地铁车站接头结构振动台模型试验及地震响应的三维数值模拟

杨林德，王国波，郑永来，马险峰

（同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室，上海 200092；同济大学地下建筑与工程系，上海 200092）

摘 要：先简要介绍了地铁车站接头结构振动台模型试验，然后利用有限差分软件 FLAC^{3D} 对试验进行了三维数值拟合分析。建立的三维数值计算模型包括：计算范围与模型箱尺寸一致，采用 Davidenkov 模型描述模型土的非线性动力特性，对边界条件采用加速度条件模拟。计算得到了车站结构模型和区间隧道模型的加速度响应、土－结构间的动土压力值以及结构模型的动应变值。计算结果与实测结果吻合较好，验证了建立的数值计算模型是合理的，拟合分析结果是正确的，从而可为建立软土地铁车站结构地震响应的三维计算方法提供基础。

关键词：振动台模型试验；地下结构；地震响应；动土压力；地下铁道；接头结构

中图分类号：TU435 **文献标识码**：A **文章编号**：1000－4548(2007)12－1892－07

作者简介：杨林德(1939－)，男，教授，博士生导师，主要从事隧道与地下工程结构设计与施工技术方面的研究工作。E-mail: yangldn1@mail.tongji.edu.cn。

Shaking table tests on subway station joint structure and 3D numerical simulation of seismic response

YANG Lin-de，WANG Guo-bo，ZHENG Yong-lai，MA Xian-feng

(Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China;

Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: The shaking table tests on subway station joint structure model were introduced and simulated by FDM software FLAC^{3D}. The calculation range of model was consist with the model box. Davidenkov model was employed to simulate the dynamic nonlinear characteristics, and the constant acceleration boundary condition was used. The rule of acceleration response of modelled soil and structure, the dynamic strain of structure and the dynamic soil pressure between soil and structure were obtained. The calculated results agreed well with the test results, showing that the simulation was correct, and it could be used to establish the 3D calculation method for subway station structure under seismic load.

Key words: shaking table model test; underground structure; seismic response; dynamic soil pressure; subway; joint structure

0 引 言

近十多年来，随着地下工程数量的增多和地下结构震害的频繁出现，尤其是受到神户地震的启示，人们对地下结构的抗震能力有了新的认识，并加强了对地下结构建立抗震设计理论与方法的研究[1-4]。国内学者也加强了对地下结构的抗震性能的研究，马险峰[5]等在国内较早、也较详细的对地下结构的震害进行了调查和研究，为建立地下结构的抗震计算理论和方法提供了基础；李建波[6]等对结构－地基动力相互作用的时域数值计算模型进行了研究；陈国兴[7]等采用子结构法分析了地铁车站结构的地震；张鸿[8]等分析了地铁隧道的非线性地震响应。杨超[9]和刘齐建[10]在对振动台模型试验实测结果进行二维拟合分析的基础上，提出了相应的简化计算方法。

历次大震表明，软土地基会增大地震作用的破坏程度。上海市区软土地层厚达 250～300 m，浅层普遍存在淤泥质黏土、淤泥质粉质黏土、粉质黏土、砂质粉土和粉砂层等，浦东和苏州河以北的广大地区尤以易于振动液化的粉质黏土、砂质粉土和粉砂地层为多，发生地震时将易于加大危害。此外，国家地震局和上海市建委已规定本市建筑结构的地震设防烈度由 6 度提高到 7 度，因此对本市处于软土地基中的地铁车站和区间隧道的抗震能力进行研究，据以建立分析理论和设计方法十分必要[11]。

