

市域轨道交通“桥建合一”高架车站车致振动响应分析

吴业飞¹,周青松²,崔鑫²,吴王剑³

(1.浙江华展研究设计院股份有限公司,浙江 宁波 315012; 2.上海市建筑科学研究院有限公司,上海市 200032;

3.中铁第四勘察设计院集团有限公司,湖北 武汉 430000)

摘要:为探究列车在不同车速以及空载、满载情况下通过“桥建合一”型车站时所引起的结构振动问题,以某“桥建合一”高架越行车站为例,建立车-轨道-车站的有限元结构耦合动力分析模型,分析B型车在80~120 km/h速度下作用于站房结构及结构反作用于列车的动力响应结果,并进行舒适度评价。结果表明:当B型车以80~120 km/h通过该车站时,列车竖、横向振动加速度以及列车的乘坐舒适性均满足相关规范限值要求;承轨层竖向响应均大于横向响应,且竖向位移和竖向加速度随着车速的增加变化较小,横向位移和横向加速度随着车速的增加呈现先增大后减小的趋势;候车厅楼板的最大竖向响应均大于其横向响应,最大横向位移随着车速的增大呈现先增大后减小的趋势,最大横、竖向加速度均随着车速的增加呈现变大的趋势。通过理论计算结果与“桥建合一”车站现场实测数据的比对,验证了空间耦合振动有限元模拟计算的可靠性,可为同类高架车站结构的计算与分析提供参考。

关键词:桥建合一;市域轨道;振动分析;动力响应

中图分类号: U411

文献标志码: A

文章编号: 1009-7716(2024)06-0240-05

0 引言

随着市域轨道交通的不断发展,市域轨道高架车站的结构型式也得到突破和发展^[1]。“桥建合一”型高架车站作为轨道交通中主要结构之一,因其结构尺寸较小、建筑布置较灵活^[2]等特点,在路中高架站中得到了广泛应用。“桥建合一”型高架车站为全现浇框架结构,其轨道承轨台直接设置在框架结构的梁板上,因无需设置桥梁支座而使车站整体高度得到降低。轨道层没有纵向结构缝,因而结构整体抗震性能好。当列车高速通过高架车站承轨层时,两者耦合产生的振动作用将直接影响结构及其周围建筑物的工作状态和使用寿命^[3]。此类车站型式的列车振动问题较明显,且目前理论分析研究又少,因此对车辆-结构动力相互作用系统进行综合研究,以便对结构的动力性能和系统中车辆的走行性、周围建筑的反应等做出动力分析和安全评估,确定它们在各种状态下的使用可靠性,对实际工程设计具有重要

参考价值^[4]。

本文以某“桥建合一”市域轨道高架车站为研究对象,利用自主开发的软件建立列车-车站结构振动耦合有限元模型,重点研究列车以设计时速80~120 km/h运行时,对“桥建合一”高架车站内乘客经过的公共区域站厅层楼板的振动影响;并且在理论计算分析车站结构振动响应的基础上,通过某类似高架车站的实测数据对理论模型分析的可靠性进行验证。

1 工程概况

某市域轨道交通车站为路中3层越行高架车站,有效站台长120 m,每侧站台宽7.8 m。车站外包总长120 m,总宽31.8 m,本站主体建筑面积6 670.36 m²。车站结构采用“桥建合一”结构形式,为横向3排柱,柱间距10.5 m,柱外侧悬挑5.4 m。纵向柱网布置为10跨×12 m,不设变形缝。轨道梁采用整体现浇梁板体系,均采用铁路桥梁支座支撑在车站结构横梁上。

车站结构横断面图见图1。

2 车-桥系统空间耦合振动分析模型

2.1 车辆空间振动分析模型

车体空间振动分析模型见图2。

分析模型采用以下假定^[5]:(1)车体、转向架和轮对均假设为刚体;(2)不考虑机车、车辆纵向振动及其

收稿日期:2023-09-08

基金项目:“十三五”国家重点研发计划项目(2017YFC0806105);

中铁第四勘察设计院集团有限公司科研课题(2017K028)

