

软土地区地铁中庭式车站地震动作用的响应分析

欧飞奇 刘春杰

(广州地铁设计研究院股份有限公司, 510010, 广州//第一作者, 工程师)

摘要 中庭式地铁车站可以突破地下空间的封闭性,然而中庭大开口使得结构楼层平面构件不连续。针对上海软土地区采用的同时具有标准两层三跨式箱型结构和大开口中庭式结构的特殊形式地铁车站,通过建立土体和结构的全三维有限元模型,研究车站结构在水平横向、水平纵横双向,以及水平双向与竖向三种方式设防烈度地震作用下的响应。结构的位移以及内力响应分析表明,中庭式车站结构地震响应存在空间效应,水平纵向和竖向地震动分量对结构均有较大影响。

关键词 地铁; 中庭式车站; 结构; 地震响应; 动力分析

中图分类号 U231⁺4; P315.9

DOI: 10.16037/j.1007-869x.2022.01.021

Seismic Response Analysis of Atrium-style Metro Station in Soft Soil Area

OU Feiqi, LIU Chunjie

Abstract Atrium-style metro station opens up the enclosed underground space. However, it will lead to discontinuity in horizontal structure where the atrium is located. Targeting special form metro station in Shanghai soft soil area with both standard 2-storey 3-span box structure and large opening atrium structure, by establishing a soil-structure full 3D finite element model, seismic response of station structure under three ways of earthquake excitation including horizontal input from lateral direction, horizontal input from lateral and longitudinal direction, and horizontal input from both direction and vertical input is studied. Structure displacement and internal force response analysis indicate that there is spatial effect in seismic response of atrium-style metro station structure, and horizontal input from both longitudinal direction and vertical direction earthquake motion components have relatively strong impact on seismic response.

Key words metro; atrium-style station; structure; seismic response; dynamic analysis

Author's address Guangzhou Metro Design & Research Institute Co., Ltd., 510010, Guangzhou, China

供舒适的环境,但是,由于顶(楼)板和中(楼)板水平向开口后的结构不连续性,其在地震动作用下的动力响应值得研究。一般认为,水平地震是造成结构破坏的主要原因,国内相关的抗震规范规定也主要针对水平地震效应进行验算。但近年来,我国发生的较大地震的强震观测记录表明,水平地震动往往伴随着较高峰值的竖向加速度。例如1999年的台湾集集地震、2001年的滦县地震、2008年的汶川地震以及2010年唐山丰南记录到的强震记录中,竖向地震动峰值达到甚至超过水平向地震动峰值。并且在地铁车站地震响应的研究方面,有不少研究者认为,1995年日本阪神大地震地铁车站结构发生的倒塌破坏,竖向地震动的作用不可忽视。文献[1]认为地震振动产生了对角线剪切带,从而导致加固混凝土中柱失去承受轴向荷载的能力,水平向场地运动是导致中柱破坏的主要原因,竖向地震动也有一定影响。文献[2]运用有限元软件ABAQUS针对大开车站震害进行数值模拟,结果表明:相对于仅有水平单向地震动的作用,在水平和竖向地震动共同作用,车站中柱的轴力增加约16%。文献[3]针对大开车站震害进行的研究表明,竖向地震动使车站中柱轴力的地震响应峰值达到静力状态下的1.5~1.9倍。但以往的大多数学者一般只针对车站的某一横断面在水平横向和竖向地震动的作用下的响应进行研究,而对于沿纵向横断面形式不一致的地铁车站的地震响应以及水平纵向地震动的影响研究却很少。

本文以上海轨道交通拟建的中庭式地铁车站为背景,采用三维有限元土-结构动力有限元方法,研究软土地区同时具有标准两层三跨式箱型结构和大开口中庭式结构地铁车站在设防地震作用下的结构响应。分析内容包括比较水平横向地震动作用下车站结构标准段与开口段的内力与层间位移;叠加水平纵向和竖向地震动作用后,结构内力与层间位移变化。