笔者在国内率先对软土地区典型地铁车站结构

收稿日期：2006－11－28

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

进行了振动台模型试验[12-13]，试验由自由场振动台模型试验、典型地铁车站结构振动台模型试验以及地铁车站街头结构振动台模型试验。本文拟采用有限差分法对地铁车站接头结构振动台模型试验进行三维数值拟合分析，文中建立的三维数值计算模型包括：计算范围的选取、土的非线性动力特性的描述、动力边界条件的考虑以及地震荷载的输入。计算得到了车站结构模型和区间隧道模型的加速度响应、土－结构间的动土压力值以及结构模型的动应变值，并将计算结果与实测结果进行比较，以论证计算模型以及拟合分析的合理性。

1　地铁车站接头结构振动台试验

1.1　结构模型的组成及材料

振动台模型试验采用地铁车站结构模型和地铁车站接头结构模型。前者由顶板、楼板、底板、柱子、侧墙和端墙等构件组成，后者还包括圆环形区间隧道的衬砌。地铁车站接头结构模型底板平面图与横剖面图见图 1 和图 2 所示。

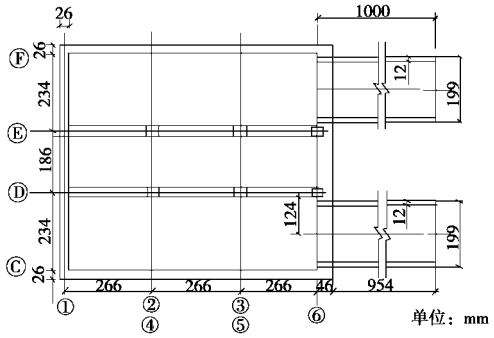


图 1 地铁车站接头结构模型底板平面图

Fig. 1 The bottom of subway station joint structure

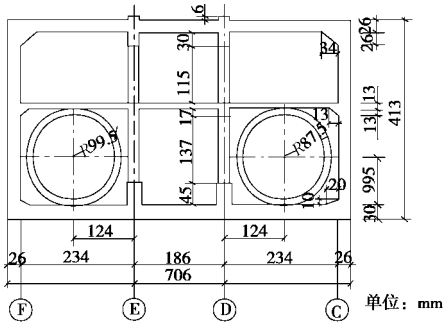
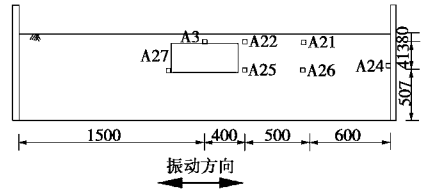


图 2 地铁车站接头结构剖面图

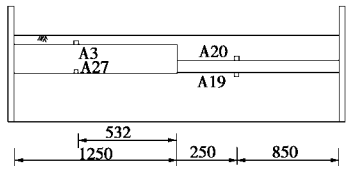
Fig. 2 The cross-section of subway station joint structure

1.2　传感器布置方案

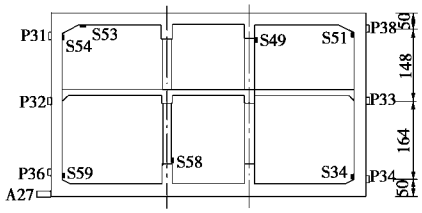
地铁车站接头结构振动台模型试验中，车站结构部分的主监测断面位于中部，位置与轴线③轴重合（见图 1），区间隧道在中部和靠近分隔墙的部位各设置了一个监测断面，离分隔墙的距离分别为 400 mm 和 150 mm，前者为主观测断面，后者为辅助观测断面。地铁车站接头结构振动台模型试验采集的信息的种类有：结构模型和模型土的加速度响应、结构模型的动应变以及车站结构模型与土体之间的动土压力值，其中用于测定加速度的传感器共设 9 个，以 A 表示，应变计共设 15 个，以 S 表示，土压力盒共设 8 个，以 P 表示，仪器测点布置土见图 3。