作者简介:吴业飞(1985—),男,博士,高级工程师,从事铁路桥梁站房设计工作。

通信作者:周青松(1984—),男,硕士,高级工程师,从事桥梁设计、检测、运维工作。电子邮箱:867489365@qq.com

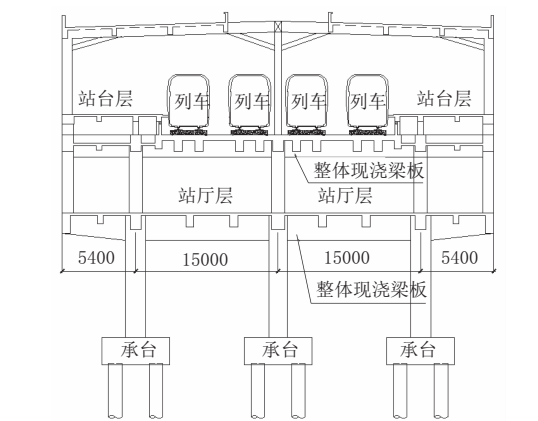


图 1 车站结构横断面图(单位:mm)

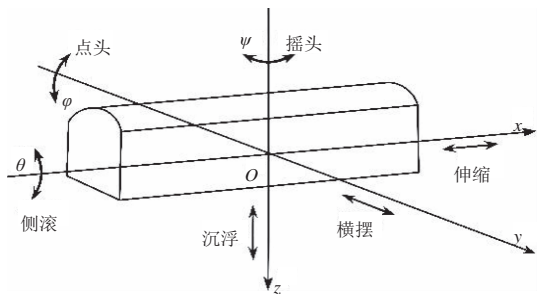


图 2 车体空间振动分析模型

对桥梁振动与行车速度的影响;(3)轮对、转向架和车体均作微振动;(4)所有弹簧均为线性,所有阻尼按黏滞阻尼计算,蠕滑力按线性计算;(5)沿铅垂方向,轮对与钢轨密贴,即轮对与钢轨的竖向位移相同。

由此可知,车体空间振动有横摆、侧滚、摇头、点头、浮沉 5 个自由度(不考虑伸缩);每个构架有横摆、侧滚、摇头、点头、浮沉 5 个自由度(不考虑伸缩);每个轮对有侧摆、摇头 2 个自由度。故每辆四轴车辆共有 23 个自由度,每辆六轴机车共有 27 个自由度,客车车辆及机车均按二系弹簧计算。

2.2 车站空间振动分析模型

在利用车桥耦合动力分析有限元软件建立车辆-车站整体空间模型时,车站结构的楼板采用板单元建模,其余结构均采用空间梁单元建模。模型材料参数和荷载组合根据设计图纸确定,桩基础拟采用 m 法考虑桩土共同作用建立模型。车站结构整体有限元分析模型图见图 3。

2.3 车辆-车轨-车站系统空间振动方程建立及求解

分析模型确定后,就可由动力学势能驻值原理及形成矩阵的“对号入座”法则,建立车站刚度、质量矩阵^[6];同时采用瑞利阻尼进行简化计算,即用刚度矩阵和质量矩阵的线性组合方式来表示阻尼矩阵。

将车辆-轨道-车站视为一个整体系统,车站的边界条件为系统的边界条件,轮轨之间的复杂接

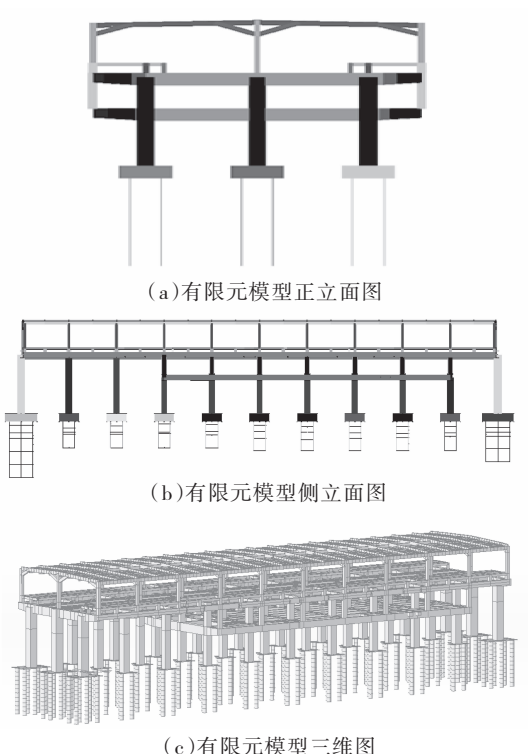


图 3 车站结构整体有限元分析模型图

触视为系统内部的接触。

振动方程建立过程如下:首先分别计算出在任意时刻 t 车站结构和车辆的空间振动总势能 Π_b 和 Π_v ,两者之和即为系统的总势能 Π_d ,由不变值原理得 $\delta \Pi_d(t)=0$,进而得出 t 时刻的车辆-轨道-车站系统空间振动方程:

$$[M]\{\ddot{\delta}\}+[C]\{\dot{\delta}\}+[K]\{\delta\}=\{P\}$$
 (1)