中庭式地铁车站提供的开敞空间可为乘客提

1 计算模型及参数

1.1 车站结构布置概况

本文选取的地铁车站主体总长约为 355.7 m, 宽度约为 21.34 m, 由轴线③~⑤和轴线③⑦~④⑤的两段标准段, 以及轴线②⑥~③⑥间的一段中庭段组成, 其平面布置如图 1 a) 所示。车站两端各设一端头井, 两端头井内净平面尺寸均为 13.5 m×24.2 m; 车站设站厅层和站台层, 站厅层高 6.12 m, 站台层高 7.27 m, 车站顶板覆土厚约 1.88 m, 站台中心处底板埋深约 16.61 m, 端头井底板埋深约 18.4 m。其立面布置如图 1 b) 所示, 中庭段的顶板和中板结构开口, 横向由梁与设于轴线处的横梁联系。图 2 是标准段和中庭段的横断面示意图。

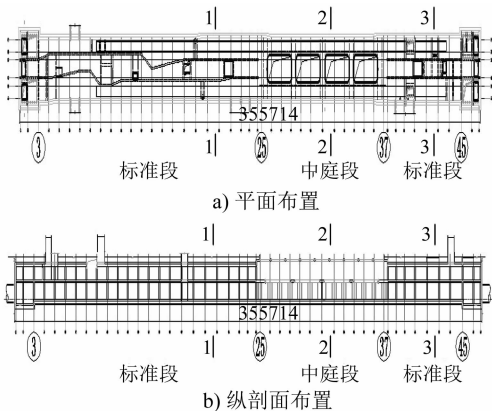
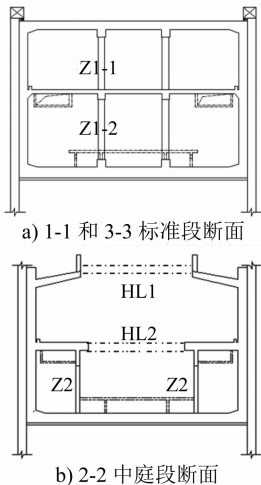


图 1 车站结构布置图
Fig. 1 Layout of station structure



注: Z1-1, Z1-2——分别为标准段上下层柱;
HL1, HL2——分别为车站中庭段开口处
的顶层横梁和中层横梁; Z2——中庭段柱。

图 2 车站结构横断面示意图

Fig. 2 Lateral section of station structure

1.2 土层-结构动力有限元模型

1.2.1 计算范围

有限元数值分析模型的计算范围沿车站纵向取 405 m, 包括标准段、中庭段和端头井的完整车站结构, 另外增加大于车站 1 倍宽度的区间隧道及地层 (纵向长度 25 m), 以考虑隧道的刚度贡献及人工边界截断的影响。计算模型的横向宽度为 250 m, 除车站结构外, 两边土体的宽度为 114 m, 大于 5 倍车站宽度。按照上海市地方标准 DG/TJ 08-2064—2009《地下铁道建筑结构抗震设计规范》的规定, 竖向取至地表以下 70 m 为底部边界。土-结构计算模型范围如图 3 所示。

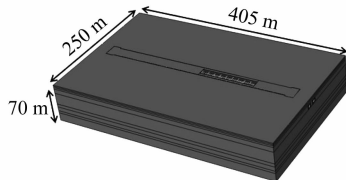


图 3 土-结构计算模型范围
Fig. 3 Range of soil-structure calculation model

1.2.2 有限元模型

土-结构的有限元模型如图 4 a) 所示。计算模型中, 土层采用实体单元, 网格大小划分满足: 在地震波传播方向的单元尺寸为主要地震波波长的 1/8~1/10。为减少边界对地震波的反射作用, 土体横向两边的单元采用的是无限元单元边界, 纵向边界采用自由边界。

土体一共分为 9 层, 计算场地土体参数依据具有代表性的上海软土地基, 土体采用摩尔库伦本构。土体材料的物理力学参数见表 1。

表 1 土体物理力学性质参数

Tab. 1 Soil physical and mechanical property parameters

土层	$\rho/(\text{kg/m}^3)$	E/MPa	c/kPa	$\varphi/(\text{°})$	μ
填土	1 700	2.0	15	5.0	0.35
粉质黏土	1 880	2.0	22	16.4	0.30
粉砂	1 870	21.0	2	31.7	0.30
粉质黏土	1 760	10.2	14	15.7	0.30
黏土	1 770	15.0	15	14.3	0.35
粉质黏土	1 970	19.0	48	17.3	0.30
砂质粉土	1 930	33.0	4	30.0	0.35
粉质黏土	1 900	27.0	31	19.0	0.30
粉砂	1 890	35.0	2	31.9	0.35

