

文章编号:1671-6833(2010)03-0087-05

盾构隧道基底软硬过渡地段列车振动响应分析

丁祖德, 彭立敏, 陈松洁

(中南大学 土木建筑学院, 湖南 长沙 410075)

摘 要: 论述了隧道衬砌结构-围岩系统动力分析的理论及数值计算方法, 采用激振力函数模拟高速列车竖向振动荷载, 考虑隧道基底地层纵向软硬不均, 建立了广深港客运专线狮子洋盾构隧道列车振动响应三维有限差分计算模型, 研究了高速列车振动荷载作用下软硬不均过渡地段隧道衬砌结构振动响应规律, 并通过引入长期列车振动荷载作用下地基土累积变形计算模型, 预测了软硬不均地层条件下不同地段隧道基底的长期差异沉降。计算结果对评价软硬不均地层盾构隧道衬砌结构的动力稳定性和控制隧道基底不均匀沉降具有一定的指导意义。

关键词: 盾构隧道; 振动响应; 累积变形; 差异沉降

中图分类号: U451.3 **文献标识码:** A

0 引言

列车振动荷载对隧道结构的影响一直是岩土工程界关注的基本问题之一。许多学者采用有限元法^[1]、有限元-边界元耦合法^[2]或有限差分^[3]对列车竖向振动荷载作用下隧道衬砌的动力响应进行了研究, 但研究主要是针对均质地层, 对软硬不均过渡地段的振动响应分析甚少。由于高速铁路要求轨道具有高平顺性, 需要轨下基础有很好的稳定性和较小的差异沉降, 不均匀沉降量的大小将直接影响列车的舒适度和安全性, 同时影响隧道及轨道结构的使用寿命。笔者结合广深港客运专线狮子洋盾构隧道穿越的纵向地基软硬不均过渡地段, 计算软硬不均地层条件下隧道结构的动力响应, 探讨列车振动引起隧道衬砌结构位移和主应力响应规律。

1 工程概况

狮子洋隧道位于广深港客运专线东涌站至虎门站区间, 是国内第一条高速铁路水下隧道, 也是目前世界上行车速度目标值最高的水下高速铁路隧道。隧道全长 10 800 m, 其中盾构段长 9 340 m, 隧道内径 9.8 m, 外径 10.8 m, 管片厚度 500 mm。

狮子洋隧道工程地质条件复杂多变, 多处穿

越软硬不均地段, 如隧道里程 DIK34 + 0529 ~ DIK34 + 0577 段为典型软硬不均过渡地段, 基底依次经过淤泥质土层、黏土层、砂层及岩石强风化层, 作者选取该段进行分析。

2 动力计算原理及模型

2.1 高速列车振动荷载

列车在不平顺的轨道上行驶, 竖向激振荷载可用一个激振力函数来模拟, 文献[4]既考虑轮轨力在线路上的移动、叠加效应, 又考虑钢轨的分散作用和轨道不平顺等影响因素, 得到修正的列车振动荷载:

$$P(t) = k_1 k_2 (P_0 + P_1 \sin \omega_1 t + P_2 \sin \omega_2 t + P_3 \sin \omega_3 t) \quad (1)$$

式中: k_1 为相邻轮轨力叠加系数, 一般为 1.2 ~ 1.7, 此处取为 1.5; k_2 为钢轨分散系数, 一般为 0.6 ~ 0.9, 此处取为 0.8; P_0 为车辆静载; P_1 、 P_2 、 P_3 均为振动荷载。

令列车簧下质量为 M_0 , 则相应的振动荷载幅值为

$$P_i = M_0 a_i \omega_i^2 \quad (i = 1, 2, 3) \quad (2)$$

式中: a_i 为典型矢高; ω_i 为不平顺控制条件下的振动圆频率, 计算式为

$$\omega_i = 2\pi v / L_i \quad (i = 1, 2, 3) \quad (3)$$

收稿日期: 2010-01-10; 修订日期: 2010-02-27

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(50778178), 铁道部科技研究开发计划资助项目(2006G007-B)

作者简介: 丁祖德(1979-), 男, 湖南汉寿人, 中南大学博士研究生, 主要从事隧道与地下结构动力研究, E-mail:

dzdvsdt@163.com.