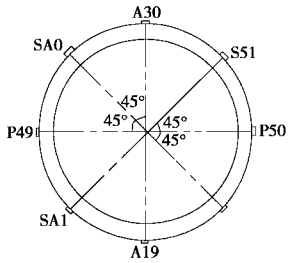
（a）模型加速度传感器布置（沿振动方向）



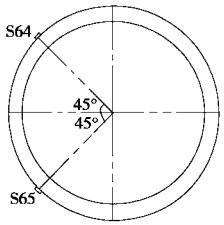
（b）模型加速度传感器布置（垂直振动方向）



（c）车站结构主观测断面测点布置（③轴）



（d）隧道结构主观测断面测点布置
（距分隔墙400 m）



（e）隧道结构辅助观测断面测点布置
（距分隔墙150 m）

图 3 地铁车站接头结构振动台模型试验测点布置图

Fig. 3 The arrangement of sensors in shaking table tests on subway station joint structure

1.3　试验加载制度

试验选取了三种地震波作为振动台的输入波，分

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net

别为 El-Centro 波、上海人工波和正弦波。

采用单向（横剖面方向）输入激励，输入波的时间间隔和加速度峰值根据相似关系[4]作了调整，试验时采用的步长为 0.0013 s。在开始激振前用小振幅的白噪预振，使土体模型密实。其后每次改变加速度输入峰值时亦均输入白噪扫描，以观测体系模型动力特性的改变情况。试验加载制度见表 1。

表 1 地铁车站接头结构振动台试验加载制度

Table 1 The loading regime for shaking-table model tests on subway station joint structure

序号	输入波类型	工况代号	加速度峰值/g
1	白噪声	WN1	0.070
2	正弦波	SIN2	
3	El Centro 波	EI3	0.139
4	上海人工波	SH4	
5	白噪声	WN5	0.070
6	正弦波	SIN6	
7	El Centro 波	EI7	0.432
8	上海人工波	SH8	
9	白噪声	WN9	0.070
10	上海人工波	SH10	0.606
11	白噪声	WN11	0.070
12	上海人工波	SH12	1.212
13	白躁声	WN13	0.070
14	上海人工波	SH14	1.500
15	白躁声	WN15	0.070

2 计算模型

2.1 计算区范围与网格划分

计算区范围与模型箱尺寸一致。其中模型横向净长 3.0 m（激振方向，含两侧泡沫塑料板，厚均为 175 mm），宽 2.5 m，深 1.0 m。采用实体单元对泡沫塑料板和模型土划分三维网格，而车站结构模型的柱子采用梁单元模拟，车站结构的顶板、中楼板、底板、边墙和端墙以及区间隧道均采用壳单元模拟，计算模型的三维网格划分如图 4 和图 5 所示。

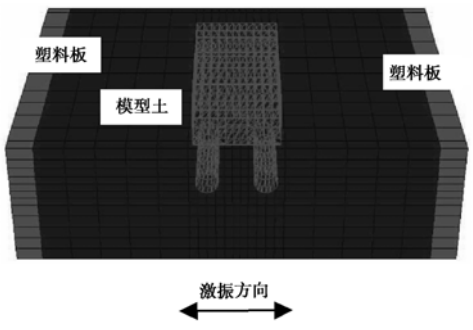


图 4 模型土的计算模型及结构在模型土中的位置

Fig. 4 The calculation model of soil and the position of structure

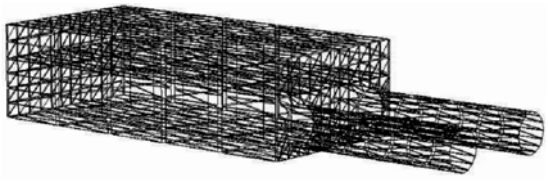


图 5 结构模型的计算模型

Fig. 5 The calculation model of structure

车站结构模型为两层三跨的框架结构，其尺寸为：横向宽 0.72 m（沿激振方向），左、中、右跨的净跨度分别为 0.27，0.18 和 0.27 m，左、右边墙厚 0.03 m；纵向长 1.50 m（柱子排列方向），柱间净距 0.30 m，共 4 根柱子，前、后板厚均为 0.02 m；高 0.4 m，上、下柱高分别为 0.15 和 0.25 m，顶板和底板厚 0.03 m，中板厚 0.01 m；柱子的截面尺寸为 0.03 m（横向）× 0.02 m（纵向）。车站结构模型的左、右边墙距左右两侧塑料板均为 0.965 m，车站结构模型的后板距模型箱后板为 0.1 m，前板与区间隧道相连，车站模型结构埋深 0.1 m。