注: ρ ——密度; E ——弹性模量; c ——粘聚力; φ ——内摩擦角; μ ——泊松比。

车站结构有限元模型如图 4 b) 所示。计算模型中, 结构的板和墙采用的是壳单元, 梁柱采用的

是梁单元,材料为混凝土,采用线弹性本构。材料参数见表 2。

表 2 车站结构材料参数

Tab. 2 Station structure material parameters				
结构	混凝土等级	$\rho/(\text{kg}/\text{m}^3)$	E/GPa	μ
柱	C40	2 500	32.5	0.2
除柱外结构	C35	2 500	31.5	0.2

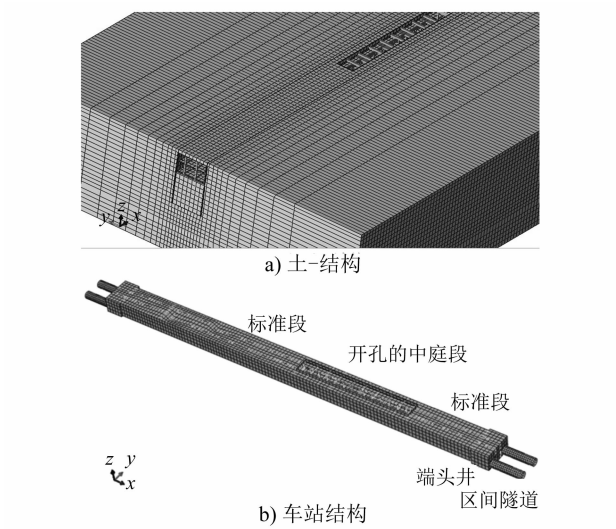


图 4 土-结构和车站结构有限元模型

Fig. 4 Soil-structure and station structure finite element model

1.3 地震动作用方式

设防地震动采用 50 年内超越概率为 10% 的上海人工波,根据 DG/TJ 08-2064—2009,由土层-结构模型的基底输入。为考察地震动作用方向的影响,将输入方式分为水平横向、水平双向以及三向(水平双向与竖向)3 种计算工况,如表 3 所示。对于水平横向和水平双向作用方式的地震动输入,取设防烈度地震,即地震动峰值加速度为 0.07 g;对于三向作用工况的竖向地震动分量,按 DG/TJ 08-2064—2009 规定,其设计地震动峰值加速度取为水平向的 2/3。

表 3 计算工况表		
Tab. 3 Calculation of working conditions		
工况	施加荷载	地震动方向
1	静力+上海人工波	水平横向
2	静力+上海人工波	水平双向
3	静力+上海人工波	三向

有限元计算采用通用有限元软件。先进行结构受静荷载作用的静力计算,静荷载为结构和土体自重以及地面超载 20 kPa。动力计算前保留静荷载产生的内力,同时将位移清零。动力计算采用动力

隐式时程分析方法。70 m 深度处 50 年内超越概率为 10% 的上海人工波时程及傅氏谱曲线如图 5 所示。

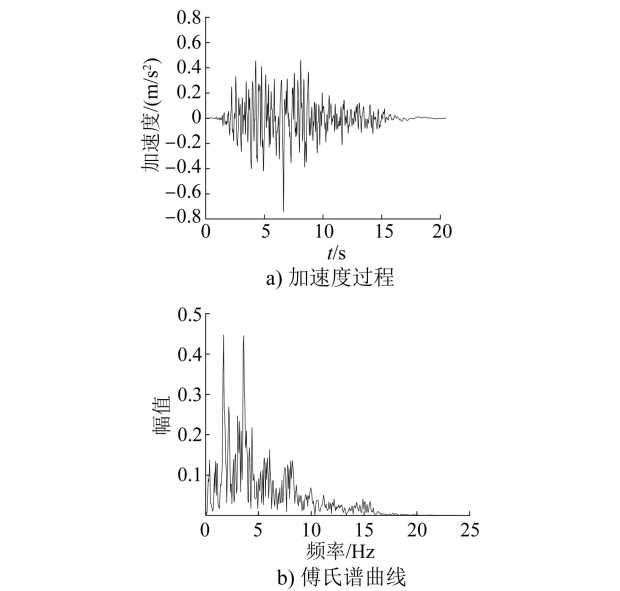


图 5 70 m 深度处 50 年内超越概率为 10% 的上海人工波时程及傅氏谱曲线

Fig. 5 Time-history of Shanghai artificial wave and Fourier spectrum curves under 70 m depth with 10% probability of exceedance within 50 years