其中: v 为列车运行速度; L_i 为几何不平顺曲线典型波长^[4].

由此得到 $v=350\text{ km/h}$ 时前 0.5 s 的列车振动荷载时程见图 1.

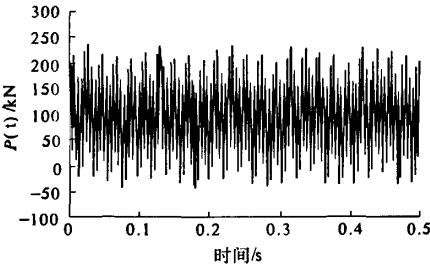


图 1 列车竖向荷载时程曲线
Fig.1 Vertical vibrating load versus time curve

2.2 结构体系振动方程及计算方法

根据 Hamilton 原理^[5],隧道结构-围岩体系的整体运动方程可表示为:

$$[M]\{\ddot{U}\}+[C]\{\dot{U}\}+[K]\{U\}=\{P(t)\} \quad (4)$$

式中: $[M],[C],[K]$ 分别为隧道-围岩体系的总质量矩阵、阻尼矩阵和刚度矩阵; $\{\ddot{U}\},\{\dot{U}\},\{U\}$ 分别为体系内各节点处的加速度、速度和位移向量; $\{P(t)\}$ 为列车振动荷载向量.

计算采用 Rayleigh 阻尼,可表示为

$$[C]=\alpha[M]+\beta[K] \quad (5)$$

式中: α 和 β 分别是质量和刚度阻尼常数,其取值一般根据体系基频和阻尼比 ξ 确定.

动力计算广泛采用 Newmark 直接积分法,在 $t \sim t+\Delta t$ 的时间区域内,采用如下假设,即

$$\dot{U}_{i+\Delta t}=\dot{U}_i+[(1-\delta)\ddot{U}_i+\delta\ddot{U}_{i+\Delta t}]\Delta t \quad (6)$$

$$U_{i+\Delta t}=U_i+\dot{U}_i\Delta t+\left[\left(\frac{1}{2}-\alpha\right)\ddot{U}_i+\alpha\ddot{U}_{i+\Delta t}\right]\Delta t^2 \quad (7)$$

其中, α 和 δ 是按积分精度和稳定性要求决定的参数,取 $\alpha=0.25,\delta=0.5$. 将式(6)和(7)代入式(4)中,即可求得 $U_{i+\Delta t}$,然后由式(6)及式(7)求得 $\dot{U}_{i+\Delta t}$ 和 $\ddot{U}_{i+\Delta t}$.

2.3 计算模型及单元选取

选取 DIK34+0529~DIK34+0577 段为计算区间,隧道埋深约 27.5 m,计算模型取水平方向为 x 轴,铅直方向为 z 轴,计算范围取 $-61.0\text{ m}\leq x\leq 40.0\text{ m},-40.0\text{ m}\leq z\leq 33\text{ m}$,两主隧道中心线间距为 21 m,其计算模型见图 2.

2.4 材料本构关系及材料参数

各土层材料采用 Mohr-Coulomb 模型,管片、

仰拱填充层及轨道板采用线弹性模型,其中管片接缝的影响通过折减弹性模量来考虑(折减系数取 0.75),材料静力学参数见表 1. 动力计算时,参考祝彦知等^[6]的研究成果,材料强度和弹性模量按静力时的 1.3 倍取值.

2.5 动力边界条件

为消除散射波在截断边界上的反射,较好地模拟远场地球介质的弹性恢复性能,模型两侧和底部分别采用自由场边界和黏滞边界.