区间隧道模型与车站结构模型下层的左右两个边跨对应（见图 2），其纵向长 0.8 m，净半径 0.9 m，管片厚度 0.03 m。

2.2 材料本构模型

研究表明上海软土的动应力应变关系遵循应变软化规律[3]，动剪切模量随动剪应变的增加而降低，阻尼比则随动剪应变的增加而增加，其关系可用 Davidenkov 模型描述为

$$G_{\mathrm{d}}/G_{\max}=1-\left[\frac{(\gamma_{\mathrm{d}}/\gamma_{\mathrm{r}})^{2B}}{1+(\gamma_{\mathrm{d}}/\gamma_{\mathrm{r}})^{2B}}\right]^{A},$$

$$\lambda/\lambda_{\max}=\left[1-G_{\mathrm{d}}/G_{\max}\right],$$

式中，A，B 和 γ_{r} 为拟合常数，γ_{r} 亦为参考剪应变，γ_{d} 为瞬时动剪应变，G_{d} 和 λ 为瞬时的动剪切模量和阻尼比，$G_{\max}$ 和 $\lambda_{\max}$ 为最大动剪切模量和最大阻尼比。

本次试验选取褐黄色粉质黏土作为制作模型土的原料，Davidenkov 模型参数由试验确定[3]，如表 2 所示。试验[4]测得泡沫塑料板的动弹性模量 G_{f}=4.13 MPa，质量密度 ρ_{f} =15 kg/m^3，泊松比 ν_{f} =0.4。

实测结果表明车站结构模型始终处于弹性工作状态，其动力特性参数拟按常规方法由将混凝土材料的静弹性模量提高给出。研究表明，动弹性模量比静弹性模量约高出 30%～50%。将微粒混凝土的静弹性模量取为 E_{s}=7.0 GPa，动弹性模量 $E_{\mathrm{d}}=E_{\mathrm{s}}\times140\%$=9.8 GPa。

2.3 边界条件

计算时侧向边界取为加速度值已知的边界。因在振动过程中模型箱的变形可忽略不计，沿激振方向模型土四个侧面的加速度值均取为与振动台台面的输入加速度一致。模型土底面为竖向固定的边界，顶面为自由变形边界。对比分析表明，采用加速度边界计算

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

表 2 模型土土性参数表

Table 2 The parameters of soil model

G_{max}/MPa	λ_{max}	Davidenkov 模型参数			密度 ρ /(kg·m^{-3})	泊松比
		A	B	γ_r		
11	0.35	1.26	0.44	4.3×10^{-4}	1760	0.4

表 3 结构模型与模型土加速度放大系数的计算结果与实测结果

Table 3 The calculated and test results of acceleration amplifier of soil model and structure model

工况	模型土内测点 A22			车站结构测点 A3			区间隧道测点 A20		
	计算值	实测值	相对误差/%	计算值	实测值	相对误差/%	计算值	实测值	相对误差/%
SH-4	1.75	1.66	5.1	1.01	0.97	4.0	1.71	1.64	4.1
SH-8	0.76	0.70	7.9	0.69	0.66	6.2	0.85	0.80	5.9
SH-10	0.67	0.58	13.4	0.61	0.57	6.6	0.76	0.70	7.9
SH-12	0.57	0.41	28.1	0.47	0.43	8.2	0.54	0.49	9.3