式中:[M]、[C]、[K]分别为质量矩阵、阻尼矩阵和刚度矩阵; $\{\ddot{\delta}\}$ 、 $\{\dot{\delta}\}$ 、 $\{\delta\}$ 分别为加速度矩阵、速度矩阵和位移矩阵; $\{P\}$ 为荷载列阵。

上述方程中,鉴于各系数不断变化的线性方程是没有精确解的,最合适的办法是采用逐步积分法。本文采用显式型显-隐式混合积分法^[7],即对系统动力学方程中各矩阵对角元部分采用内插线性加速度隐式积分格式,而对各矩阵中非对角元部分采用外延线性加速度显式积分格式进行求解^[8]。

3 车-站系统空间耦合振动计算结果分析

根据上述计算模型和计算原理,以 6 辆编组为例,计算轨道交通 B 型车空载和满载作用下车站系统的空间动力响应。相应的 B 型车轴式排列图见图 4,列车编组和计算车速见表 1。B 型车空载动车轴重 10.089 t,空载拖车轴重 8.629 t;满载动车轴重 14.950 t,满载拖车轴重 13.49 t。

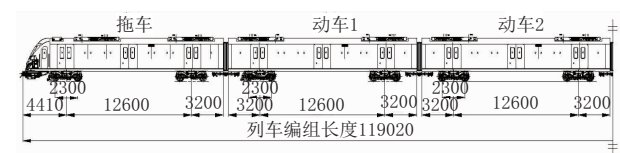


图 4 B 型车轴式排列图(单位:mm)

表 1 列车编组和计算车速

列车类型	编组	计算车速/(km·h ⁻¹)	轨道不平顺
B 型车	6 辆编组(拖 + 动 + 动 + 动 + 动 + 拖)	80、100、120	美国 6 级谱 轨道不平顺

列车 6 辆编组工况下，列车满载通过车站时承轨层楼板动力响应计算选取右侧站台门向外侧边偏移 1.7 m 的纵向轴线上的最大值。承轨层楼板振动位移和加速度最大值计算结果(满载工况下)汇总于表 2;列车动力响应最大值计算结果汇总于表 3;候车厅楼板振动位移和加速度最大值计算结果(满载工况下)汇总于表 4。候车厅楼板动力响应计算选取中柱向外偏移 4.725 m 的纵向轴线上的最大值。

表 2 承轨层楼板振动位移和加速度最大值计算结果汇总表(满载工况下)

工况	车速/(km·h ⁻¹)	冲击系数	梁位移/10 ⁻³ mm		梁加速度/(mm·s ⁻²)	
			横向	竖向	横向	竖向
单线	80	1.03	35.17	359.87	110.76	863.93
	100	1.04	118.28	363.05	133.42	948.80
	120	1.04	54.99	362.90	109.65	884.05
双线	80	1.03	58.57	451.97	109.78	862.08
	100	1.03	209.57 ⁻³	448.65	137.47	963.06
	120	1.03	63.01	448.81	106.99	884.93

