

# 列车荷载作用下高铁隧道下穿小净距地铁隧道 穿越时的结构动力响应特性模拟分析\*

陈晨<sup>1</sup> 曹瑞琅<sup>2</sup> 赵宇飞<sup>2</sup> 寇卫国<sup>3</sup> 张雪东<sup>2</sup>

(1. 中国地质大学(北京)工程技术学院, 100083, 北京; 2. 中国水利水电科学研究院流域水循环模拟与调控国家重点实验室, 100048, 北京; 3. 中铁上海工程局集团第一工程有限公司, 200436, 上海//第一作者, 博士研究生)

**摘要** 基于某地铁线路以极小净距下穿京张高铁盾构隧道工程, 采用人工激振函数模拟列车振动荷载, 分析不同工况下的隧道动力响应特性, 探讨了高铁隧道结构的振动加速度、振动速度及竖向位移规律。模拟研究结果表明: 隧道监测点振动幅值变化不仅与振动强度有关, 还与激振源荷载作用位置有关, 高铁隧道中心截面前后  $\pm 15$  m 范围内的位移响应最大; 隧道交叉位置呈现显著的振动放大现象, 造成列车动荷载影响下衬砌结构薄弱区; 振动响应总体趋势为自仰拱向拱顶逐渐衰减, 即仰拱为隧道振动响应的最不利位置; 考虑不同工况, 高铁隧道结构的最大振动加速度、振动速度和竖向位移分别为  $110.204 \text{ mm/s}^2$ 、 $3.006 \text{ mm/s}$ 、 $0.0434 \text{ mm}$ , 低于结构安全振动控制标准的限值, 满足安全要求。

**关键词** 地铁; 下穿高铁隧道; 隧道振动; 结构动力响应; 模拟分析

**中图分类号** U451+.3

**DOI**: 10.16037/j.1007-869x.2020.01.008

## Simulation Analysis on High-speed Railway Structural Dynamic Response under the Action of Train Load When Metro Tunnel in Minimal Spacing under High-speed Railway

CHEN Chen, CAO Ruilang, ZHAO Yufei, KOU Weiguo, ZHANG Xuedong

**Abstract** Based on a shield tunnel project that crosses under Beijing-Zhangjiakou High-speed Rail in minimal spacing on Beijing metro Line 12, the dynamic response characteristics of the tunnel under different driving conditions are analyzed by simulating the train vibration loads with artificial excitation function, the acceleration, velocity and vertical displacement of tunnel structure are discussed. The results show that the vibration amplitude of tunnel monitoring points is not only related to the vibration intensity, but also to the position of exciting source load. The displacement response of high-speed railway

tunnel is the greatest within  $\pm 15$  m before and after the central section. The cross position of the tunnel presents obvious vibration amplification phenomenon, resulting in the weak area of the lining structure under the influence of train dynamic load. The overall response trend is attenuating from the inverted arch gradually to the vault, that is to say, the inverted arch is the most unfavorable position for the vibration response of the tunnel. In different driving conditions, the maximum acceleration, velocity and vertical displacement of the high-speed rail tunnel structure are  $110.204 \text{ mm/s}^2$ ,  $3.006 \text{ mm/s}$  and  $0.0434 \text{ mm}$  respectively, which are lower than the structural safety vibration control standards and could meet safety requirements.

**Key words** metro; tunnel crossing under high-speed railway; tunnel vibration; structural dynamic response; simulation analysis

**First-author's address** School of Engineering and Technology, China University of Geosciences, 100083, Beijing, China

随着中国地下空间开发规模日益扩大, 不可避免的出现新建地铁线路近距离甚至以极小净距穿越既有轨道线路的工程难题<sup>[1]</sup>。日本 Tizai 地铁线、上海轨道交通 3 号线二期工程、北京地铁 10 号线等均涉及新线下穿既有线施工问题<sup>[1]</sup>。由于新线工程必然对既有结构产生扰动, 且列车振动荷载导致隧道病害加剧, 出现结构破坏甚至功能丧失<sup>[2]</sup>, 因此, 列车荷载动力响应是关乎隧道结构安全的重要问题。

