

深圳老街地铁车站结构完全相互作用体系 三维地震动力响应分析*

崔春义^{1,2}, 孟 坤¹, 程学磊¹, 杨 刚¹, 赵会杰¹

(1. 大连海事大学 土木工程系, 辽宁 大连 116026; 2. 北京工业大学 建筑工程学院, 北京 100124)

摘要: 为更深入认识复杂高层建筑相互作用体系的动力响应特性, 结合具体工程背景分别采用罚函数算法和无限单元描述界面接触特性和动力边界, 并在此基础上建立大规模深圳老街地铁车站上部结构-地下结构-地基完全相互作用体系三维有限元模型, 针对场地土层对基岩输入地震动的影响, 对地下连续墙动土压力变化规律以及结构动力响应特性进行了分析, 对深圳老街地铁车站结构完全相互作用体系抗震性能进行了评价, 可为相关工程设计和具体实践提供参考。

关键词: 地基; 时程分析; 水平地震力; 动力响应; 数值分析

中图分类号: P315.9

文献标识码: A

文章编号: 1000-0666(2016)04-0680-06

0 引言

使用传统设计方法分析高层结构中地震反应时, 往往把地下结构与上部结构分开来考虑。上部结构底部简化为刚性固端, 再将上部结构底部反力施加于地下结构上进行地下结构抗震设计。一般来说, 采用传统抗震设计方法有时会得到比较保守的结果, 因为上部结构-地下结构-地基基础体系的相互作用, 会增大结构体系的振动周期和阻尼, 使考虑相互作用的结构地震作用小于传统抗震设计方法的结果。但是, 当建筑物处于复杂地基场地或地下结构刚度较小时, 由于完全共同作用体系(地基-地下结构-上部结构)的协同作用行为使体系的振动周期延长, 可能使振动卓越频率与地面运动卓越频率接近, 从而引起整体结构的惯性力增大, 是偏于不安全的, 这已被多次地震震害所证实(Chaudhary *et al*, 2001; Makris *et al*, 1996; Saadeghvaziri *et al*, 2000; Wolf, Song, 2002; Zheng, Takeda, 1995)。例如1995年阪神地震中神户3号新干线长高架结构和1985年墨西哥地震中许多结构倒塌破坏的主因就是在设计中未考虑地基相互作用效应的影响。

随着高层建筑的高耸化与结构型式复杂化, 传统理论计算并辅以概念设计的抗震设计方法越来越不能适应具体复杂型式高层建筑结构工程设计的需要, 从完全共同作用分析方法角度考虑地基-地下结构-上部结构的相互作用效应, 深入分析复杂高层建筑结构非线性动力性态和抗震性能, 并在此基础上建立有效的数值模拟技术和实用分析方法显得尤为迫切和重要。这对于完善与发展高层建筑抗震设计理论, 对于工程实践和安全性评价具有较大的参考价值和指导意义(戴启权等, 2015; 蒋玉敏等, 2016; 周凯等, 2015; 朱秀云等, 2016)。

随着近年来计算理论和硬件技术的发展进步, 使得进行考虑复杂场地-结构完全相互作用研究成为可能。本文结合具体工程背景, 通过建立大型三维上部结构-地下结构-地基完全相互作用体系动力有限元数值模型, 分别采用罚函数算法和无限单元描述界面接触特性(Hibbitt *et al*, 2013)和动力边界(李录贤等, 2007; 谢洪阳等, 2007), 并在此基础上, 针对水平地震力作用下上部结构-地下结构-地基完全相互作用动力响应进行分析, 可为工程设计和具体实践提供参考。

* 收稿日期: 2016-04-17.