表 3 列车动力响应最大值计算结果汇总表

类别	工况	车速/(km·h ⁻¹)	动车							拖车						
			脱轨系数 Q/P	轮重减载率 ΔP/P	横向力/kN	加速度/(mm·s ⁻²)		Sperling 舒适性指标		脱轨系数 Q/P	轮重减载率 ΔP/P	横向力/kN	加速度/(mm·s ⁻²)		Sperling 舒适性指标	
						竖向	横向	竖向	横向				竖向	横向	竖向	横向
空载	单线	80	0.22	0.17	10.99	0.41	0.71	2.03	2.54	0.21	0.14	8.81	0.40	0.68	1.90	2.47
		100	0.18	0.22	8.23	0.50	0.74	2.18	2.36	0.16	0.23	6.49	0.47	0.56	2.03	2.39
		120	0.16	0.25	7.76	0.59	0.69	2.32	2.33	0.18	0.26	6.96	0.53	0.61	2.15	2.34
	双线	80	0.26	0.18	13.90	0.42	0.88	2.05	2.64	0.24	0.15	10.71	0.42	0.76	1.94	2.55
		100	0.26	0.22	12.26	0.59	0.99	2.18	2.91	0.25	0.24	10.63	0.52	0.89	2.04	2.81
		120	0.22	0.29	11.04	0.69	1.01	2.36	2.71	0.19	0.26	7.93	0.53	0.74	2.17	2.43
满载	单线	80	0.13	0.12	9.60	0.33	0.72	1.80	2.61	0.15	0.09	10.36	0.30	0.63	1.75	2.44
		100	0.10	0.14	7.81	0.37	0.51	1.95	2.22	0.11	0.13	7.69	0.32	0.54	1.88	2.22
		120	0.11	0.18	8.06	0.41	0.45	2.04	2.17	0.12	0.14	7.54	0.36	0.43	1.93	2.13
	双线	80	0.15	0.12	11.28	0.36	0.72	1.89	2.61	0.20	0.10	13.58	0.33	0.75	1.78	2.54
		100	0.13	0.14	9.60	0.38	0.71	1.98	2.59	0.17	0.13	11.29	0.36	0.79	1.89	2.67
		2.26	20	0.12	0.18	8.79	0.41	0.73	2.04	2.47	0.12	0.16	7.77	0.36	0.59	1.93

表 4 候车厅楼板振动位移和加速度最大值计算结果汇总表(满载工况下)

工况	车速/(km·h ⁻¹)	位移/10 ⁻³ mm		加速度/(mm·s ⁻²)	
		横向	竖向	横向	竖向
单线	80	12.71	45.51	8.76	100.40
	100	28.72	51.78	10.75	132.66
	120	27.55	54.57 ×	12.98	184.66
双线	80	22.94	80.95	10.89	110.13
	100	58.54	84.60	13.22	162.58
	120	28.15	83.64	19.23	237.47

由表2、表3可知:(1)当满载B型车以80~120 km/h通过该车站时,在上述所有计算工况下,结构的动力响应均满足《铁路桥涵检定规范》(铁运函[2004]120号)中桥梁竖向振动加速度限值 5.0 m/s^2 、桥梁横向振动加速度限值 1.4 m/s^2 的要求。(2)根据《铁路桥涵检定规范》、《铁道车辆动力学性能评定和试验鉴定规范》(GB/T 5599—2019)要求,列车的乘坐舒适性能评价“合格”标准为Sperling舒适性指标小于3.0,以80~120 km/h通过该车站时,空载、满载B型车的乘坐舒适性能均达到“合格”标准以上。(3)列车通过时引起的承轨层竖向位移和竖向加速度明显大于其横向位移和横向加速度;竖向位移和竖向加速度随着车速的增加变化较小,横向位移和横向加速度随着车速的增加呈现先增大后减小的趋势,且在车速为100 km/h时,横向效应达到极大值。(4)满载列车的竖向、横向舒适性指标均优于空载列车。列车在满载工况下的车体振动加速度更小,平稳性指标更小,舒适性更高。列车竖向舒适性指标随着车速的增加而增大,空载下列车横向舒适性指标随着车速的增大呈现先增大后减小的趋势,满载下列车横向舒适性指标随着车速变化的规律不明显。

由表4可知:(1)在单线行车和双线行车时,候车厅楼板的竖向最大加速度明显大于其横向最大加速度,且均小于规范中最大限值 $1.5g\%$,动力响应满足要求;(2)在单线行车和双线行车时,候车厅楼板的竖向位移均大于其横向位移,最大竖向位移为 0.84 mm ,最大横向位移为 0.58 mm ,满足要求;(3)列车运行工况下,候车厅楼板的最大竖向位移随着车速的增加变化较小,最大横向位移随着车速的增大呈现先增大后减小的趋势;最大竖向加速度、最大横向加速度均随着车速的增大呈现变大的趋势。