目前, 国内外学者对列车荷载作用下隧道结构动力响应相关研究已取得较大进展。文献[3]采用修正动偏应力计算模型, 预测列车循环荷载作用下

\* 国家重点研发计划项目(2016YFC0401801, 2016YFC0401804); 国家自然科学基金项目(51709282, 51674058)

交叉地铁隧道长期沉降规律。文献[1]针对北京地铁6号线区间隧道下穿工程,开展了既有隧道结构沉降控制方案研究及安全性评价。文献[4]开展了Groene Hart隧道高速列车振动数值研究,采用Floquet变换解法预测了移动荷载作用下自由场响应规律。文献[5]基于实测振动荷载,分析地铁与高速铁路近距离平行隧道不同位置动力响应特征。

列车荷载动力响应研究对交叉隧道工程的安全运营至关重要。本文以某地铁线路以极小间距下穿京张高铁隧道为工程背景,针对动荷载作用下加速度、速度及竖向位移的动力响应规律开展研究,并结合国内外建筑物振动评估标准,探讨动荷载作用下高铁隧道结构安全性,为隧道结构振动安全评价提供依据。

## 1 工程背景

北京地铁12号线西起西四环四季青桥南,东至东坝管庄路西口,正线全长29.3 km。大钟寺站—蓟门桥站区间长度847.3 m,线间距15.0~17.2 m,埋深26.0~31.0 m,区间隧道仰拱上方断面深孔注浆。大钟寺站及蓟门桥站为地下双层岛式车站,双柱三跨拱形断面,采用暗挖PBA(洞桩)工法。

大钟寺站—蓟门桥站地铁区间结构以极小间距正交下穿京张高铁盾构隧道(直径12.2 m),区间拱顶开挖面与高铁盾构隧道底部垂直距离仅1.62 m,如图1所示。地层主要为卵石层,因此控制隧道变形非常关键。运营期高铁及地铁列车循环振动荷载作用下,隧道结构易出现局部损伤甚至整体失效,定量分析列车荷载作用下隧道结构动力响应特性尤为重要。

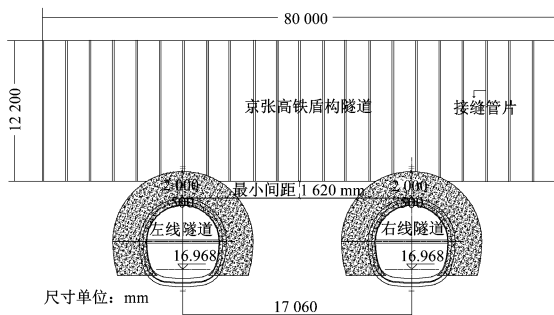


图1 地铁隧道以极小净距下穿高铁隧道示意图

## 2 高铁隧道结构动力响应模型

### 2.1 数值建模

为弱化边界效应影响,数值模型边界取3倍以

上洞径,上部边界为地表自由面,如图2所示,模型沿左右地铁线路及高铁盾构隧道长度均为80 m,自地表至下部边界高度为50 m。高铁盾构管片接缝采用等效刚度法模拟。模型网格节点数为23.5万,网格单元数为55.1万。地铁区间隧道和高铁盾构隧道交叉部位垂直净距仅为1.62 m,增加局部网格密度以提高模型计算精度。