基金项目: 国家自然科学基金——强震作用下饱和软土地下结构动力灾变机理及震后固结效应研究(51578100)和中央高校基本科研业务费项目(3132014326, 3132016216)联合资助。

1 工程概况与数值模型

实际工程三维结构数值模型如图 1 所示，为 19 层复杂高层建筑结构，地下 4 层，地上 15 层。主体高度 58.8 m；抗震设防类别和等级为乙类一级，设防烈度 VII 度，设计分组为第 1 组，地震加速度 0.1 g。结构平面和空间布局分布不对称，且裙楼和塔楼之间存在高位转换层，转换层高度为 28.9 m，转换层以下共 6 层，转换层以上共 9 层；转换层以下的 1~4 层存在越层、空洞结构，且竖向构件不连续。地基部分选取若干典型钻孔土层截面进行均一化处理，将剪切波速大于 500 m/s 作为基岩深度判别原则，截取场地计算域深度 25 m。为进一步避免动力边界效应，具体数值计算中土体边界采用逸散无限元边界单元 CIN3D8，场地土采用 Mohr–Coulomb 弹塑性本构模型，具体采用三维 8 节点减缩积分单元 C3D8R，各土层有限元数值计算参数见表 1 所列。其中，无限单元设置剖分因 ABAQUS 平台不支持 CAE 环境下自动设置操作，仅能基于外挂命令程序编辑器“Keywords Editor”，通过编写命令程序行得以实现，具体涉及到的命

令流关键格式为“* NODE, NSET = NINF 结点编号 n, n 结点 x 坐标, n 结点 y 坐标, n 结点 z 坐标 (节点循环)”和“* ELEMENT, TYPE = CINPE8, ELSET = ELINF 单元编号 n, 单元 n 结点号 a, 单元 n 结点号 b, ……，单元 n 结点号 h (单元循环)”。对于接触面单元，则通过 CAE 环境下，将结构面和地基土面分别设置成“Master Surface”和“Slave Surface”，进而建立 Contact Pair 接触对，接触对允许法向硬接触、脱空和切向摩擦错动行为，ABAQUS 程序平台中具体采用了罚接触算法进行非连续求解迭代。基于 ABAQUS 大型有限元数值平台建立其三维上部结构–地下结构–场地地基有限元数值模型，如图 1 所示。模型结点总数 179 133，单元总数 117 092，具体数值计算利用 64 位 32 核 CPU–64G 内存 DELL T7600 高性能台式工作站完成。首先进行地基场地重力地应力平衡计算，其后进行的弹塑性时程分析中仅考虑结构刚度相对较小的 x 向单向水平地震力作用，基岩所输入的地震动加速度时程，是结合场地特点和规范地区设计反应谱，并基于陈国兴（2007）以及崔春义等（2016）所述人工地震动合成方法得出的，所合成基岩深度加速度时程曲线如图 2 所示。

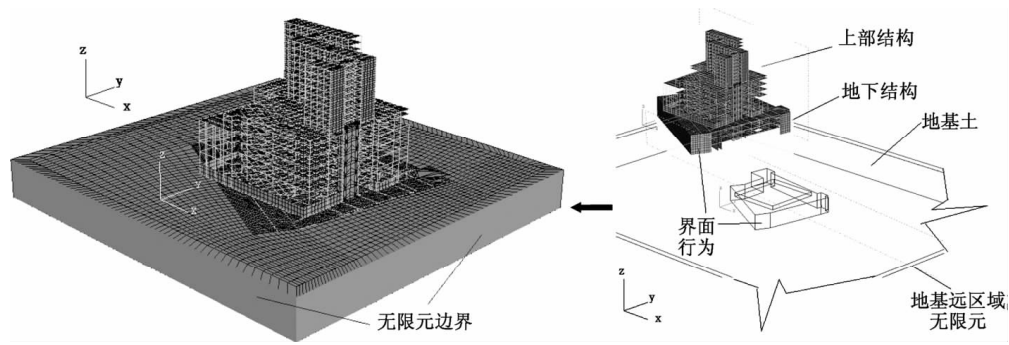


图 1 数值计算模型
Fig. 1 FE numerical model

表 1 典型截面土层平均土性物理参数

Tab. 1 Averaged soil physical parameters of typical section

土层	深度范围 /m	天然重度 /kN·m ⁻³	剪切波速 /m·s ⁻¹	杨氏模量 E_i /MPa	泊松比	粘聚力 /kPa	摩擦角 (φ)
人工填土	0~2	18.7	118	16	0.3	16	18°
粗砂	2~6.2	20.5	120	8	0.3	1	29°
淤泥质土	6.2~9	18.1	216	21	0.32	18	13°
中粗砂	9~10.2	20.5	216	23	0.33	1	35°
砂质粘土	10.2~16.9	19.9	365	32	0.3	22	15°
全风化花岗岩片麻岩	16.9~21.4	19.1	344	67	0.26	24	20°