4 现场实测结果分析

为验证车站结构计算结果的可靠性,以列车6辆编组满载、单线以120 km/h的速度通过类似车站的计算工况作为测试工况来比较车站结构的动力响应。

测试站厅振动时,将941B加速度传感器粘贴于楼板上。站厅层测点选择在乘客候车区域,测点位置靠近上行处。

站厅层测点布置及编号见图5。

列车上行时,1#~5#测点的竖向加速度时程曲

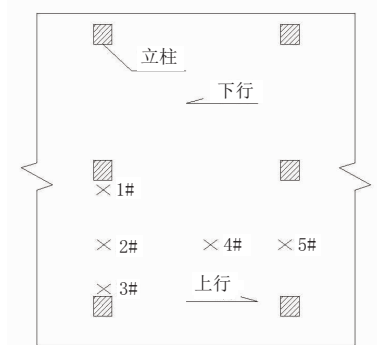


图5 站厅层测点布置及编号

线、1#测点的横向加速度时程曲线见图6;各测点的加速度峰值见表5。

由表5可知:(1)站厅实测竖向加速度大于其横向加速度;(2)横轨向分布上,站厅竖向加速度存在先下降再升高的趋势,这是由于响应由立柱向下传递,两边靠近立柱约束处的响应值较大;(3)纵向分布上,站厅竖向加速度呈现中间大、两边小的趋势,这是由于楼层板中部远离主梁区域刚度较弱,出现了响应放大现象。

列车下行时,1#测点实测竖向加速度时程曲线如图7所示。其计算加速度峰值为 0.05 m/s^2 ,实测加速度峰值为 0.07 m/s^2 ,实测值与理论值相接近,从而验证了本文的空间耦合振动计算结果的可靠性。

5 结 语

(1)理论分析结果表明:当空载和满载B型车以80~120 km/h通过该车站时,结构的动力响应,列车竖、横向振动加速度以及列车的乘坐舒适性均满足相关规范限值要求;承轨层最大竖向响应均大于其横向响应,且竖向位移和竖向加速度随着车速的增加变化较小,横向位移和横向加速度随着车速的增大呈现先增大后减小的趋势;候车厅楼板的竖向最大位移随着车速的增加变化较小,最大横向位移随着车速的增大呈现先增大后减小的趋势,最大竖向加速度、最大横向加速度均随着车速的增大呈现变大的趋势。

(2)现场实测结果表明:站厅实测竖向加速度大于其横向加速度;横轨向分布上,站厅竖向加速度在中间位置最小,向两边有变大趋势;纵向分布上,站厅竖向加速度呈现中间大、两边小的趋势。