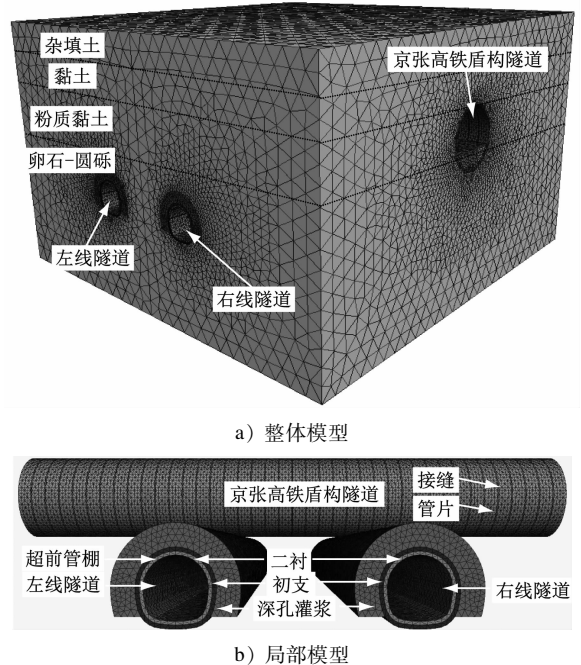


图2 地铁区间以极小间距下穿高铁盾构隧道数值模型

### 2.2 模型参数

隧道所处土层由上至下分别为杂填土层、黏土层、粉质黏土层和卵石-圆砾层。深孔灌浆地层通过提高围岩变形模量和黏聚力等参数来模拟,围岩采用弹塑性模型,服从Mohr-Coulomb屈服准则。初期支护、二次衬砌及管片采用弹性模型,管片接缝采用等效刚度折减法<sup>[6-7]</sup>。围岩及支护结构物理力学指标见表1及表2。

### 2.3 列车荷载模拟

列车振动荷载主要源自轨道因素与列车因素,文献[8-9]在充分考虑列车轴重、行车速度及轨道结构等因素的基础上,对已有列车激振函数进行修正,其表达式为:

$$F(t) = k_1 k_2 (P_0 + P_1 \sin w_1 t + P_2 \sin w_2 t + P_3 \sin w_3 t) \quad (1)$$

$$P_i = M_0 \alpha_i w_i^2 \quad (2)$$

$$w_i = \frac{2\pi v}{L_i} \quad (3)$$

表 1 围岩物理力学指标

围岩	埋深 /m	变形 模量 /MPa	泊松比	内摩擦 角/°	黏聚力 /kPa	重度/ (kg/m <sup>3</sup> )
杂填土	0~6	2.1	0.33	10	2	18.0
黏土	6~13	5.7	0.31	10	35	18.8
粉质黏土	13~25	9.5	0.25	32	25	19.9
卵石-圆砾	25~48	63.0	0.20	45	0	21.5
灌浆体		94.5	0.20	50	50	24

表 2 支护结构力学计算参数

支护	弹性模量 /GPa	泊松比	重度/ (kg/m <sup>3</sup> )
初期支护	20	0.20	2 600
二次衬砌	32	0.20	2 700
管片	35	0.18	2 600
管片接缝	7	0.20	2 000

式中：

$k_1$ ——叠加系数，取 1.6；

$k_2$ ——分散系数，取 0.7；

$P_0$ ——车轮自重荷载；

$P_1, P_2, P_3$ ——分别为不同平顺控制条件下的振动荷载；

$i$ ——不平顺控制条件，参照英国轨道不平顺管理标准划分， $i=1, 2, 3$ ；

$M_0$ ——列车簧下质量；

$\alpha_i$ ——典型失高；

$w_i$ ——不平顺振动波长圆频率；式中：

$v$ ——列车运行速度；

$L_i$ ——典型波长。

基于我国高铁与地铁列车现状，考虑不利因

素，高铁与地铁列车轴重分别取 17 t、7 t，行车速度分别为 350 km/h、72 km/h。 $L_i$  及  $\alpha_i$  分别为  $L_1=10.0\text{ m}$ ， $\alpha_1=3.50\text{ mm}$ ； $L_2=2.0\text{ m}$ ， $\alpha_2=0.40\text{ mm}$ ； $L_3=0.5\text{ m}$ ， $\alpha_3=0.08\text{ mm}$ 。

