下界面固定, 求解荷载作用下该固定土层的动力响应, 并获得土层上下界面产生的固端反力; 然后, 为消除土层上下界面的固定作用, 将上一步求得的固端反力以相反的方向施加在该土层上, 利用直接刚度法求得该反力作用下整个土层半空间的动力响应; 荷载作用单元所在土层内各点的位移和牵引力格林函数为荷载作用下固定土层的动力响应和反力作用下土层半空间动力响应的叠加, 而荷载作用单元所在土层外各点的格林函数仅包括反力作用下土层半空间动力响应; 最后, 对波数 k_x 和 k_y 进行傅里叶逆变换即可得到空间域内的格林函数

$$\begin{aligned} g_j^{ui} &= \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} \tilde{u}_{ij}(k_x, k_y) \delta(\omega - k_y c) \exp(-ik_x x) \exp(-ik_y y) dk_x dk_y \\ &= \int_{-\infty}^{+\infty} \tilde{u}_{ij}(k_x, \omega/c_a) \exp(-ik_x x) \exp(-i\omega y/c_a) dk_x, \end{aligned} \quad (10a)$$

$$\begin{aligned} g_j^{ui} &= \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} \tilde{t}_{ij}(k_x, k_y) \delta(\omega - k_y c) \exp(-ik_x x) \exp(-ik_y y) dk_x dk_y \\ &= \int_{-\infty}^{+\infty} \tilde{t}_{ij}(k_x, \omega/c_a) \exp(-ik_x x) \exp(-i\omega y/c_a) dk_x, \end{aligned} \quad (10b)$$

式中, $i = x, y, z$ 表示位移和牵引力响应的方向, $j = x, y, z$ 表示移动线荷载方向。值得一提的是, 利用狄拉克函数的性质, 式 (10) 中对波数 k_y 的积分可以解析地得到, 因此仅需对波数 k_x 进行数值积分即可。

1.3 有限元与边界元耦合

将隧道衬砌离散为 N 个实体单元, 令沿衬砌外缘的有限单元节点与边界单元节点重合, 形成耦合节点。有限单元与边界单元需满足位移相容和应力平衡条件,

$$\tilde{u}_j^1 = \tilde{u}_j^2, \quad \tilde{t}_j^1 + \tilde{t}_j^2 = 0 \quad (j = 1, 2, \dots, N), \quad (11)$$

式中各物理量为单元平均响应, 上标 1 和 2 分别表示有限单元响应和边界单元响应。

有限单元响应的求解基于位移和牵引力响应函数, 表示为

$$\tilde{u}_{ij}^1 = \sum_{l=1}^N (r_{xjl}^{ui} \tilde{q}_{xl}^1 + r_{yjl}^{ui} \tilde{q}_{yl}^1 + r_{zjl}^{ui} \tilde{q}_{zl}^1) \quad (i = x, y, z), \quad (12a)$$

$$\tilde{t}_{ij}^1 = \sum_{l=1}^N (r_{xjl}^{ui} \tilde{q}_{xl}^1 + r_{yjl}^{ui} \tilde{q}_{yl}^1 + r_{zjl}^{ui} \tilde{q}_{zl}^1) \quad (i = x, y, z), \quad (12b)$$

式中, r_{xjl}^{ui} 表示在第 l 个有限单元上施加沿 x 方向的单位移动线荷载时, 第 j 个有限单元沿 i 方向的位移响应函数, r_{xjl}^{ui} 为对应牵引力响应函数, 其余位移和牵引力响应函数的含义与此类似。响应函数可通过式 (4) 求得, 下面以 r_{xjl}^{ux} 和 r_{xjl}^{tx} 为例说明响应函数的求解方法。首先, 令荷载向量 \tilde{q}^1 中除第 l 个 x 方向的元素 \tilde{q}_{xl}^1 以外的元素均为零, 并令

$$\tilde{q}_{xl}^1(k_y, \omega) = \frac{q_0}{2\pi} \delta(\omega - k_y c_a), \quad (13)$$

式中, 荷载密度 $q_0 = 1$, 荷载沿 y 轴正向的移动速度等于 c_a , 将 \tilde{q}^1 代入式 (4) 即可求得有限单元在频域-波数域内的节点位移。然后, 对波数 k_y 进行傅里叶逆变换得到空间域内的节点位移。最后, 通过节点平均获取单元位移响应函数 r_{xjl}^{ux} , 进一步根据本构关系求得各单元的节点应力响应, 通过应力合成和节点平均获取单元牵引力响应函数 r_{xjl}^{tx} 。