得到的结果与试验结果的吻合度较好。

2.4 荷载输入

荷载输入与试验时地震动输入一致，见表 1。

3 计算结果与分析

3.1 加速度响应

（1）加速度放大系数

加速度传感器仅在结构模型的主观测断面布设（见图 3）。将测点加速度反应的峰值与振动台台面输入峰值之比定义为加速度反应放大系数。各加载工况下模型土、车站结构以及区间隧道测点加速度反应放大系数的实测值和三维数值计算值列于表 3，由表可见各加载工况下二者吻合较好。仅 SH-10 和 SH-12 工况下测点 A22 的计算结果与实测结果有一定的误差，可能是这时地震动输入峰值过大，土的动剪切模量衰减较大，从而使试验过程中模型土应力应变关系曲线与 Davidenkov 模型的曲线偏离较大。

（2）加速度时程曲线及其富氏谱

图 6，7 为 SH-10 工况下车站结构测点 A3 加速度反应时程及其富氏谱的计算结果与实测结果，图 8 和 9 为 SH-10 工况下区间隧道测点 A20 加速度反应时程及其富氏谱的计算结果与实测结果。由图可见二者的波形、幅值与实测结果均基本吻合，各频段频率的组成也基本一致，表明数值模拟较好地模拟了土体和车站结构的加速度响应规律。

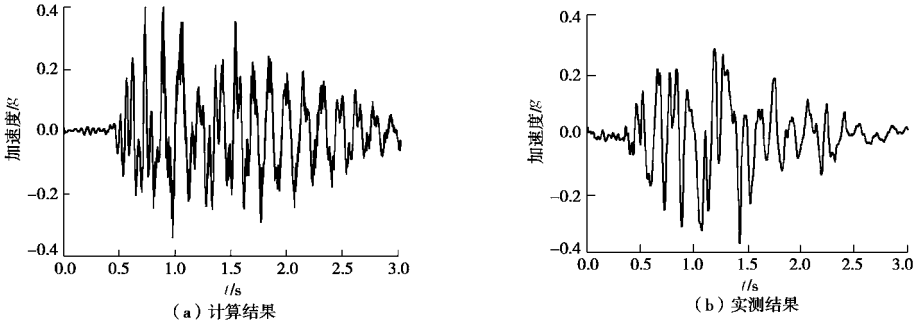


图 6 SH-10 工况下测点 A3 加速度时程曲线的计算结果与实测结果

Fig. 6 The calculated and test results of acceleration history at point A3 under SH-10 wave

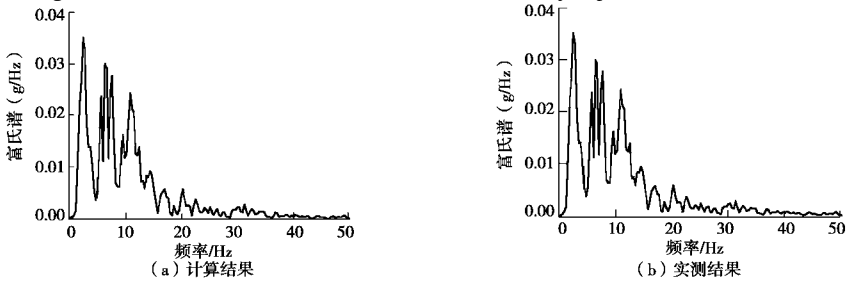


图 7 SH-10 工况测点 A3 加速度富氏谱的计算结果与实测结果

Fig. 7 The calculated and test results of acceleration FFT at point A3 under SH-10 wave