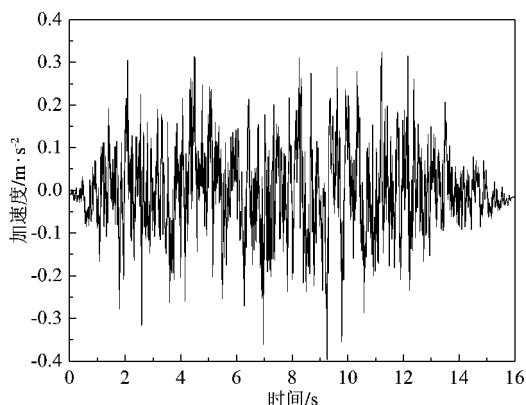


图2 基岩地震波时程曲线

Fig. 2 Time history of the input bedrock seismic wave

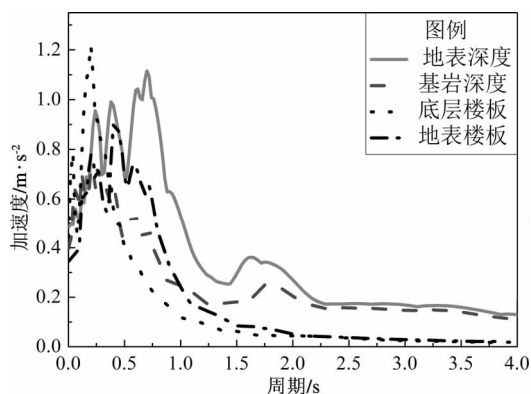


图3 典型深度处加速度反应谱对比图

Fig. 3 Comparison of acceleration response spectrum at typical depths

2 计算结果及分析

图3为典型深度处加速度反应谱对比图。由图可见,地震波由基岩传递到地表,地表输出加速度反应谱值变大,加速度反应谱极值由 0.7 m/s^2 增加到 1.1 m/s^2 ,卓越周期平台变宽,谱极值对应周期变长。这充分说明了该场地地基土层将地震动高频成分过滤的滤波放大效应,此种效应分别在典型深度处地震加速度傅里叶谱(图4)及功率谱(图5)中亦表现显著。由图4、5可见,频宽变窄,高频成分亦减弱,谱幅极值变大。加速度傅里叶谱和功率谱极值水平在地表深度较在基岩处均有明显增加。

各楼层加速度反应谱对比情况如图6所示。由图可见,加速度反应谱曲线极值幅值水平随高度变化情况与图7所示的各层时程加速度最大值变化规律一致。其中,地下结构部分因埋置作用,从底板到地表楼板处,除底板地震动输入外,外围地基对地下结构沿墙面法向亦存有附加地震动额外输入。这样,额外输入对地下结构临近层间加速度反应谱幅值和卓越平台宽度变化存在显著影响。不同地,因地表以上结构体系沿高度无地震动的额外扰动,所以从地上第1层开始临近层间加速度反应谱卓越平台宽度变化不明显。图7所示为加速度各楼层最大值变化图(图中地下第4层楼层号为-4,依次递增)。由图可见,各楼层加速度时程最大值在地下第3层、地上第2层、第5层和第11层有明显加速度随高度变化拐点。其中,结构体系加速度最大值发生地下第2层,水平最大加速度幅值为 0.77 m/s^2 。