高铁与地铁列车编组均为 4 节，单节车厢长度为 25 m。列车荷载模拟以车头开始进入隧道为振动初始位置，基于列车行进速度持续调整荷载作用位置，车尾离开隧道时振动结束。

基于 FLAC 3D 软件有限差分方法，分别模拟 4 种行车工况。工况 1 为双线地铁列车相向行驶，无高铁列车通过。工况 2 为高铁列车单独行驶，无地铁列车通过。工况 3 及工况 4 均为高铁列车与双线相向地铁列车同时行驶，且考虑最不利情况，使高铁与地铁列车同时通过隧道交叉位置，即地铁驶入隧道 1.6 s 后高铁列车驶入；其中，工况 3 为工况 1 和工况 2 的动力响应幅值简单叠加，工况 4 为地铁列车与高铁列车同时行驶的模拟监测。在高铁隧道中心截面的仰拱、拱腰和拱顶位置分别设置监测点，以监测高铁隧道结构的振动加速度、振动速度和竖向位移<sup>[10]</sup>。

3 模拟计算结果分析

定量评估列车振动荷载对隧道结构稳定性影响时，多采用隧道结构上某点的振动加速度、振动速度和位移响应。于篇幅限制，文中仅列出高铁隧道仰拱位置的振动加速度及振动速度时程曲线。

3.1 高铁隧道结构加速度响应特征

振动加速度是常见的建筑物抗振情况评价指标<sup>[11]</sup>。不同行车工况下，高铁隧道结构中心截面监测点的加速度时程曲线如图 3 所示。

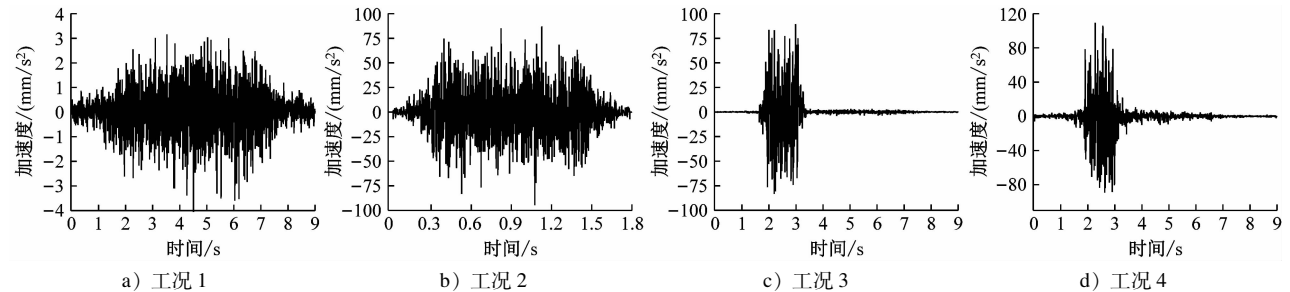


图 3 振动加速度时程曲线

由图 3 可见，工况 1 和工况 2 的振动加速度时程曲线变化趋势大致相同。地铁列车驶入隧道 1.7 s 内，或高铁列车驶入隧道 0.3 s 内监测点的振动加

速度响应值均较小；当列车到达隧道交叉位置时，振动加速度和振动速度响应值大幅增加，并以较大振幅分别维持至 7.3 s 及 1.4 s；当车尾离开中心截

面、列车逐渐驶出隧道时,监测点的振动加速度响应幅值逐渐稳定,并趋近于0。

考虑最危险工况(工况3和工况4),即高铁与相向行驶地铁列车同时到达隧道交叉位置,分析监测点的振动加速度时程曲线(见图3)可得,工况3与工况4的曲线变化规律相似:0~1.5 s内,仅有地铁列车荷载作用,高铁隧道监测点振动加速度响应较小;约2.0 s时,高铁列车与左右线地铁列车同时到达隧道交叉位置,隧道中心截面动力响应达到峰值并维持至3.0 s;3.4 s时,高铁车尾离开隧道,监测点的振动加速度逐渐稳定至 $10 \text{ mm/s}^2$ 以下;至7 s时,地铁车尾离开中心截面驶出隧道,振动加速度响应值趋于0。