各边界单元的位移和牵引力响应为自由场和散射场响应的叠加。

$$\tilde{u}_j^2 = \tilde{u}_j^f + \tilde{u}_j^s, \quad \tilde{t}_j^2 = \tilde{t}_j^f + \tilde{t}_j^s, \quad (14)$$

将式 (12), (14) 代入式 (11) 可得有限单元和边界单元的耦合方程, 其矩阵表达式为

$$\begin{bmatrix} -\mathbf{R}_{uj} & \mathbf{G}_{uj} \\ \mathbf{R}_{uj} & \mathbf{G}_{uj} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \tilde{q}^1 \\ \tilde{q}^2 \end{Bmatrix} = -\begin{Bmatrix} \tilde{u}_j^f \\ \tilde{t}_j^f \end{Bmatrix}, \quad (15)$$

式 (15) 为一 $6 \times 6N$ 方程组, N 对耦合单元可确定一 $6N \times 6N$ 方程组, 并由此求得有限元荷载向量 \tilde{q}^1 和边界元荷载向量 \tilde{q}^2 。最后, 将 \tilde{q}^1 和 \tilde{q}^2 分别代回式 (4) 和式 (7) 即可求得隧道结构和层状场地的地震响应。

2 方法验证

本文 2.5 维 FE-BE 耦合方法的计算精度取决于①有限单元和边界单元的网格划分精度和②格林函数数值积分的精度 (式 (10))。本文算例中, 有限单元和边界单元的网格尺寸与土体最小剪切波长的比小于 1/10; 对波数 k_x 的数值积分需要针对不同算例进行试算, 保证积分收敛, 一般而言, 入射波频率越大, 积分上限越大, 积分间隔越小。

将 2.5 维 FE-BE 耦合方法计算所得隧道衬砌的地

震应力与基于三维实体模型的动力有限元方法^[16]以及基于移动波源的矩阵转换方法^[23]的计算结果比较。文献[16, 23]中采用的是均质圆环隧道模型, 耦合方法采用分片隧道模型, 沿衬砌环均匀布置 6 个管片接头, 将接头刚度取较大值 (如 $1 \times 10^6 \text{ MN/m}$) 即可等效为均质圆环隧道。图 3 (a), (b) 分别为 SV 波垂直入射和 SH 波斜入射时隧道衬砌的环向地震应力, 可以看出, 耦合方法的计算结果与文献[16, 23]中两种方法的结果一致, 验证了耦合方法求解地震波斜入射作用下隧道结构地震响应的正确性。

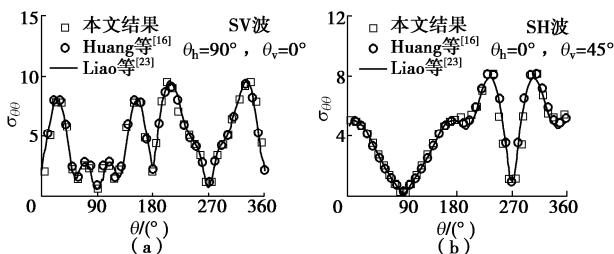


图 3 隧道衬砌环向地震应力与文献[16, 23]结果比较

Fig. 3 Comparison of seismic hoop stress values of a circular tunnel with those in literatures^[16, 23]

3 算例及结果分析

某地铁盾构隧道外径 6.6 m, 内径 5.9 m, 隧道中心埋深 9.9 m。衬砌环由 6 块管片组成, 封顶块圆心角 17°, 邻接块和标准块的圆心角均为 68.6°。隧道结构有限元模型如图 4 所示。混凝土管片弹性模量 $E_t = 34.5 \text{ GPa}$, 质量密度 $\rho_t = 2500 \text{ kg/m}^3$, 泊松比 $\nu_t = 0.2$, 阻尼比 $\zeta_t = 0.05$ 。管片接头刚度取值参考文献[19, 24]的研究结果。考虑 3 组接头刚度情况, 如表 1 所示, 以分析管片接头刚度对隧道衬砌结构地震响应的影响。此外, 论文还给出了对衬砌环整体弯曲刚度进行折减的等效均质圆环的计算结果, 通过与不同接头刚度隧道的结果比较, 讨论该简化模型的适用性。等效均质圆环隧道衬砌的材料参数与上述混凝土管片相同, 在计算时对管片弯曲刚度进行折减 ($\beta E I_t$) 来近似考虑管片接头的影响, 取混凝土管片的刚度折减系数 $\beta = 0.8$ ^[8]。隧道结构地震内力如图 5 所示, M_z 和 T 分别表示隧道纵向弯矩和轴力, M_h 和 N_h 分别为隧道衬砌环向弯矩和轴力。