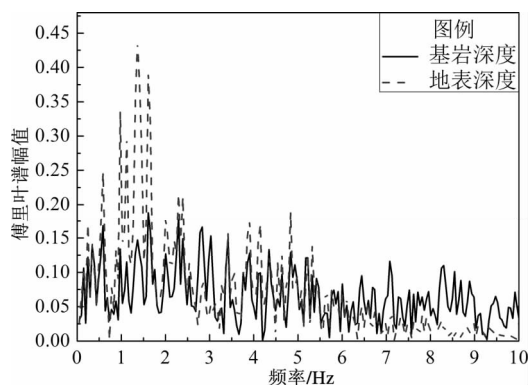


图4 典型深度处加速度傅里叶谱对比图

Fig. 4 Comparison of acceleration Fourier spectrum at typical depths

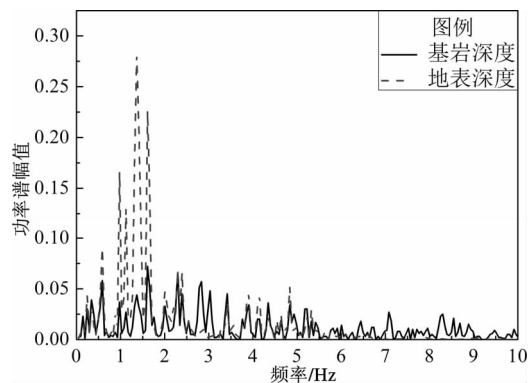


图5 典型深度处加速度功率谱对比图

Fig. 5 Comparison of acceleration power spectrum at typical depths

结构体系各层水平位移最大值随高度变化情况如图8所示。由图可见,各层水平位移最大值随高度变化呈现逐渐增大的特征,且曲线变化无明显突变拐点,结构体系水平位移最大值幅值为 3.37 cm 。图9所示为结构体系各层层间位移角最

大值随高度变化情况。从图中可以看出,结构体系各层层间位移角最大值幅值为 $1/1\ 350$ ($< 1/800$),处于地上第13层,各层时程最大层间位移角均满足规范要求,在地下第1~2层、地上1~2层、8~9层、11层和13层层间位置具有质量刚度以及结构布局突变,存在层间位移角沿高度的变化拐点,但变化趋势不大,均满足规范要求。

地下结构垂直地震作用方向两侧边墙侧向土压力最大值随深度变化情况如图10所示。由图可

见,在0~15 m深度范围,地下结构两侧边墙侧向土压力最大值随深度基本呈现逐渐增大的特征,最大幅值水平为119.43 kPa。因接近基底一定深度范围内土压力侧向变形较大,对应位置的连续墙对侧向土体约束作用也相对较弱,因此,在大于15 m深度范围内,侧向动土压力最大值存在小范围幅值调整。1 m和3 m深度特征点处边墙侧向土压力时程变化如图11所示。由图可见,在地下连续墙两侧1 m处动土压力时程内均存在0幅值时刻,