(3)列车作用下站厅加速度计算峰值与实测加速度峰值相接近,从而验证了本文的空间耦合振动计算结果的可靠性,可为同类高架车站结构的计算和分析提供参考。

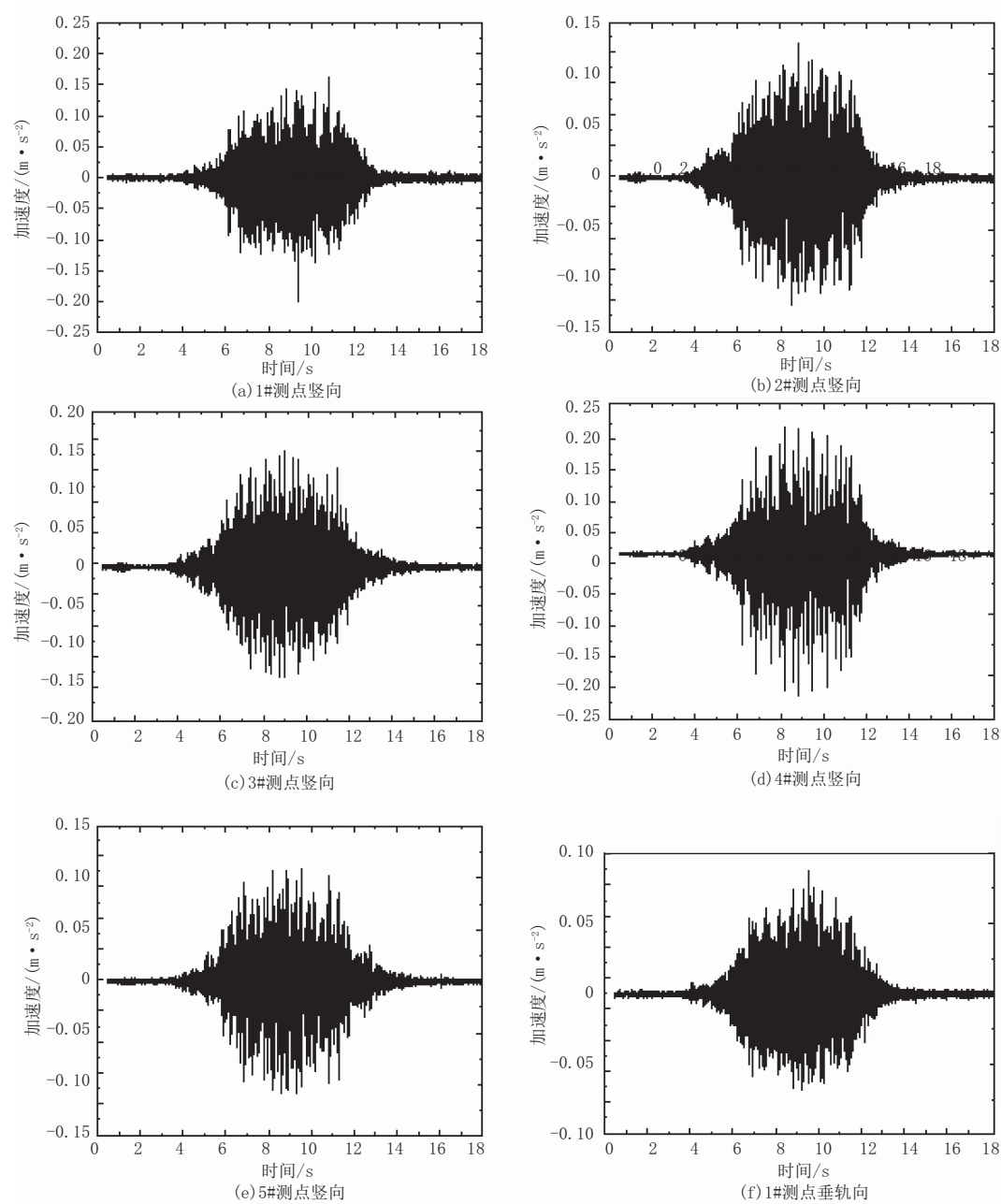


图6 1#~5#测点竖向加速度和1#横向加速度时程曲线

表5 站厅振动加速度实测结果汇总表

测点号	测试方向	加速度峰值/($\text{m}\cdot\text{s}^{-2}$)
1#	竖向	0.17
2#	竖向	0.13
3#	竖向	0.15
4#	竖向	0.21
5#	竖向	0.12
1#	横向	0.08

参考文献:

[1] 刘玉杰,刘勇. 浅析高架车站结构选型[J].建筑工程技术与设计, 2019(16):2106.
[2] 刘海鑫,李园园. 无锡地铁1号线路中高架车站结构设计[J].现代城市轨道交通, 2015(4):31-33, 37.

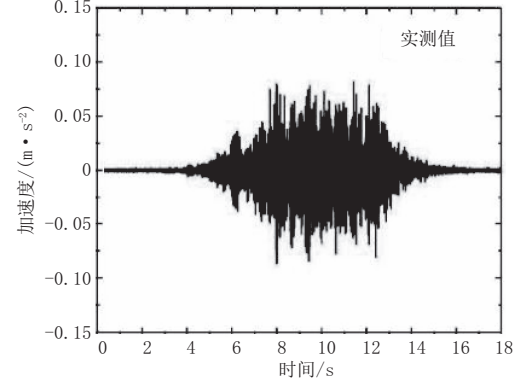


图7 站厅1#测点实测竖向加速度时程曲线

[3] 谢伟平,杨友志,李伟.“桥建合一”型地铁高架车站振动与结构噪声测试研究[J].铁道科学与工程学报, 2021, 18(7):1837-1845.
[4] 宋子威,文功启,潘茂盛,等. 杭州东站桥建合一结构桥梁设计关键技术研究[J].铁道工程学报, 2016, 33(10):73-76.

(下转第253页)