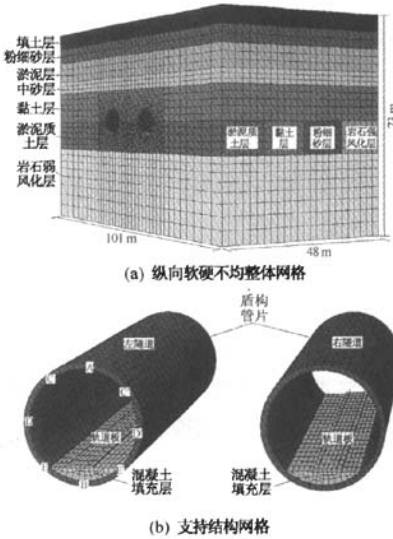


图 2 整体计算模型示意图
Fig.2 Three-dimensional grids of model

表 1 各土层和材料参数
Tab.1 Main parameters of soils and materials

种类	重度 γ ($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)	弹性模量 E/MPa	泊松比 μ	黏聚力 c/kPa	摩擦角 $\varphi/(^\circ)$
填土	18.0	7.5	0.31	19.5	26.8
粉细砂	19.5	20.0	0.28	0.0	30.0
淤泥	16.8	2.0	0.41	11.0	7.1
中砂	19.8	25.0	0.31	0.0	32.0
淤泥质土	17.6	3.0	0.38	14.6	6.4
黏性土	19.2	5.0	0.35	36.0	20.0
岩石强风化	22.0	600	0.26	80.0	40.0
岩石弱风化	26.0	2530	0.23	150	50.0
管片(C50)	26.0	26.3	0.167		
仰拱填充(C25)	23.0	28.0	0.20		
轨道(C45)	27.0	33.5	0.20		

注:表中 C50 管片弹性模量是折减后的值.

3 计算结果分析

3.1 位移响应特征

选取衬砌结构为分析对象,取图 2 中所示的

左隧道 24 m 处断面特征点位移时程曲线,如图 3 所示.并沿隧道纵向不同地层段各选取 1 个典型断面,为方便,仅取典型断面隧道拱底特征点进行分折,各地层段拱底位移时程曲线如图 4 所示.表 2 列出了列车荷载作用过程中,纵向不同位置处衬砌结构各部位竖向位移峰值.

由图 3 可知,当列车驶入隧道时,特征点有明显垂直向下方向的位移;当整个列车通过特征点所在位置时,列车振动荷载使结构产生振动,结构竖向位移呈上下波动状态,位移量逐渐增大;当列车驶出隧道时,结构受迫振动逐渐减弱,结构位移回弹,并最终趋于某一稳定值.在列车荷载作用下,结构各部位有相同的运动趋势,但振动位移幅值不同,拱底振动幅度最大,依次向上至拱顶逐渐减弱.

图 4 表明,不同位置处拱底竖向位移响应规律相同,但随着地层条件的改变,振动位移幅值大小有明显差异.由计算结果可知,振动过程中最大差异沉降为 1.91 mm,随着列车驶出隧道,衬砌结构回弹的发生,残余沉降差约为 0.3 mm.

3.2 应力响应特征

取左隧道 24 m 处断面拱底第一、三主应力时程曲线,如图 5 所示.列车荷载作用过程中,纵向不同位置处衬砌结构各部位主应力峰值见表 3.

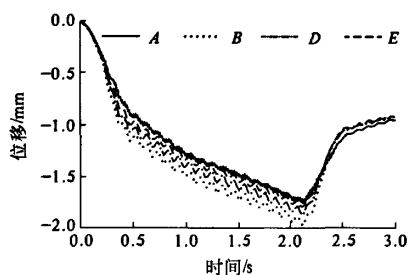


图 3 典型断面衬砌结构各部位位移时程曲线
Fig. 3 Time-history curves of displacement of tunnel lining