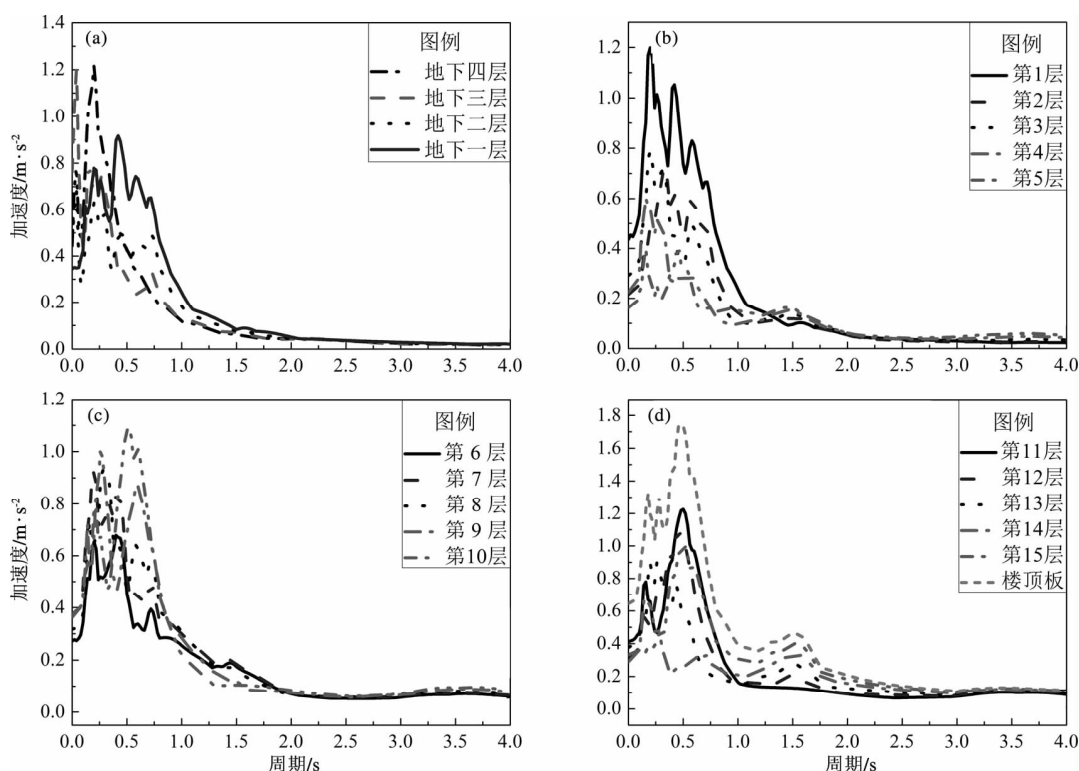


图6 各楼层加速度反应谱对比图

Fig. 6 Comparisons of acceleration response spectrum of each floor

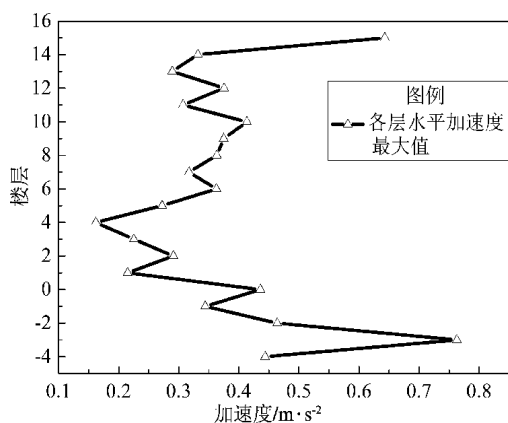


图7 结构体系各层加速度最大值随高度变化
Fig. 7 Maximum acceleration of each floor of the structure varied with the height

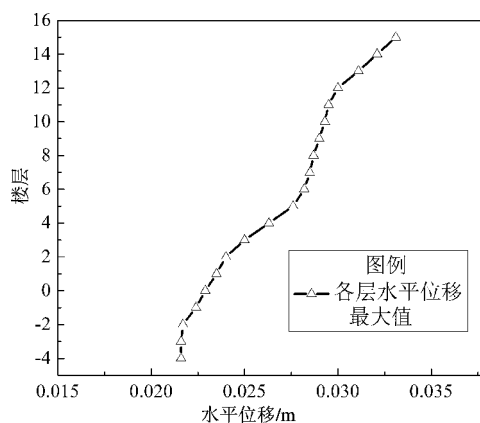


图8 结构体系各层水平位移最大值随高度变化
Fig. 8 Maximum horizontal displacement of each floor of the structure varied with the height

而 3 m 深度特征点处动土压力时程内始终为正。这说明该结构体系两侧地基土与地下连续墙相互作用在 0~3 m 的浅层深度范围内会发生接触脱空行为。从图中还可以看出, 1 m 左右深度两侧特征点处的初始土压力极值分别为 6 997 Pa 和 3 678 Pa,

这是由于结构非对称性而引起的地基浅层深度范围内的同深度初始土压力差异。不同地, 3 m 左右深度处两侧特征点初始动土压力差异不再明显, 即结构非对称性对地基初始侧向应力分布扰动主要集中在 3 m 以内的浅层覆土范围内。