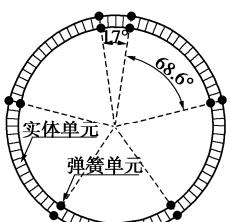


图 4 隧道衬砌有限元网格划分

Fig. 4 Finite element meshes of tunnel linings

以弹性基岩上单一土层场地为例, 考虑软土场地和硬土场地两种情况, 计算参数如表 2 所示, 软土场地和硬土场地的基岩/土层剪切波速比均为 3 (即两个场地的土层与基岩的波阻抗比一致)。

表 1 管片接头刚度

Table 1 Stiffnesses of segment joints (MN/m)

分类	轴向刚度	径向刚度	纵向刚度
接头刚度 1	2000	4200	4200
接头刚度 2	500	1050	1050
接头刚度 3	125	262.5	262.5

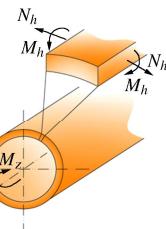


图 5 隧道衬砌地震内力示意图

Fig. 5 Illustration of internal forces of tunnel linings

表 2 软土场地和硬土场地参数

Table 2 Parameters of soft and stiff soil sites

场地	H /m	G_s /MPa	ρ_s /(kg·m ⁻³)	c_s /(m·s ⁻¹)	ν_s	ζ_s
软土层	30	55.5	1990	167	0.4	0.05
基岩	∞	515.0	2060	500	0.4	0.02
硬土层	30	308.9	1990	394	0.4	0.05
基岩	∞	2878.1	2060	1182	0.4	0.02

3.1 频域结果分析

本节首先给出地震波斜入射时隧道结构的纵向地震内力频谱, 在频域内分析管片接头对隧道纵向内力的影响规律。以简谐 SH 波斜入射为例, 入射波幅值为 1。考虑地震波入射角 $\theta_h = 0^\circ$, $\theta_v = 45^\circ$ 和 $\theta_h = 45^\circ$, $\theta_v = 45^\circ$ 两种情况, 分别对应隧道纵向弯矩和轴力最大的情况^[7]。图 6 为不同接头刚度隧道纵向弯矩的幅值频谱。可以看出, 管片接头对隧道纵向弯矩的影响与入射波频率相关; 频率较小时, 不同接头刚度隧道的纵向弯矩非常接近, 随频率增大, 隧道纵向弯矩随接头刚度减小而显著降低。还可以看出, 等效均质圆环模型可以在一定程度上反映管片接头对隧道纵向弯矩的影响, 但其模拟精度与地震波频率相关。例如, 本文软土场地中, 当入射波频率较小时, 等效均质圆环隧道的纵向弯矩小于接头刚度 1 和 2 隧道的结果, 随频率增大, 等效均质圆环隧道的纵向弯矩逐渐与接头刚度 1 隧道的结果趋于一致。图 7 为不同接头刚度隧道纵向轴力幅值的比较情况。与纵向弯矩结果不同, 在整个计算频率范围内, 不同接头刚度隧道的纵向轴力幅值几乎完全一致, 且与等效均质圆环隧道的结果也非常接近, 说明管片接头对隧道纵向轴力的影响有限。

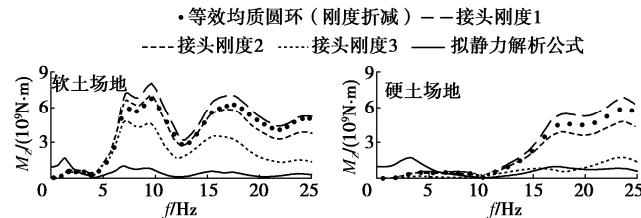
图 6 SH 斜入射波 ($\theta_h = 0^\circ$, $\theta_v = 45^\circ$) 隧道衬砌纵向弯矩幅值

Fig. 6 Amplitudes of longitudinal bending moment of tunnel linings for SH waves with $\theta_h = 0^\circ$ and $\theta_v = 45^\circ$