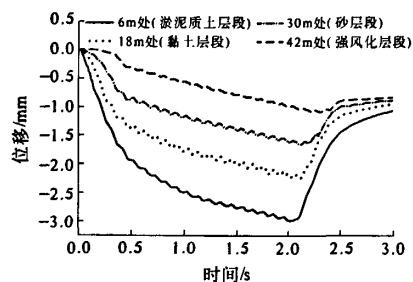


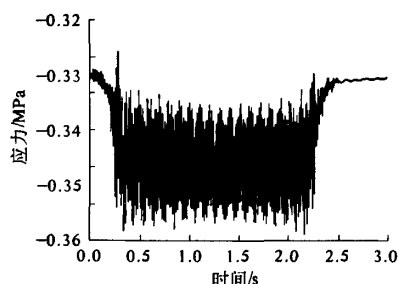
图 4 各地层段拱底位移时程曲线

Fig. 4 Time-history curves of displacement of invert

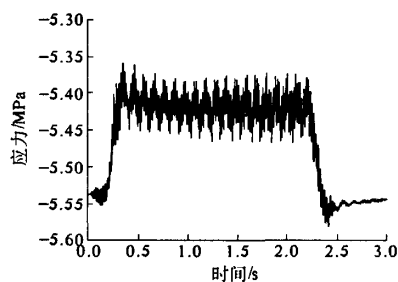
表 2 衬砌结构各部位竖向位移峰值

Tab. 2 Maximum vertical displacement of tunnel lining
mm

所在地层 结构部位	淤泥质土 6 m 处	黏土层 18 m 处	砂土层 30 m 处	强风化层 42 m 处
拱顶(A)	-2.70	-2.05	-1.47	-0.95
拱底(B)	-3.01	-2.27	-1.68	-1.10
左上(C)	-2.75	-2.07	-1.48	-0.98
右上(C')	-2.84	-2.16	-1.57	-1.01
左拱腰(D)	-2.78	-2.09	-1.51	-0.99
右拱腰(D')	-2.88	-2.19	-1.58	-1.03
左下(E)	-2.90	-2.17	-1.58	-1.04
右下(E')	-2.96	-2.24	-1.64	-1.06



(a) 第一主应力



(b) 第三主应力

图 5 衬砌结构拱底部位主应力时程曲线

Fig. 5 Time-history curves of principal stress

图 5 表明,在列车作用过程中,拱底部位第一、三主应力随列车激励荷载不断变化,最大波动幅度约为 200 KPa,不过第一、三主应力均为压应力且受力不大.由表 3 可知,从淤泥质土层到强风化层,随着隧道基底地层条件的变化,隧道结构各部位拉压应力变化明显,总体表现为在较弱地层中隧道结构承受更大的附加拉压应力.而且,在淤泥质土层段,衬砌拱顶最大拉应力达到 2.5 MPa,已接近动抗拉强度设计值,应引起注意.由于基底地层条件的改变,隧道拉压应力峰值出现部位发生转移,总体表现为第一主应力峰值由隧道结构顶部向底部,第三主应力由隧道结构底部向顶部转移和发展.由此可见,列车通过隧道不同

地段,动应力交替变化,使隧道结构在纵向处于不利状态,特别是对于存在较多接缝的管片结构。

表 3 左隧道衬砌结构各部位主应力峰值

Tab.3 Principal stress of left tunnel lining								
MPa								
所在地层	淤泥质土层 6 m 处		黏土层 18 m 处		砂土层 30 m 处		强风化层 42 m 处	
结构部位	σ_1	σ_3	σ_1	σ_3	σ_1	σ_3	σ_1	σ_3
拱顶(A)	2.27	-3.71	0.04	-4.50	0.02	-4.15	-0.10	-4.79
拱底(B)	-0.31	-5.76	-0.35	-5.94	-0.35	-4.85	1.35	-2.24
左上(C)	1.27	-4.98	0.16	-6.04	-0.12	-5.09	-0.31	-5.49
右上(C')	1.13	-4.86	0.10	-6.00	-0.30	-5.03	-0.37	-5.40
左拱腰(D)	-0.43	-5.58	-0.20	-6.67	-0.60	-5.48	-0.45	-5.68
右拱腰(D')	-0.50	-5.71	-0.34	-6.87	-0.44	-5.63	-0.41	-5.67
左下(E)	0.31	-6.15	0.41	-6.53	0.27	-5.44	0.74	-2.75
右下(E')	0.31	-6.16	0.40	-6.51	0.25	-5.38	0.93	-2.82