工况3和工况4中,当地铁与高铁荷载同时作

用于隧道交叉位置时,振动加速度分别达到 $89.135 \text{ mm/s}^2$ 、 $110.204 \text{ mm/s}^2$ ,且集中在高铁荷载作用期间。可见:高铁荷载动力响应远大于地铁;交叉隧道动力响应并非简单的叠加关系,其“放大作用”显著<sup>[2]</sup>。这说明列车交汇将导致振动加速度幅值增大,隧道交叉位置是动力响应分析的关键位置。

### 3.2 高铁隧道结构振动速度响应特征

振动速度指标以弹性波理论为基础,能直接反应振动能量的大小,与建筑物破坏有着密切关系。不同行车工况下隧道结构振动速度与振动加速度时程曲线变化趋势大致相同,如图4所示,工况1、2条件下,高铁隧道振动速度响应分别在列车到达隧道交叉位置时最为强烈,并在列车驶出隧道过程中振动速度响应趋近于0。

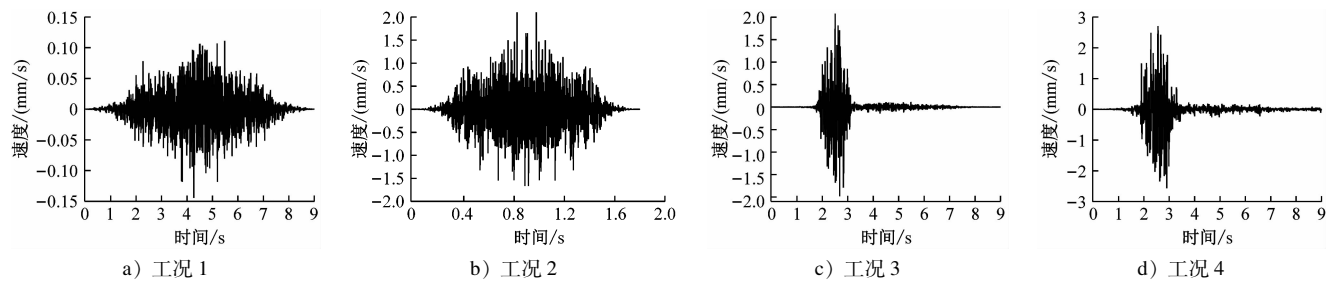


图4 振动速度时程曲线

在工况3及工况4下,地铁列车与高铁列车的荷载同时作用,振动速度响应峰值集中在高铁荷载作用期间,分别为 $2.177 \text{ mm/s}$ 及 $3.006 \text{ mm/s}$ 。相较于工况3,工况4的隧道振动速度响应约放大了38.07%,说明工况4下在隧道交叉位置存在振动速度放大现象,是动力响应分析的最不利工况。

### 3.3 高铁隧道结构位移响应特征

沿高铁隧道布置监测点,提取隧道结构位移响应值。不同工况下的高铁隧道竖向位移峰值曲线如图5所示,隧道中心截面及双线隧道交叉位置监测点的位移响应峰值最大,较大位移峰值分布范围约为隧道中心截面前后15 m内。总体来看,将监测点位置按位移峰值由大到小排列依次为仰拱、拱腰、拱顶,这说明动力荷载在传递过程中存在衰减,且隧道仰拱位置响应峰值要高于其他位置。

由图5可见,在工况3及工况4下,隧道监测点竖向位移响应明显增大,分别达到 $0.363 \text{ mm}$ 及 $0.043 \text{ mm}$ ,表明高铁与地铁列车同时行驶工况为隧道振动响应分析的关键。与工况3相比,工况4的最大位移峰值增大约19.56%,说明列车交汇对