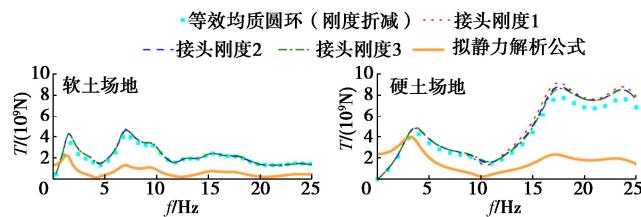
图 7 SH 斜入射波 ($\theta_h = 45^\circ$, $\theta_v = 45^\circ$) 隧道衬砌纵向轴力幅值

Fig. 7 Amplitudes of longitudinal axial force of tunnel linings for SH waves with $\theta_h = 45^\circ$ and $\theta_v = 45^\circ$

图 6, 7 中还给出了根据拟静力解析公式计算得到的隧道纵向内力。尽管目前各类数值模拟方法已得到广泛应用, 但拟静力解析公式由于其简便性仍然在工程应用中受到青睐。因此有必要对拟静力解析公式的计算结果进行分析, 以明确其适用范围和局限性, 为隧道结构的抗震设计提供科学参考。我国地下结构抗震设计标准^[25]给出的均匀地层中圆形盾构隧道纵向地震内力简化计算公式与文献[8]中的拟静力解析公式基本一致。当地震波传播方向与隧道纵轴一致时(即 $\theta_h = 0^\circ$), 隧道衬砌将产生最大纵向弯矩, 计算公式如下:

$$M_{z\max} = \alpha_M \frac{4\pi^2 U_{xc}}{L^2} E_t I_t, \quad (16a)$$

$$\alpha_M = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\xi_M L}\right)^4}, \quad \xi_M = \sqrt{\frac{K_h}{E_t I_t}}; \quad (16b)$$

当地震波传播方向与隧道纵轴夹角为 45° 时(即 $\theta_h = 45^\circ$), 隧道衬砌将产生最大纵向轴力, 计算公式如下:

$$T_{\max} = \alpha_T \frac{2\pi U_{yc}}{L'} E_t A_t, \quad (17a)$$

$$\alpha_T = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\xi_T L'}\right)^2}, \quad \xi_T = \sqrt{\frac{K_a}{E_t A_t}}. \quad (17b)$$

式中 U_{xc} 为隧道中心处地层的自由场水平相对位移最大值, 可根据规范^[25]建议公式结合本文 2.2 节的直接刚度法求得, U_{yc} 为自由场水平相对位移 U_{xc} 沿隧道纵轴方向的分量; L 和 L' 分别表示地层水平位移和轴向位移波长, 可根据规范^[25]建议公式求得; E_t 为隧道

衬砌弹性模量, I_t 和 A_t 分别为隧道横截面惯性矩和面积; K_h , K_a 为地层水平和轴向弹簧刚度, 可参考文献[7]取值。从图 6 和图 7 可以看出, 对于入射波频率较小的情况, 拟静力解析公式所得隧道纵向弯矩和轴力较耦合方法动力分析结果偏大, 但随频率增加, 拟静力解析公式所得结果显著小于耦合方法动力分析结果。针对该算例, 拟静力解析公式在 4 Hz(软土场地)和 10 Hz(硬土场地)范围内所得隧道纵向弯矩大于等于耦合方法动力分析结果, 在 0.5 Hz(软土场地)和 3 Hz(硬土场地)范围内所得隧道纵向轴力大于等于耦合方法动力分析结果。

3.2 时域结果分析

本文耦合方法建立在频域内, 通过快速傅里叶变换实现时域和频域的转换。首先, 利用快速傅里叶变换求得输入地震动加速度时程 $a_0(t)$ 的频谱 $\tilde{a}_0(f)$, 进而获得输入地震动的位移频谱 $A_0(f)$, 即入射波幅值谱。然后利用本文耦合方法, 在频域内求解隧道结构的地震响应, 计算频率为 $f_k = k/(N\Delta t)$, 其中, $k = 1, 2, \dots, N/2$, N 为输入地震动加速度时程记录点数, Δt 为记录点时间间隔。最后, 通过傅里叶逆变换即可获得隧道结构地震响应的时程。

下面以北岭地震记录为例在时域内进一步分析管片接头对隧道地震响应的影响, 地震动加速度时程如图 8 所示。由于管片接头对隧道纵向轴力的影响很小, 本节考虑 SH 波传播方向与隧道纵轴一致的情况($\theta_h = 0^\circ$, $\theta_v = 45^\circ$, 此时隧道衬砌产生最大纵向弯矩, 而纵向轴力为零)。隧道结构和场地土参数同上节, 为定量分析管片接头对隧道地震内力和变形的影响, 本节还给出了不考虑刚度折减的均质隧道的计算结果, 用于比较分析。