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net

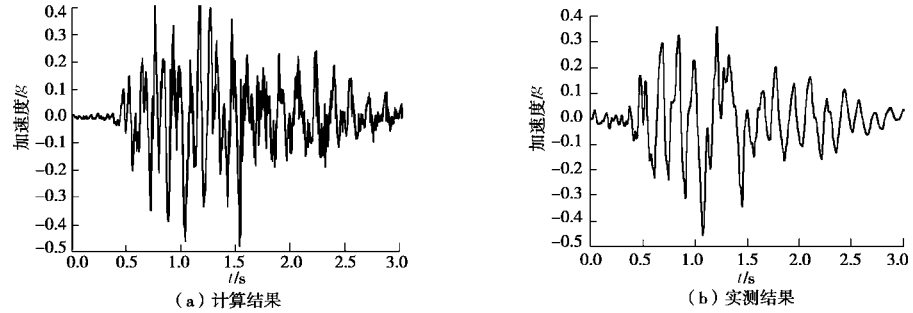


图 8 SH-10 工况下测点 A20 加速度时程曲线的计算结果与实测结果

Fig. 8 The calculated and test results of acceleration history at point A20 under SH-10 wave

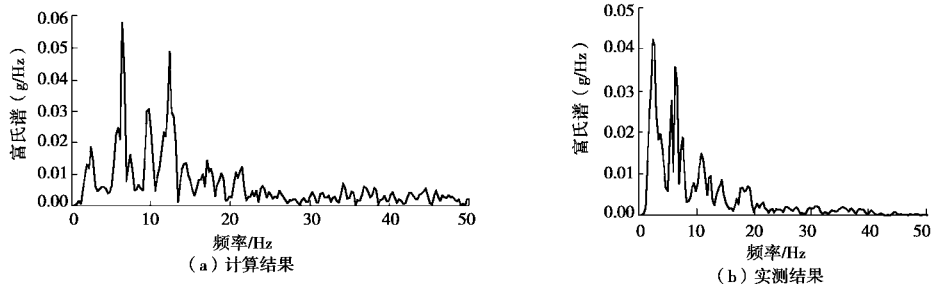


图 9 SH-10 工况下测点 A20 加速度富氏谱的计算结果与实测结果

Fig. 9 The calculated and test results of acceleration FFT at point A20 under SH-10 wave

表 4 车站结构模型主观测断面各构件的相对应变表

Table 4 Relative strain of different parts of station on the major observation section

应变部位			SH-4			SH-8			SH-10		
			实测值	计算值	相对误差/%	实测值	计算值	相对误差/%	实测值	计算值	相对误差/%
上柱	上端	S49	0.71	0.76	6.6	0.72	0.79	8.9	0.68	0.80	15.0
下柱	下端	S58	1	1	—	1	1	—	1	1	—
拐角	侧墙上部	S51	0.35	0.38	7.9	0.32	0.36	11.1	0.32	0.37	13.5
	侧墙下部	S54	0.55	0.59	6.8	0.53	0.58	8.6	0.55	0.62	11.3
	顶板	S53	0.28	0.31	9.7	0.31	0.36	13.9	0.32	0.38	15.8

3.2 结构模型的动应变

（1）车站结构的动应变

计算结果和实测结果均表明，车站结构模型下柱下端的应变值均最大，故本项研究拟将各构件的动应变与相同工况下下柱下端的动应变的比值称为构件的相对应变。主观测断面上各测点相对应变的计算结果和实测结果及其相对误差如表 4 所示。

（2）区间隧道模型的动应变

计算与实测均表明区间隧道模型动应变在 315° 处最大，因此将相对应变定义为相同工况下观测断面上各测点的动应变与 315° 处测点的动应变的比值。而辅助观测断面上仅在 135° 和 225° 上布设了两个测点 S64 和 S65，将测点 S64 的动应变对测点 S65 的动应变的比值定义为相对应变。区间隧道模型主观测断面和辅助观测断面相对应变的计算结果和实测结果及其相对误差示于表 5 和表 6。

由表 4～6 可见，车站结构模型盒区间隧道模型的主观测断面以及辅助观测断面上各测点相对应变的计算结果与实测结果吻合很好，说明数值模拟能较好地模拟结构的动力变形特性。仅端部观测断面上测点在激振强度较高时计算结果与实测结果的相对误差略有增大，原因主要是受到模型箱刚性边界约束的影响。