3.3 基底长期累积变形

单次列车荷载作用下衬砌结构差异沉降小,但隧道基底土层在长期往复荷载作用下其累积变形如何,其累积沉降和差异沉降是否能满足要求,基于此,进一步探讨软硬过渡地段在列车长期荷载作用下的累积塑性变形。

3.3.1 计算模型及计算步骤

据相关资料^[7]:基床系数 $k_{30} \geq 70 \sim 100$ MPa/m的地基层,当列车荷载作用次数为150万次时,累积下沉量仅为1~2.5 mm,且经过一年时间行车后便能趋于稳定,根据狮子洋隧道勘察报告,岩石强风化的基床系数为200 MPa/m,因而可认为强风化层段的累积变形很小,本次计算不予考虑.对于软土和砂土地层,计算采用Puppala等人1999年提出的计算模型^[8]:

$$\varepsilon_p = A \times N^\alpha \times \left(\frac{\sigma_{oct}}{\sigma_{atm}} \right)^\beta \tag{8}$$

式中: σ_{oct} 为动八面体正应力,通过提取基底土层瞬态动力计算结果得到; σ_{atm} 为大气压强,取0.1 MPa; A, α, β 为回归系数,可表示为地基土含水量、干重度、土中砂质含量和黏质含量的函数,回归系数的具体表达式见文献[8].将基底变形层划分成系列薄层,各薄层塑性变形由式(8)计算得出,然后根据式(9)得到整个隧道基底地基变形层内的长期累积沉降。

$$s = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{pi} H_i \tag{9}$$

式中: ε_{pi} 为第*i*薄层的累积塑性应变; H_i 为第*i*薄层的厚度; n 为地基计算深度内划分的总层数。

3.3.2 长期累积变形

隧道基底各土层的计算参数见表4所示.根据广深港客运专线运行标准,狮子洋隧道行车间

隔按5 min考虑,每天每孔隧道运行177趟列车(每天有6 h左右的综合维修天窗时间没有列车运行),则100 a后列车循环荷载作用次数约为650万次.图6为软硬过渡地段各典型地层累积变形与循环振次的关系曲线。

表 4 Anand J. Puppala 模型计算参数

Tab.4 Parameters of Anand J. Puppala model					
土层	含水量	干重度/	回归系数		
	w/%	(kN·m ⁻³)	lgA	α	β
淤泥质土	26.3	13.9	-6.219	0.277	2.455
黏性土	18.5	16.2	-6.176	0.286	2.372
粉细砂	29.0	15.1	-6.145	0.270	2.513

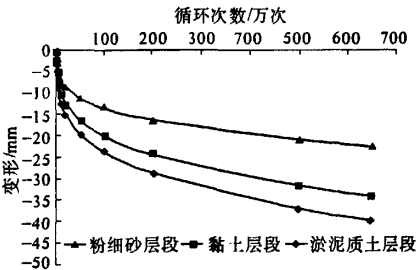


图 6 基底累积变形与循环振次的关系曲线

Fig.6 Relationship between cumulative deformation and number of loading

计算表明:长期荷载作用下,淤泥质土层段累积沉降为40.01 mm,黏土层段为34.30 mm,粉细砂层段为22.56 mm,对于淤泥质土层和黏土层,其累积沉降超过规范要求,需进行加固处理.软硬过渡地段基底累积塑性变形差异明显,就相邻段而言,淤泥质土区段和黏土区段累积差异沉降为5.71 mm,黏土区段和粉细砂区段为11.74 mm,模型范围内的累积差异沉降为17.45 mm,局