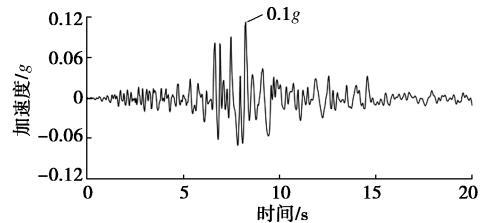


图 8 输入地震动加速度时程

Fig. 8 Time histories of acceleration of input motion

图 9 给出了不同接头刚度隧道纵向弯矩的时程曲线。与频域结果一致, 隧道纵向弯矩随接头刚度减小而减小。对于软土场地, 接头刚度 1, 2, 3 隧道的纵向弯矩峰值较均质圆环隧道分别减小 2%, 6%, 22%。值得注意的是, 等效均质圆环隧道的纵向弯矩峰值较均质圆环隧道减小约 20%, 相当于接头刚度 3 的情况, 这说明通过对衬砌环整体弯曲刚度进行折减的方法考虑管片接头效应可能会高估管片接头对纵向弯矩的影

响。从图 9 还可以看出, 硬土场地中隧道的纵向弯矩明显小于软土场地情况, 但管片接头导致的隧道纵向弯矩减小幅度更大, 接头刚度 1, 2, 3 隧道的纵向弯矩峰值较均质圆环隧道分别减小 7%, 26%, 73%。另外, 由于硬土场地对隧道变形的约束作用, 等效均质圆环隧道的纵向弯矩较均质圆环隧道的减小并不显著, 与接头刚度 1 隧道的结果相当。

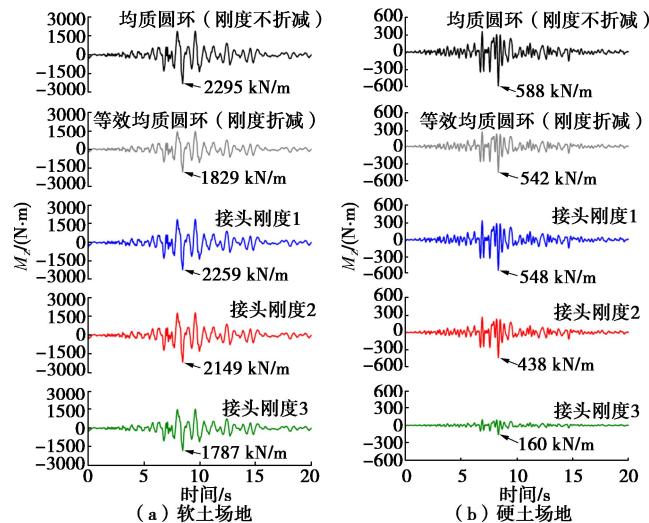


图 9 隧道衬砌纵向弯矩时程

Fig. 9 Time histories of longitudinal bending moment of tunnel linings

下面进一步分析管片接头对隧道横向地震响应的影响。图 10 为不同接头刚度隧道的横截面变形图, 表 3 给出了不同接头刚度隧道的最大直径变形率, 以及与均质圆环隧道结果的比值。可以看出, 随接头刚度减小隧道衬砌横截面变形逐渐增大, 且这一趋势在软土场地条件下更显著, 这是因为软土场地对隧道结构变形的约束较弱。针对该算例, 等效均质圆环隧道和接头刚度 1 隧道的衬砌变形与均质圆环隧道的结果非常接近, 但接头刚度 2 和 3 隧道的最大直径变形率较均质圆环隧道的增幅分别可达 14% 和 26% (软土场地) 及 8% 和 17% (硬土场地)。

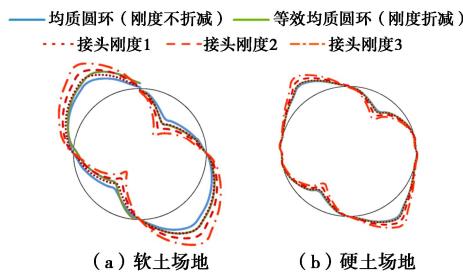


图 10 衬砌直径变形率最大时刻的隧道变形图

Fig. 10 Transverse deformations of tunnel linings at moments of maximum diametral deformation ratios