2 计算结果与分析

2.1 水平横向作用

2.1.1 构件内力响应

以水平横向地震动作用工况,即工况 1 作为基本工况,分析结构在该工况下的响应特点,以便于对比不同方向地震动作用的影响。表 4 和表 5 分别是静力和水平横向地震动共同作用下标准段和中庭段结构构件内力的最大值。

表 4 工况 1 标准段的最大内力

Tab. 4 Maximum internal force of normal section in case 1			
标准段	轴力/kN	剪力/kN	弯矩/(kN · m)
Z1-1	1 815.6(1 580.5)	305.0(111.3)	754.2(276.5)
Z1-2	2 570.3(2 326.8)	257.0(90.0)	767.7(256.3)
顶板		1 007.5(846.3)	619.2(426.1)
中板		547.4(497.7)	128.4(80.5)
底板		1 212.9(1 140.9)	1 181.3(892.2)
侧墙		651.6(579.2)	1 182.1(891.9)

注:括号中为静力内力值。

1) 标准段:站厅层柱体 Z1-1 轴力小于站台层柱体 Z1-2,两层柱体的剪力量值均较小且相差不大,弯矩与剪力类似,表明静载时柱体主要承受轴

向力。顶板和底板的剪力量值基本相当,侧墙和中板剪力约为顶底板的 1/2;底板与侧墙弯矩分别为顶板的 2 倍、中板的 10 倍。

2) 中庭段:站台层柱体 Z2 轴力、剪力、弯矩与标准段 Z1-2 比略小;横梁 HL-1 的轴力与剪力约为 HL-2 的 2/3,弯矩则相反;除中板剪力大于标准段的中板外,侧墙剪力和顶板剪力为标准段的 1/2,底板约为标准段的 1/3;侧墙、顶板、中板和底板的弯矩基本接近。除中板外,中庭段的板和墙的内力值较标准段的板和墙的内力值小。

表 5 工况 1 中庭段的最大内力

Tab. 5 Maximum internal force of atrium section in case 1

中庭段	轴力/kN	剪力/kN	弯矩/(kN·m)
Z2	2 447.8(1 627.7)	241.7(128.8)	679.0(347.9)
HL1	4 280.0(4 085.4)	2 354.7(1 082.5)	3 209.0(1 903.7)
HL2	7 459.1(6 927.3)	3 148.0(1 922.8)	2 036.1(1 004.8)
顶板		648.3(519.4)	480.4(315.7)
中板		627.1(543.6)	677.8(361.8)
底板		378.3(310.9)	651.3(382.7)
侧墙		339.4(284.9)	652.1(384.6)

注:括号中为静力内力值。

2.1.2 内力增幅

内力增幅是根据结构在静荷载和设防地震荷载共同作用下的动力时程分析得出的内力最大值,相对于静荷载作用下结构静力分析所得相应内力的增加幅度。图 6 为梁和柱的内力增幅。图 7 为侧墙和楼板的内力增幅。

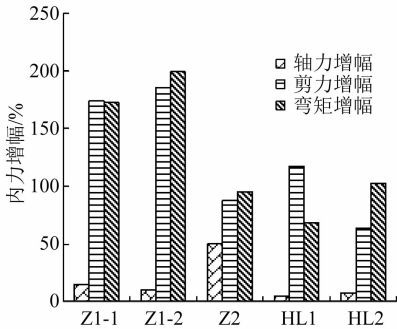


图 6 工况 1 梁柱内力的增幅

Fig. 6 Internal force increase of columns and beams in case 1

由图 6 可以看出:水平横向地震动作用下,梁和柱的剪力和弯矩增幅明显要比轴力的增幅更大,尤其是标准段柱体 Z1-2 的剪力和弯矩最高增幅为 185.6%和 199.5%。除中庭段柱 Z2 的轴力增幅达到 50.4%外,其余构件轴力增幅不显著。