于交叉隧道竖向位移响应具有明显的放大作用。

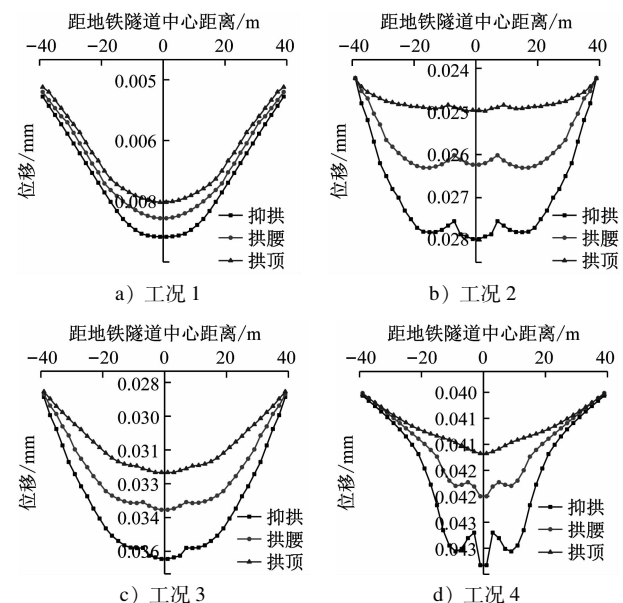


图5 隧道竖向位移峰值曲线

### 3.4 高铁隧道结构动力响应评估

#### 3.4.1 国内外建筑物振动评估标准

列车荷载动力响应是下穿隧道结构安全性的

重要影响因素,研究其振动响应评估标准尤为重要。目前,建筑结构振动响应主要以振动加速度、振动速度、位移等指标来衡量,美国、德国、英国、日本等国,以及 ISO(国际标准化组织)等机构,先后制定了建筑物结构安全振动控制标准。由于评价对象与评价标准不同,各国制定的标准差异很大<sup>[12]</sup>。国内外建筑的安全振动控制标准限值汇总表 3。

表 3 国内外建筑物安全振动控制标准限值汇总

国家或机构	振动评估标准	振动加速度/ (mm/s <sup>2</sup> )	振动速度/ (mm/s)	位移/ mm
瑞士	SN 640312 建筑物安全振动控制标准		12 ~ 18	
美国	轨道交通环境振动与噪声评价导则		0.143	
德国	DIN 4150-3:1999 建筑物安全振动控制标准		3 ~ 10	
英国	BS 7385-2 建筑物外观破坏振动控制标准		50.0	
中国	机械工业环境保护设计规定(JBJ 16-88)		3 ~ 5	
中国	城市区域环境振动标准(GB 10070—1988)	3.16(昼间) 10.0(夜间)		
ISO	ISO 4866:1990(E) 建筑物安全振动控制标准		2.5	0.04
日本	日本对建筑物安全振动控制标准	1000.0	10.0	0.203

瑞士的 SN 640312《建筑物安全振动控制标准》规定了车辆振源条件下隧道结构振动速度容许值<sup>[12]</sup>;美国的《轨道交通环境振动与噪声评价导则》给出了建筑物在频繁事件下的振动速度级为 75 dB(0.143 mm/s)<sup>[13]</sup>;德国 DIN 4150-3《建筑物安全振动控制标准》结合建筑物振动速度峰值及振动频率给出振动速度容许值<sup>[14]</sup>;英国 BS 7385-2《建筑物外观破坏振动控制标准》规定了钢筋混凝土建筑外观破坏的振动速度容许值<sup>[15]</sup>;我国 JBJ 16—1988《机械工业环境保护设计规定》给出了对振动敏感建筑物的允许振动速度值为 3 ~ 5 mm/s<sup>[16]</sup>;我国 GB 10070—1988《城市区域环境振动标准》规定了铁路两侧的振动加速度控制标准<sup>[17]</sup>;ISO 4866:1990(E)《建筑物安全振动控制标准》基于建筑物类型、场地和振源等,给出了建筑物外观破坏的振动速度和位移标准<sup>[12]</sup>;日本学者烟中元弘对多位学者