3.3 土－结构间的动土压力

（1）动土压力幅值

地铁车站接头结构模型试验中，车站结构模型主观测断面上左边墙上各测点动土压力幅值的计算结果、实测结果及相对误差如表 7 所示。由表可见主观测断面上各测点的计算结果与试验结果基本吻合。

（2）动土压力时程

图 10 给出了 SH-10 工况下，车站结构左边墙中

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

表 5 区间隧道模型主观测断面各测点的相对应变表

Table 5 Relative strain of different parts of tunnel on the major observation section

应变部位		SH-4			SH-8			SH-10		
		实测值	计算值	相对误差/%	实测值	计算值	相对误差/%	实测值	计算值	相对误差/%
45°	S61	0.65	0.70	7.1	0.56	0.61	8.2	0.53	0.60	11.7
135°	S60	0.58	0.62	6.5	0.75	0.81	7.4	0.70	0.79	11.4
225°	S62	0.65	0.70	7.1	0.72	0.78	7.7	0.71	0.80	11.3
315°	S63	1	1	—	1	1	—	1	1	—

表 6 区间隧道模型辅助观测断面各测点的相对应变表

Table 4 Relative strain of different parts of tunnel on the accessorial observation section

应变部位		SH-4			SH-8			SH-10		
		实测值	计算值	相对误差/%	实测值	计算值	相对误差/%	实测值	计算值	相对误差/%
135°	S64	0.82	0.91	9.9	0.81	0.92	12.0	0.76	0.90	15.6
225°	S65	1	1	—	1	1	—	1	1	—

表 7 主观测断面上各测点动土压力幅值的计算结果与实测结果

Table 7 The calculation and test results of dynamic soil pressure on the major observation section

构件部位	SH-4			SH-8			SH-10		
	实测值/kPa	计算值/kPa	相对误差/%	实测值/kPa	计算值/kPa	相对误差/%	实测值/kPa	计算值/kPa	相对误差/%
下部	1.01	1.08	6.5	1.87	2.02	7.4	2.71	3.02	10.2
中部	1.09	1.16	6.0	2.55	2.74	6.9	3.08	3.41	9.8
上部	0.96	1.04	7.7	1.76	1.93	8.8	2.66	2.99	11.0

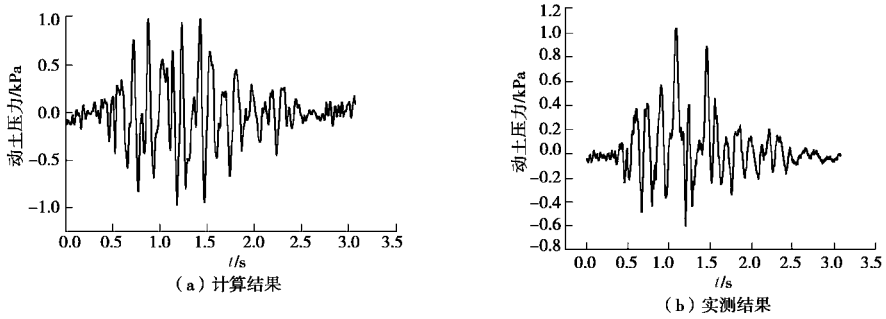


图 10 SH-10 工况下测点 P32 的动土压力 时程的计算结果与实测结果

Fig. 10 The calculated and test results of dynamic soil pressure history at point P32

部测点 P32 动土压力时程的计算结果与实测结果。由图可见二者也基本吻合，表明文中采用的数值模拟能较好地模拟车站结构与模型土之间的动力相互作用。

4 结　　语

根据地铁车站接头结构振动台模型试验采集的数据，对其进行了三维数值拟合分析，采用 Davidenkov 模型描述模型土的非线性动力特性，对边界条件采用加速度条件模拟，计算范围与模型箱一致。计算得到了车站结构模型和区间隧道模型的加速度响应、土－结构间的动土压力值以及结构模型的动应变值，计算结果与实测结果吻合较好，表明三维数值计算模型及拟合分析的正确性。为建立软土地铁车站结构地震响应的三维数值计算方法奠定了基础。

参考文献：

[1] GUIN J, BANERJEE P K, et al. Coupled soil-piles-structures interaction analysis under seismic excitation[J]. Journal of

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net

Structural Engineering, 1998, **124**(4): 434－444.