从图 7 中车站标准段和中庭段楼板和侧墙的内力值增幅来看,两个结构横断面的板和墙的剪力增

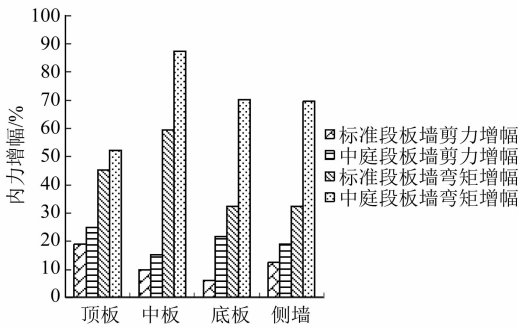


图 7 工况 1 墙板内力的增幅

Fig. 7 Internal force increase of walls and panels in case 1

幅小于 25%;弯矩增幅明显,标准段的弯矩增幅大于 30%,中庭段板和墙的弯矩增幅大于 50%;尤其以中板的弯矩增幅强烈。

2.1.3 结构变形响应

图 8 为车站结构的层间位移沿车站纵向的总体变化趋势。标准段中最大的层间位移发生在轴线⑮断面,而中庭段最大的层间位移发生在轴线⑳断面。表 4 为车站结构在水平横向地震动的作用下,标准段和中庭段上下层的最大层间位移。

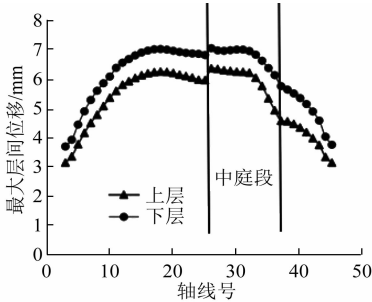


图 8 车站结构的层间位移沿车站纵向的变化趋势

Fig. 8 Variation trend of station structure inter-storey displacement along the longitudinal direction of station

由表 6 中层间位移可以看出,车站上下层的层间位移较接近,中庭段的层间位移比标准段层间位移稍大。说明车站结构整体刚度分配合理。图 9 的有限元计算结果显示其最大变形发生在中庭段。

表 6 工况 1 中车站结构最大层间位移

Tab. 6 Maximum station structure inter-storey displacement in case 1

工况	最大层间位移/mm			
	标准段上层	标准段下层	中庭段上层	中庭段下层
1	6.25	7.02	6.36	7.05

2.2 地震动作用方式影响分析

2.2.1 构件内力差异

以工况 1 的水平横向地震动响应分析得到的车

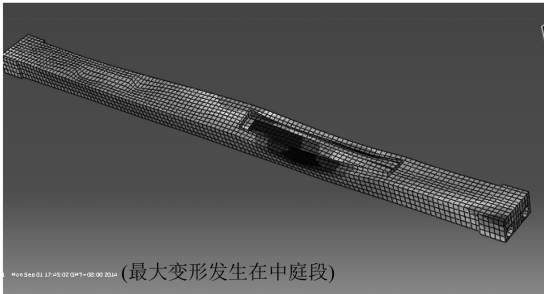


图 9 车站结构层间位移有限元计算结果
Fig. 9 Display of finite element calculation result

站结构内力为对照,可以分析工况 2(水平双向地震作用)和工况 3(水平双向与竖向——三向地震作用)结构主要构件内力的差异。表 7~9 分别为 3 种工况下车站结构梁与柱的轴力、标准段板与墙的剪力、中庭段板与墙的剪力,计算结果表明其他部分内力差异不显著,限于篇幅不再列出。从表中数据可以看到,工况 2 与工况 1 之间的内力差异不大,而工况 3 则有较为显著地增加。

表 7 三种工况下车站结构不同部位的梁柱最大轴力
Tab.7 Maximum axial force of columns and beams in all cases

工况	最大轴力/kN				
	Z1-1	Z1-2	Z2	HL1	HL2
1	1 815.6	2 570.3	2 447.8	4 280.0	7 459.1
2	1 826.1	2 574.5	2 454.4	4 348.0	7 549.2
3	1 865.2	2 731.6	2 745.4	4 688.6	8 567.4

表 8 三种工况下标准段板墙最大剪力
Tab.8 Maximum walls and panels shear force of normal section in all cases

工况	最大剪力/kN			
	顶板	中板	底板	侧墙
1	1 007.5	547.4	1 212.9	651.6
2	1 013.6	577.9	1 214.7	716.9
3	1 341.2	644.2	1 381.8	716.1

表 9 三种工况下中庭段板墙最大剪力
Tab.9 Maximum walls and panels shear force of atrium section in all cases