图 11 为不同接头刚度隧道横向弯矩 M_h 和轴力 N_h 的峰值包络图, 图中下方横坐标表示沿隧道衬砌环的

角度 (隧道顶部为 0° , 沿顺时针方向旋转), 上方横坐标标注了管片接头位置的对应角度。可以看出, 随接头刚度减小隧道衬砌弯矩和轴力均呈减小趋势, 且衬砌弯矩的减小幅度明显大于衬砌轴力。为了定量说明管片接头对隧道横向地震内力的影响, 图 12 给出了不同接头刚度隧道的衬砌内力峰值与均质圆环隧道结果的比较, R_M 表示衬砌弯矩峰值的比值, R_N 表示衬砌轴力峰值的比值。由于衬砌内力分布的对称性, 图中仅给出了隧道衬砌右侧关键位置 (45° 和 135° 角处) 的内力比值结果。从图 12 可以看出, 等效均质圆环隧道和接头刚度 1 隧道的衬砌内力结果非常接近, 且与均质圆环隧道的衬砌内力差别较小, 尤其是衬砌轴力结果。随接头刚度减小, 隧道衬砌弯矩的减小幅度很大, 在 $\theta = 135^\circ$ 角位置处, 接头刚度 1 隧道的衬砌弯矩较均质圆环隧道减小约 10%, 接头刚度 2 隧道的衬砌弯矩较均质圆环隧道减小 30% 左右, 接头刚度 3 隧道的衬砌弯矩减小幅度超过 50%, 尤其是硬土场地情况, 接头刚度 3 隧道的衬砌弯矩减小幅度可达近 70%。相比之下, 隧道衬砌轴力随接头刚度的减小幅度较小, 软土场地条件下管片接头导致的衬砌轴力减小不到 10%, 而硬土场地条件下衬砌轴力的减小幅度最大约为 30%。

表 3 不同接头刚度隧道的最大直径变形率

Table 3 Maximum diametral deformation ratios of tunnel linings

分类	for different joint stiffnesses (%)	
	软土场地	硬土场地
均质圆环 (刚度不折减)	0.35	0.12
等效均质圆环 (刚度折减)	0.36 (1.03)	0.12 (1.00)
接头刚度 1	0.36 (1.03)	0.12 (1.00)
接头刚度 2	0.40 (1.14)	0.13 (1.08)
接头刚度 3	0.44 (1.26)	0.14 (1.17)

注: 括号内数值为不同接头刚度隧道最大直径变形率与均质圆环隧道结果的比值。

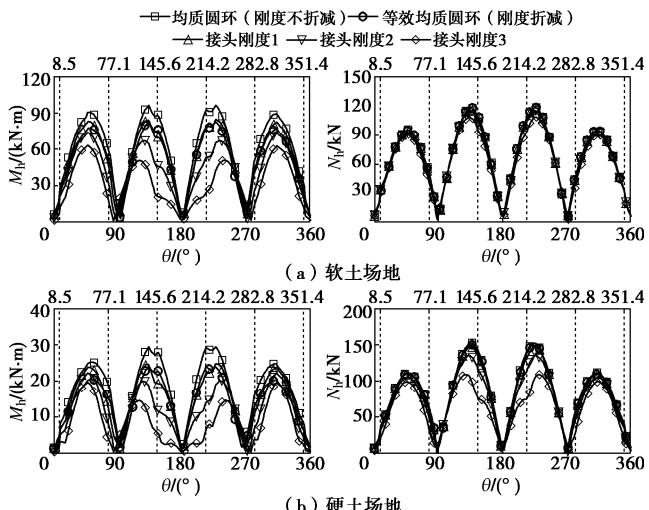


图 11 隧道横向地震内力峰值包络图

Fig. 11 Envelopes of peak transverse internal forces of tunnel linings

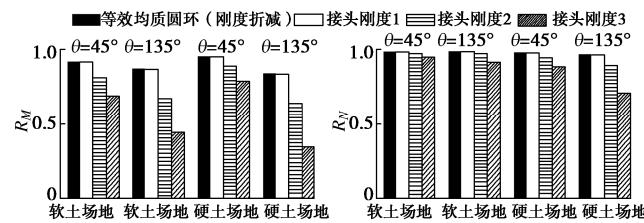


图 12 管片接头对隧道横向地震内力峰值的影响

Fig. 12 Effects of segment joints on peak transverse internal forces of tunnel linings