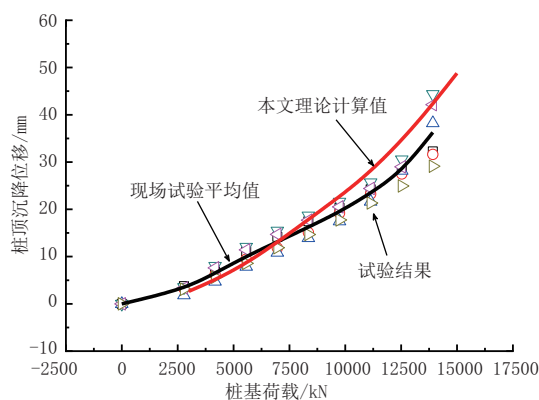


图5 桩基位移理论值与静载试验结果的比较

分别计算得到各荷载条件下桩顶沉降位移随时间变化如图6所示。

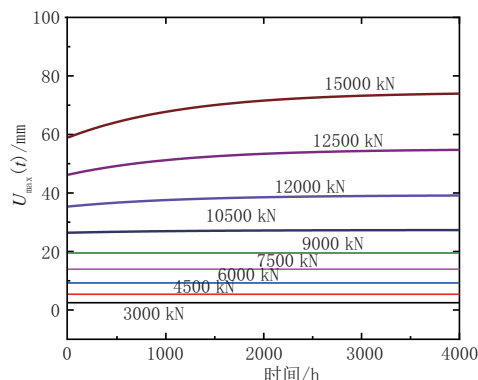


图6 不同荷载等级桩基总体位移随时间变化

由图6可知:(1) $3\,000\text{ kN}\leq P\leq 9\,000\text{ kN}$ 时,桩基摩擦承载,位移与时间无关;(2) $9\,000\text{ kN}<P\leq 15\,000\text{ kN}$ 时,桩基为摩擦+端部承载模式,总体沉降位移与时间呈非线性相关关系;(3)而当 $P\geq 1\,200\text{ kN}$,桩基总体位移随时间呈显著的负指数型非线性相关关系。流变影响下,桩基总体沉降位移随时间显著增加,该案例计算参数及荷载条件下,因蠕变引起的桩基沉降位移增量为15 mm,占瞬态位移的25%。流变地层中桩基设计应予以高度重视。

5 结 语

研究表明:(1)由于桩基荷载的传递特性,桩基承载模式随荷载增大动态变化;(2)对应摩擦承载模式,桩基沉降位移为桩体压缩瞬态弹性变形;(3)桩长足够时,桩基处于摩擦承载状态,可有效避免土体流变作用引发的长时位移风险;(4)土体的层状异性特型导致桩体压缩变形具有明显的台阶突变;(5)桩基处于摩擦+桩端承载模式,其位移受土体流变特性影响,具有显著时效特性。

参考文献:

[1] 许崧,阎长虹,许宝田,等.砂土地层中桩基受力特征试验分析[J],工程地质学报,2013,21(4):577-582.

[2] 邓会元,戴国亮,龚维明等.不同平衡堆载条件下桩基承载特性的原位试验研究[J],岩土力学,2015(11):3063-3070.

[3] 张乾青.软土地基桩受力性状和沉降特性试验与理论研究[D].杭州:浙江大学,2012.

[4] 林心.群桩基础流变效应分析[J],广东水利水电,2013(11):41-43.

[5] 于通,王颖轶,王荣勇,等;基于稳定蠕变模型的软土地层桩基位移理论解[J],应用力学学报,2022,39(4):690-697.

[6] 王颖轶,李涛,吕威帆,等;流变性软土地层桩基沉降位移的粘弹性解析方法[J],地下空间与工程学报,2022,18(4):1019-1126.

[7] Tan, Fengyi; Hu, Hanbing; Lv, Wenzhi; Ren, Jiali; Hu, Lin. Study on bearing performance of mixed pile on saturated silty sand ground. Source: 6th Japan-China Geotechnical Symposium, SJGS 2015, 41-46, 2015.

[8] Giannopoulos, K.P.; Zdravkovic, L.; Potts, D.M.A numerical study on the effects of time on the axial load capacity of piles in soft clays. Source: Numerical Methods in Geotechnical Engineering – Proceedings of the 7th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, 595-600, 2010.

[9] Zhang Lipeng, Shen Yabin, Wang Duanduan. Research on Bored Bearing Characteristics in Xi'an. Source: MATEC Web of Conferences, v 22, July 9, 2015.

(上接第 244 页)

[5] 邓子铭.新长沙站结构振动分析与振动控制研究[D].长沙:中南大学,2010.

[6] 邓世海,郭向荣,王慧慧,等.高速列车对建筑结构的振动影响[J].噪声与振动控制,2010,30(2):72-76.

[7] 高建敏,翟婉明.车辆-轨道耦合动力学在轨道下沉研究中的应用[J].西南交通大学学报,2007,42(4):431-435.

[8] 郭向荣,刘江浩,吴业飞,等.“站桥合一”高架车站动力响应影响参数研究[J].铁道科学与工程学报,2023,20(2):671-681.