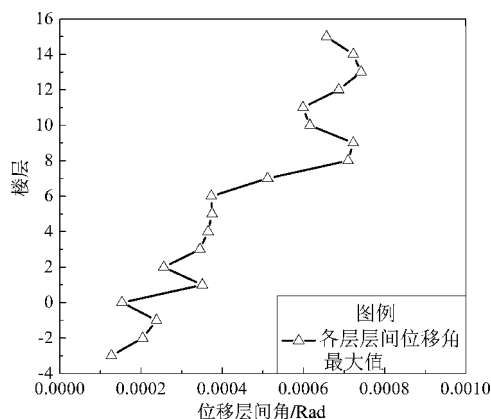


图 9 结构体系各层层间位移角最大值随高度变化
Fig. 9 Maximum story drift of each floor of the structure varied with the height

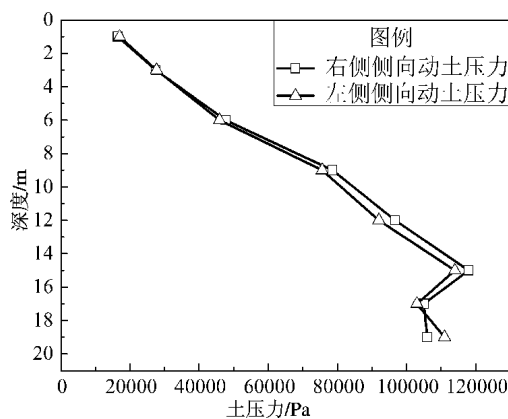


图 10 两侧边墙侧向动土压力最大值随深度变化图
Fig. 10 Maximum lateral dynamic earth pressure in both side of side walls varied with the depth

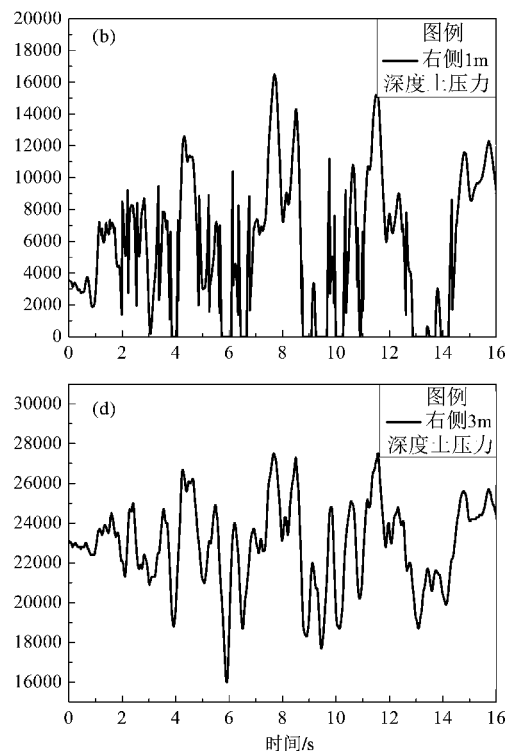
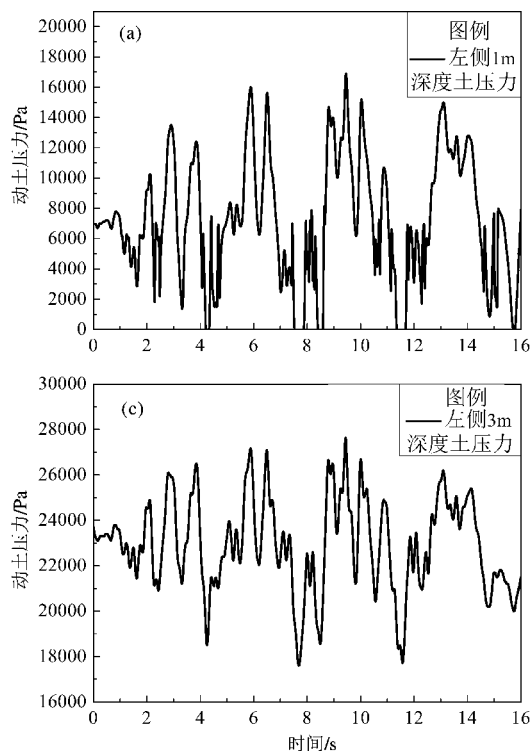