部地段累积差异沉降已超出容许值。

4 结论与建议

(1) 在列车荷载作用过程中,纵向软硬不均过渡段隧道差异沉降明显,模型范围内即产生沉降差 1.91 mm,随着结构卸荷回弹,残余沉降差约为 0.3 mm。长期列车荷载作用下的累计差异沉降达 17.45 mm,局部地段已超出规范要求,应对软弱地层进行加固处理。单次行车和长期列车荷载作用下的差异沉降,将对列车行车舒适性和安全性产生一定影响。

(2) 在列车荷载作用过程中,基底软硬不均引起衬砌结构各部位受力状态的改变,从淤泥质区段到强风化区段,衬砌拉压应力变化明显,总体表现为在较软弱地层中隧道结构承受更大的拉压应力,甚至出现局部拉应力已接近容许值。软硬不均地层使隧道结构在纵向处于不利状态。

(3) 累积变形的计算是参考现有模型得到,这方面的试验工作有待开展。从计算结果看,纵向不均匀沉降局部地段已超过规范要求,应进行相应处理。对于纵向不均匀沉降,从结构上可在隧底填充混凝土设置钢筋混凝土纵梁,减少隧道不均匀沉降对运营的影响,从围岩上可采取注浆加固软弱段土体,同时采取同步注浆和衬砌壁后二次注浆,确保衬砌与周围土体间无空隙。

参考文献:

- [1] 李亮,张丙强,杨小礼. 高速列车振动荷载下大断面隧道结构动力响应分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(23): 4259 - 4265.
- [2] DEGRANDE G, CLOUTEAUB D. A numerical model for ground - borne vibrations from underground railway traffic based on a periodic finite element boundary element formulation[J]. Journal of Sound and Vibration, 2006 (293): 645 - 666.
- [3] 莫海鸿,邓飞皇,王军辉. 营运期地铁盾构隧道动力响应分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(增2): 3507 - 3512.
- [4] 梁波,罗红,孙常新. 高速铁路振动荷载的模拟研究[J]. 铁道学报, 2006, 28(4): 89 - 94.
- [5] 克拉夫 R, 彭津 J. 结构动力学[M]. 王光远,译. 北京:高等教育出版社, 2006.
- [6] 祝彦知,冯紫良,方志. 地震作用下考虑各项异性土体盾构隧道数值模拟[J]. 岩土力学, 2005, 26(5): 710 - 716.
- [7] 王其昌. 高速铁路土木工程[M]. 成都:西南交通大学出版社, 1999.
- [8] PUPPALA A J, MOHAMMAD L N, ALLEN A. Permanent deformation characterization of subgrade soils from RLT test[J]. Journal of Materials in Civil Engineering, 1999, 11 (4): 274 - 282.

Analysis of Train Vibratory Response of Shield Tunnels in Complex Uneven Soft - hard Strata Transition Sections

DING Zu - de, PENG Li - min, CHEN Song - jie

(School of Civil and Architecture Engineering, Central South University, Changsha 410075, China)

Abstract: A theory of dynamic FDM and a numerical method for the lining structure of tunnels and surrounding rock systems are put forward. Based on the numerical simulation of vertical load induced by high speed train with excitation function, a three - dimension finite difference model that takes into account the longitudinal uneven tunnel basement strata of Shi Ziyang shield tunnel is established to study structure dynamic mechanical response. The dynamic response characteristics of tunnel structure by the high - speed train vibration load is studied and the research emphasizes the variation of tunnel lining structure displacement and principal stress under the longitudinal uneven strata conditions. The different long - term settlement under uneven tunnel basement strata is predicted by introducing the empirical accumulative plastic strain model. The analysis results have significance not only for the dynamic stability evaluation of tunnel structures for high - speed railway but also for the control of uneven settlement.

Key words: shield tunnel; vibratory response; accumulative plastic strain; different settlement