4 结 论

针对斜入射地震波作用下隧道结构的抗震分析, 本文提出了一个2.5维FE-BE耦合方法, 通过与文献结果比较验证了该耦合方法的正确性。利用该耦合方法研究了某盾构隧道的地震响应, 主要分析了管片接头对隧道结构地震变形和内力的影响, 并讨论了等效均质圆环模型的适用性, 主要结论如下:

(1) 管片接头对隧道地震响应有重要影响, 随接头刚度减小隧道衬砌横截面变形呈增大趋势, 但衬砌内力显著减小; 管片接头对隧道纵向和横向弯矩的减小作用最为显著, 其次是隧道横向轴力, 而对隧道纵向轴力的影响很小; 另外, 场地土条件对管片接头的作用也有较大影响, 本文硬土场地下管片接头对隧道衬砌内力的减小作用更显著。

(2) 等效均质圆环模型可以在一定程度上反映管片接头对隧道衬砌结构地震响应的影响, 针对本文算例, 等效均质圆环模型所得隧道横向地震变形和内力与接头刚度1隧道的结果基本一致, 但随接头刚度减小, 等效均质圆环模型会明显高估隧道横向地震内力; 另外, 本文软土场地条件下, 等效均质圆环模型所得隧道纵向弯矩显著小于接头刚度1隧道的结果, 说明当土体对隧道变形约束作用较小时该模型可能导致隧道纵向弯矩的低估。

(3) 通过将本文耦合方法动力分析结果与拟静力解析公式计算结果比较发现, 针对入射波频率较小的情况, 拟静力解析公式所得隧道纵向弯矩和轴力较耦合方法动力分析结果偏大, 但随频率增加, 拟静力解析公式可能导致隧道纵向内力的显著低估。

参考文献:

[1] 杜修力, 陈维, 李亮, 等. 斜入射条件下地下结构时域地震反应分析初探[J]. 震灾防御技术, 2007, 2(3): 290-296. (DU Xiu-li, CHEN Wei, LI Liang, et al. Preliminary study of time-domain seismic response for underground structures to obliquely incident seismic waves[J].

Technology for Earthquake Disaster Prevention, 2007, 2(3): 290-296. (in Chinese))

[2] 禹海涛, 袁勇. 长大隧道地震响应分析与试验方法新进展[J]. 中国公路学报, 2018, 31(10): 19-35. (YU Hai-tao, YUAN Yong. Review on seismic response analysis and test methods for long and large tunnels[J]. China Journal of Highway and Transport, 2018, 31(10): 19-35. (in Chinese))

[3] 刘晶波, 王艳, 赵冬冬. 地震波斜入射时地铁盾构隧道的动力反应分析[C]// 第四届全国防震减灾工程学术研讨会论文集. 福州, 2009: 318-322. (LIU Jing-bo, WANG Yan, ZHAO Dong-dong. The dynamic response of subway shield tunnel under oblique seismic waves[C]// Proceedings of the 4th National Symposium on Earthquake Prevention and Disaster Mitigation Engineering. Fuzhou, 2009: 318-322. (in Chinese))

[4] 傅方, 赵成刚, 李伟华, 等. SV波斜入射下局部地形对隧道地震响应的影响[J]. 北京交通大学学报, 2012, 36(6): 79-84. (FU Fang, ZHAO Cheng-gang, LI Wei-hua, et al. Influence of local topographic on seismic response of tunnels subjected to obliquely incident SV waves[J]. Journal of Beijing Jiaotong University, 2012, 36(6): 79-84. (in Chinese))

[5] 路德春, 李云, 马超, 等. 斜入射地震作用下地铁车站结构抗震性能分析[J]. 北京工业大学学报, 2016, 42(1): 87-94. (LU De-chun, LI Yun, MA Chao, et al. Analysis of the three-dimensional seismic performance of underground[J]. Journal of Beijing University of Technology, 2016, 42(1): 87-94. (in Chinese))

[6] 耿萍, 陈昌健, 王琦, 等. 地震P波对圆形隧道最不利入射角研究[J]. 现代隧道技术, 2018, 55(增刊2): 579-587. (GENG Ping, CHEN Chang-jian, WANG Qi, et al. Research on the most unfavorable incident angle of primary wave to circular tunnel[J]. Modern Tunnelling Technology, 2018, 55(S2): 579-587. (in Chinese))

[7] ST JOHN C M, ZAHRAH T F. Aseismic design of underground structures[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 1987, 2(2): 165-197.