[2] ZHANG X, WEGNER J L, HADDOW J B. Three-dimensional dynamic soil-structure interaction analysis in the time domain[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1999, **28**: 1501－1524.

[3] AKIRA T. A study on seismic analysis methods in the cross section of underground structures using static finite element method[J]. Structural Engineering & Earthquake Engineering, 2005, **122**(1): 41－53.

[4] WEGNER J L. Dynamic wave-soil-structure interaction analysis in the time domain[J]. Computers and Structures, 2005, **83**: 2206－2214.

[5] 马险峰. 地下结构的震害研究[D]. 上海: 同济大学, 2000. (MA Xian-feng. The earthquake disaster research for underground structure[D]. Shanghai: Tongji Univesity, 2000. (in Chinese))

[6] 李建波, 林 皋, 陈健云, 等. 结构－地基动力相互作用时域数值计算模型研究[J]. 地震工程与工程振动, 2005, **25**(2): 169－176. (LI Jian-bo, LIN Gao, CHEN Jian-yun, et al. Study on time-domain numerical methods for dynamic analysis of structure-foundation interaction[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2005, **25**(2): 169－176. (in Chinese))

[7] 陈国兴, 庄海洋, 史国龙. 地铁车站结构地震反应分析的子结构法[J]. 防灾减灾工程学报, 2004, **24**(4): 396－401. (CHEN Guo-xing, ZHUANG Hai-yang, SHI Guo-long. Analysis on the earthquake response of subway station based on the substructure subtraction method[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2004, **24**(4): 396－401. (in Chinese))

[8] 张 鸿, 毕继红, 张 伟. 地铁隧道地震反应非线性分析[J]. 地震工程与工程振动, 2004, **24**(6): 146－153. (ZHANG Hong, BI Ji-hong, ZHANG Wei. Nonlinear analysis of seismic response of metro tunnel[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2004, **24**(6): 146－153. (in Chinese))

[9] 杨 超. 饱和软土地铁结构地震响应计算方法的研究[D]. 上海: 同济大学, 2003. (YANG Chao. The research of the analysis method of earthquake response for the subway structure in saturated soft soil[D]. Shanghai: Tongji Univesity, 2003. (in Chinese))

[10] 刘齐建. 软土地铁建筑结构抗震设计计算理论的研究[D]. 上海: 同济大学, 2005. (LIU Qi-jian. Study on seismic design and analysis theory for subway structures in soft soil[D]. Shanghai: Tongji Univesity, 2005. (in Chinese))

[11] 杨林德. 上海市地铁区间隧道和车站的地震灾害与防治对策研究[R]. 上海: 同济大学上海防灾救灾研究所, 1999. (YANG Lin-de, et al. The research of disaster prevention for tunnel and subway station in Shanghai[R]. Shanghai: Tongji University, 1999. (in Chinese))

[12] 杨林德. 上海地铁车站抗震设计方法研究[R]. 上海:同济大学, 2002. (YANG Linde. The research of seismic design method for subway station in Shanghai[R]. Shanghai: Tongji University, 2002. (in Chinese))

[13] 季倩倩. 地铁车站结构振动台模型试验研究[D]. 上海: 同济大学, 2002. (JI Qian-qian. Shaking table testing on underground subway station structures[D]. Shanghai: Tongji Univesity, 2005. (in Chinese))

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net