提出的建筑振动容许界限进行了归纳与总结,其中振动加速度安全范围为 0.102 g(即约为 1 m/s<sup>2</sup>,其中 g 为重力加速度),轻微损坏结构振动速度容许值为 10 mm/s,普通建筑物的振动位移允许界限为 0.203 mm<sup>[18]</sup>。

3.4.2 隧道结构振动评估

列车振动荷载作用下,高铁隧道结构各监测点的振动加速度、振动速度及竖向位移峰值见表 4。

表 4 高铁隧道监测点在不同行车工况下的动力响应峰值

工况	监测点位置	振动加速度/ (mm/s <sup>2</sup> )	振动速度/ (mm/s)	位移/mm
工况 1	仰拱	3.151	0.111	0.008 3
	拱腰	2.415	0.085	0.007 9
	拱顶	2.018	0.071	0.007 5
工况 2	仰拱	86.907	2.103	0.028 0
	拱腰	71.015	0.783	0.026 3
	拱顶	61.924	0.375	0.025 0
工况 3	仰拱	89.135	2.177	0.036 3
	拱腰	72.291	0.844	0.034 1
	拱顶	63.417	0.423	0.032 5
工况 4	仰拱	110.204	3.006	0.043 4
	拱腰	90.741	1.921	0.042 0
	拱顶	58.603	1.513	0.041 1

由表 4 可见:高铁列车和地铁列车同时作用时的高铁隧道动力响应最强烈,工况 4 为振动响应最危险工况;不同工况下的仰拱位置振动响应最大;振动总体趋势为自仰拱向拱顶逐渐衰减,即仰拱为隧道振动响应的最不利位置。这主要与激振源荷载作用位置有关。基于隧道动力响应分析结果,结合国内外建筑物振动评估标准,探讨列车振动荷载作用下交叉隧道的结构安全性。

目前已有振动评估标准多是针对地面建筑物,并且主要考虑了人体舒适性和环境影响,而对于地下工程结构安全,缺乏统一的动力响应评价标准<sup>[19]</sup>。表 3 所示多以建筑物外观破坏、环境影响等为评价标准,并不能作为结构振动安全性控制标准。

日本的《建筑物安全振动控制标准》认为,结构的振动加速度、振动速度分别超过 1 m/s<sup>2</sup>、10 mm/s 时,结构具有破坏风险<sup>[18]</sup>;文献[20]认为衬砌结构周边变形应小于(2 ~ 10) R‰(R 为隧道半径),考虑到极小净距交叉隧道的高风险性,衬砌结构的振动位移下限值取 2R,即 12.2 mm。本文取上述限值

为衬砌结构的安全振动控制标准。根据隧道动力响应结果,最危险工况下高铁隧道仰拱位置的振动加速度、振动速度和竖向位移分别为  $110.204 \text{ mm/s}^2$ 、 $3.006 \text{ mm/s}$ 、 $0.0434 \text{ mm}$ ,各指标均小于结构安全控制标准,列车振动荷载作用下高铁隧道结构受损可能性较小。

## 4 结语

本文以某地铁线路以极小净距下穿京张高铁盾构隧道为工程背景,对不同工况下的高铁隧道动力响应特征开展模拟研究。研究结果表明:

1) 隧道结构加速度及速度时程曲线变化趋势与激振源荷载作用位置有关,高铁隧道中心截面及与地铁双线隧道交叉位置的竖向位移动力响应最大,影响范围约为高铁隧道中心截面前后  $15 \text{ m}$  以内。

2) 高铁与地铁列车同时行驶工况下高铁隧道动力响应最大,交叉隧道振动响应非简单叠加关系,振动放大现象显著,交叉隧道是动力响应分析的关键。

3) 不同工况下,高铁隧道的振动加速度、振动速度及竖向位移的振动响应总体趋势一致,均为自仰拱向拱顶逐渐衰减,说明振动响应主要集中在高铁隧道结构仰拱位置,对拱腰及拱顶影响较小。