工况	最大剪力/kN			
	顶板	中板	底板	侧墙
1	648.3	627.1	378.3	339.4
2	721.3	797.7	390.5	347.1
3	1 110.6	962.9	537.2	365.6

2.2.2 内力增幅

同样地,绘出 3 种工况下各构件相对于静荷载作用的内力增幅,如图 10~12 所示。由图 10 可见:

无论何种方式的地震作用,中庭段柱体 Z2 的轴力增幅均大于 50%(工况 3 中达到 68.7%),因此应重视中庭段柱体 Z2 的抗震能力;此外,中庭段的横梁 HL2 轴力增幅在工况 3 时超过 20%。由图 11 可见:三向地震作用下(工况 3),标准段顶板的剪力增幅接近 60%,其次为中板,其剪力增幅接近 30%;水平双向除对侧墙剪力贡献大于工况 1 外,其余较接近。由图 11 可见:中庭段的楼板结构剪力明显受三向地震作用控制,中庭段顶板剪力的增幅达到 113.8%;

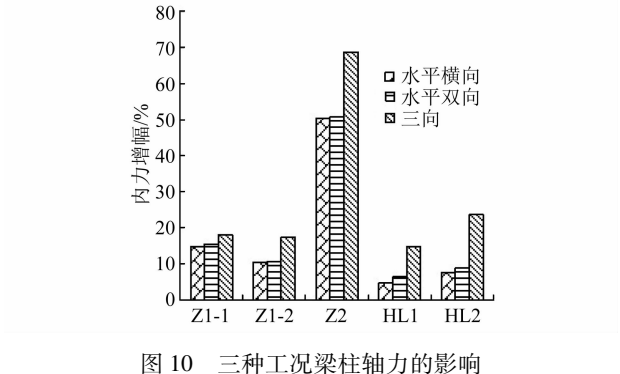


图 10 三种工况梁柱轴力的影响
Fig. 10 Influence on axial force of columns and beams in all cases

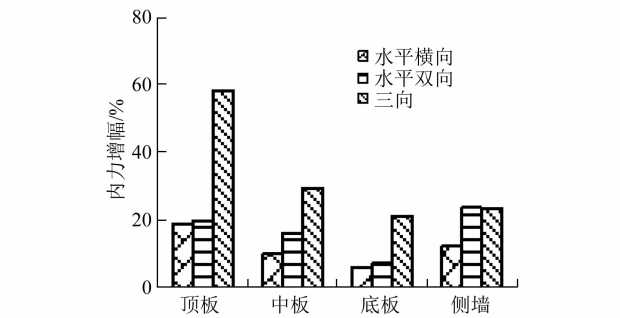


图 11 三种工况对标准段墙板剪力的影响
Fig. 11 Influence on shear force of walls and panels in normal section

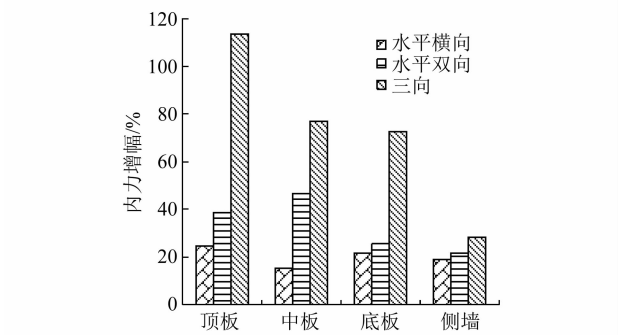


图 12 三种工况对中庭段墙板剪力的影响
Fig. 12 Influence on shear force of walls and panels in atrium section

双向作用时,中庭段顶板与中板的剪力增幅也在 40%左右。因此,应重视中庭段结构构件的抗震能力以及三向地震作用下的抗震设计。

2.2.3 层间位移增量

三种工况下车站结构的最大层间位移见表 12。

表 10 三个工况下车站结构最大层间位移

Tab. 10 Maximum inter-storey displacement in all cases

工况	最大层间位移/mm			
	标准段上层	标准段下层	中庭段上层	中庭段下层
1	6.25	7.02	6.36	7.05
2	6.32(1.12%)	7.18(2.28%)	6.41(0.79%)	7.26(2.98%)
3	6.76(8.16%)	7.36(4.84%)	6.86(7.86%)	7.56(7.23%)