[8] 小泉淳. 盾构隧道的抗震研究及算例[M]. 张稳军, 袁大军, 译. 北京: 中国建筑工业出版社, 2009. (KOIZUMI A. Seismic Research and Examples of Shield Tunnels[M]. ZHANG Wen-jun, YUAN Da-jun, trans. Beijing: China Architecture & Building Press, 2009. (in Chinese))

[9] ANASTASOPOULOS I, GEROLYMON N, DROSOS V, et al. Nonlinear response of deep immersed tunnel to strong

seismic shaking[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2007, **133**(9): 1067 – 1090.

[10] ZHANG J, HE C, GENG P, et al. Improved longitudinal seismic deformation method of shield tunnels based on the iteration of the nonlinear stiffness of ring joints[J]. Sustainable Cities and Society, 2019, **45**: 105 – 116.

[11] MIAO Y, YAO E L, RUAN B, et al. Seismic response of shield tunnel subjected to spatially varying earthquake ground motions[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2018, **77**: 216 – 226.

[12] 陈国兴, 孙瑞瑞, 赵丁凤, 等. 海底盾构隧道纵向地震反应特征的子模型分析[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(11): 1983 – 1991. (CHEN Guo-xing, SUN Rui-rui, ZHAO Ding-feng, et al. Longitudinal seismic response characteristics of seabed shield tunnels using submodeling analysis[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(11): 1983 – 1991. (in Chinese))

[13] 赵宝友, 马震岳, 梁冰, 等. 考虑地震动行波效应的大型岩体地下洞室动力非线性反应分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, **29**(S1): 3370 – 3377. (ZHAO Bao-you, MA Zhen-yue, LIANG Bing, et al. Dynamic nonlinear response of a large underground rock cavern subjected to seismic motion considering wave passage effect[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, **29**(S1): 3370 – 3377. (in Chinese))

[14] FABOZZI S, BILOTTA E, YU H, et al. Effects of the asynchronism of ground motion on the longitudinal behaviour of a circular tunnel[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2018, **82**: 529 – 541.

[15] LI P, SONG E X. Three-dimensional numerical analysis for the longitudinal seismic response of tunnels under an asynchronous wave input[J]. Computers and Geotechnics, 2015, **63**: 229 – 243.

[16] HUANG J Q, DU X L, ZHAO M, et al. Impact of incident angles of earthquake shear (S) waves on 3-D non-linear seismic responses of long lined tunnels[J]. Engineering Geology, 2017, **222**: 168 – 185.

[17] 王国波, 巴峰, 孙富学, 等. 非一致激励下长大盾构隧道结构地震响应分析[J]. 岩土工程学报, 2020, **42**(7): 1228 – 1237. (WANG Guo-bo, BA Feng, SUN Fu-xue, et al. Seismic response analysis of long shield tunnels under non-uniform excitation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, **42**(7): 1228 – 1237. (in Chinese))

[18] FRANÇOIS S, SCHEVENELS M, GALVÍN P, et al. A 2.5D coupled FE-BE methodology for the dynamic interaction between longitudinally invariant structures and a layered halfspace[J]. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 2010, **199**(23/24): 1536 – 1548.

[19] ZHOU S H, HE C, GUO P J, et al. Dynamic response of a segmented tunnel in saturated soil using a 2.5-D FE-BE methodology[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2019, **120**: 386 – 397.

[20] LIN K C, HUNG H H, YANG J P, et al. Seismic analysis of underground tunnels by the 2.5D finite/infinite element approach[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2016, **85**: 31 – 43.

[21] 梁建文, 巴振宁. 三维层状场地的精确动力刚度矩阵及格林函数[J]. 地震工程与工程振动, 2007, **27**(5): 7 – 17. (LIANG Jian-wen, BA Zhen-ning. Exact dynamic stiffness matrices of 3-D layered site and its Green's functions[J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2007, **27**(5): 7 – 17. (in Chinese))

[22] BA Z N, LIANG J W. 2.5D scattering of incident plane SV waves by a canyon in layered half-space[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2010, **9**(4): 587 – 595.

[23] LIAO W I, YEH C S, TENG T J. Scattering of elastic waves by a buried tunnel under obliquely incident waves using T matrix[J]. Journal of Mechanics, 2011, **24**(4): 405 – 418.

[24] DO N A, DIAS D, ORESTE P, et al. 2D numerical investigation of segmental tunnel lining under seismic loading[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2015, **72**: 66 – 76.

[25] 地下结构抗震设计标准: GB/T 51336—2018[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2018. (Standard for Seismic Design of Underground Structures: GB/T 51336—2018[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2018. (in Chinese))