4) 最不利行车工况下,高铁隧道结构最大振动加速度、振动速度和竖向位移分别为  $110.204 \text{ mm/s}^2$ 、 $3.006 \text{ mm/s}$ 、 $0.0434 \text{ mm}$ ,低于结构安全控制标准。因此,列车振动荷载不会引起衬砌结构破坏。

## 参考文献

- [1] 张旭,张成平,韩凯航,等.隧道下穿既有地铁站施工结构沉降控制案例研究[J].岩土工程学报,2017,39(4):759.
- [2] 于鹤然.立体交叉铁路隧道结构静、动力力学特性及其工程应用研究[D].成都:西南交通大学,2013.
- [3] 高广运,李绍毅,涂美吉,等.地铁循环荷载作用下交叉隧道沉降分析[J].岩土力学,2015,36(1):486.
- [4] Gupta S, Berghe H V D, Lombaert G, et al. Numerical modeling of vibrations from a Thalys high speed train in the Groene Hart tunnel [J]. Soil Dynamics & Earthquake Engineering, 2010, 30(3):82.
- [5] 陈行,晏启祥,黄希.列车振动荷载作用下高速铁路近距离地铁平行隧道的动力响应特性分析[J].铁道标准设计,2017,61(6):116.
- [6] 郭乐,杨新安,邱龔.盾构管片衬砌纵向非均质等效连续模型[J].城市轨道交通研究,2017(4):17.
- [7] GHAREHDASH S, BARZEGAR M. Numerical modeling of the dynamic behaviour of tunnel lining in shield tunneling[J]. Ksce Journal of Civil Engineering, 2015, 19(6):1626.
- [8] 刘强,施成华,彭立敏,等.高速列车振动荷载下立体交叉隧道结构动力响应分析[J].合肥工业大学学报(自然科学版),2013(9):1082.
- [9] 翟利华,史海欧,蒋盼平.高速铁路振动荷载作用下的土体动力响应及对下穿地铁隧道的影响分析[J].城市轨道交通研究,2015(9):32.
- [10] 陈行,晏启祥,刘阳,等.高速铁路和地铁近距离平行隧道动力响应分析[J].铁道建筑,2017(2):48.
- [11] 张学军,王志勇.浅埋出入口通道交叉段地震动力特性及稳定性分析[J].隧道建设,2010,30(5):498.
- [12] 朱利明,苗宁宁,吴志强,等.地铁运行引起的南京鼓楼振动响应分析[J].科学技术与工程,2017,17(13):249.
- [13] 卿伟.车-隧耦合条件下地铁隧道的动力响应分析及对周边环境影响的评估研究[D].重庆:重庆交通大学,2011.
- [14] DIN. Structural vibration Part3: effects of vibration on structures; DIN 4150-3[S]. Berlin: DIN, 1999.
- [15] 孟昭博.西安钟楼的交通振动响应分析及评估[D].西安:西安建筑科技大学,2009.
- [16] 中华人民共和国住房和城乡建设部.机械工业环境保护设计规范:GB 50894—2013[S].北京:中国计划出版社,2013.
- [17] 梁波,卿伟,刘毅,等.基于车-隧耦合条件下的列车振动对周边环境的影响[J].兰州交通大学学报,2012,31(6):1.
- [18] 魏鹏勃.城市轨道交通引起的环境振动预测与评估[D].北京:北京交通大学,2009.
- [19] 黄娟.基于损伤理论的高速铁路隧道结构振动响应分析及疲劳寿命研究[D].长沙:中南大学,2010.
- [20] 叶耀东.软土地区运营地铁盾构隧道结构变形及健康诊断方法研究[D].上海:同济大学,2007.

(收稿日期:2018-11-16)

欢迎订阅《城市轨道交通研究》

服务热线 021—51030704