注:括号内的百分数分别为工况 2 和工况 3 相对于工况 1 层间位移的增量。

车站结构的层间位移计算结果表明:水平双向作用(工况 2)和三向地震动作用(工况 3)下结构的层间位移相对于水平横向作用(工况 1)下的层间位移增加幅度不大,均不超过 10%;工况 2 相对于工况 1 的最大增量只有 2.98%,或者说可以不考虑水平双向作用对于横向层间位移的贡献;工况 3 相对于工况 1 结构层间位移的最大增量为 8.16%,说明相对于水平纵向地震动而言,竖向地震动对结构横向层间位移的贡献略大。总体而言,结构的层间位移响应主要受水平横向地震动控制。

3 结语

本文进行的三维土-结构有限元地震响应分析表明,典型上海软土地层中庭地铁车站受不同方向设防烈度地震动作用的结构响应具有如下特征:

1) 水平横向地震作用下,无论标准段或中庭段结构,梁和柱的剪力和弯矩增幅明显,且比轴力增幅更大;水平双向与三向地震作用下,梁和柱剪力和弯矩增幅特点相似。表明梁和柱的剪力和弯矩增加主要受水平横向地震作用控制。

2) 三种地震作用方式下,中庭段柱体的轴力相对于静载作用时增幅均超过 50%,考虑竖向分量后中庭段柱体的轴力增幅达到 68.7%;水平双向作用时中庭段顶板与中板的剪力增幅也在 40%左右;三向地震作用下中庭段顶板剪力的增幅达到 113.8%。因此,应重视中庭式车站的三维地震响应分析和中庭结构抗震设计。

3) 三向地震作用下,标准段和中庭段顶板的剪力增幅显著高于水平双向地震作用的情形,表明顶板剪力增量主要受竖向地震分量控制。

4) 车站结构位移沿纵向过渡平稳,结构层间位移响应取决于水平横向地震作用,水平纵向和竖向地震动对结构层间位移响应的影响很小,可以忽略;上下层结构层间位移基本接近;中庭段的层间位移响应比标准段位移响应略大。

参考文献

[1] AN XH,SHAWKY A A,MAEKAWA K. The collapse mechanism of a subway station during the great Hanshin earthquake [J]. Cement and Concrete Composites,1997(17):241.

[2] PARRA-MONTESINOS G J,BOBET A,RAMIREZ J A. Evaluation of soil-structure interaction and structural collapse in Dai-kai subway station during Kobe earthquake[J]. ACI Structural Journal,2006(103):113.

[3] 马险峰. 地下结构的震害研究[D]. 上海:同济大学,2000. MA Xianfeng. Study on seismic hazard of underground structure [D]. Shanghai:Tongji University,2000.

[4] 周锡元,徐平,王国权,等. 1999 年台湾集集地震近断层竖向与水平反应谱比值的研究[J]. 地震地质,2006(3):325. ZHOU Xiyuan,XU Ping,WANG Guoquan,et al. A case study on near fault vertical to horizontal response spectral ratio from the 1999, CHI-CHI, Taiwan, earthquake [J]. Seismology and Geology,2006(3):325.

[5] 李恒,李井冈,王墩,等. 竖向与水平向地震动加速度峰值比统计特征分析[J]. 地震研究,2010(2):195. LI Heng,LI Jinggang,WANG Dun,et al. Analysis of statistic characteristics of peak ratios in vertical and horizontal ground motion acceleration [J]. Journal of Seismological Research, 2010(2):195.

[6] 李英成,陈清军. 基于汶川 8.0 级强震记录的近场地震动特征分析[J]. 灾害学,2012(1):17. LI Yingcheng,CHEN Qingjun. Analysis on characteristics of near-fault ground motions based on M8.0 Wenchuan earthquake [J]. Journal of Catastrophology,2012(1):17.

[7] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑抗震设计规范:GB 50011—2010[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2010. Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Code for seismic design of buildings: GB 50011—2010[S]. Beijing:China Architecture & Building Press,2010.

[8] 上海市住房和城乡建设管理委员会. 地下铁道建筑结构抗震设计规范:DGTJ 08-2064—2009[S]. 上海:上海市住房和城乡建设管理委员会,2009. Shanghai Municipal Commission of Housing and Urban-Rural Development. Code for seismic design of subway structures: DGTJ 08-2064—2009 [S]. Shanghai: Shanghai Municipal Commission of Housing and Urban-Rural Development,2009.

(收稿日期:2020-01-09)