图 11 1 m、3 m 深度特征点处边墙侧向土压力时程变化图
Fig. 11 Time histories of lateral earth pressure of sidewall at 1 m and 3 m depths

3 结论

基于具体深圳老街地铁车站结构工程背景,

通过建立大型三维复杂上部结构-地下结构-地基完全相互作用体系动力有限元数值模型, 计算分析结果表明:

(1) 因考虑了地基相互作用的影响, 地震波

由基岩传递到地表,地表输出加速度反应谱幅值变大,卓越周期平台变宽,谱极值对应周期变长,场地地基土层将地震动高频成分过滤的滤波放大效应显著。地下结构部分因埋置作用,外围地基对地下结构沿墙面法向存在附加地震动额外输入,其对地下结构加速度反应谱幅值和卓越平台特征存在显著影响。

(2) 该结构具有质量刚度以及结构布局突变位置,存在时程内加速度和层间位移角极值沿高度的变化拐点,但变化趋势不大。其中最大层间位移角幅值为 $1/1\ 350$ ($<1/800$),处于地上第13层,满足规范要求。

(3) 地基土与地下连续墙动力相互作用会在浅层深度范围内发生局部接触脱空现象。因地上结构非对称性,可引起地基浅层范围内同深度初始土压力较大幅值差异。虽然地下连续墙侧向动土压力随着深度基本呈现逐渐增大的特征,但在基底深度附近存在小范围幅值调整。

参考文献:

- 陈国兴. 2007. 岩土地震工程学[M]. 北京: 科学出版社.
- 崔春义, 孟坤, 程学磊等. 2016. 基于 ADINA 的桩土相互作用分析[J]. 地震研究, 39(1): 96–100.
- 戴启权, 钱德玲, 张泽涵等. 2015. 液化场地超高层建筑群桩基础动力响应试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, (12): 2572–2579.
- 蒋玉敏, 钱德玲, 张泽涵等. 2016. 框架-核心筒结构与地基基础动

- 力相互作用振动台试验研究[J]. 建筑结构学报, 37(2): 34–40.
- 李录贤, 国松直, 王爱琴. 2007. 无限元方法与应用[J]. 力学进展, 37(2): 161–174.
- 谢洪阳, 龚文惠, 王元汉. 2007. 粘弹性三维点辐射无限元[J]. 华中科技大学学报, 35(4): 110–112.
- 周凯, 李明瑞, 焦素娟. 2015. 基于耦合动力学模型的围岩-支架相互作用分析[J]. 煤炭学报, 40(11): 2534–2539.
- 朱秀云, 潘蓉, 辛国臣等. 2016. 基于不同场地动力数值模型的核电站泵房结构地震作用对比分析[J]. 振动与冲击, 35(1): 160–173.
- Chaudhary M, Abe M, Fujino Y. 2001. Identification of soil-structure interaction effect in base-isolated bridges from earthquake records[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 21(8): 713–725.
- Hibbitt, Karlsson, Sorensen. 2013. ABAQUS Theory Manual[M]. Pawtucket, USA: Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc.
- Makris N, Gazetas G, Delis E. 1996. Dynamic soil-pile-foundation-structure interaction: records and predictions[J]. Geotechnique, 46(1): 33–50.
- Saadeghvaziri M A, Yazdani-Motlagh A R, Rashidi S. 2000. Effects of soil-structure interaction on longitudinal seismic response of MSSS bridges[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 20(1–4): 231–242.
- Wolf J P, Song C. 2002. Some cornerstones of dynamic soil-structure interaction[J]. Engineering Structures, 24(1): 13–28.
- Zheng J, Takeda T. 1995. Effects of soil-structure interaction on seismic response of PC cable-stayed bridge[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 14(6): 427–437.

Three Dimensional Seismic Dynamic Response Analysis on Entire Interaction System of Shenzhen – Laojie Subway Station

CUI Chunyi^{1,2}, MENG Kun¹, CHENG Xuelei¹, YANG Gang¹, ZHAO Huijie

(1. Institute of Road and Bridge Engineering, Dalian Maritime University, Dalian 116026, Liaoning, China)

(2. School of Civil Engineering, Beijing University of Technology, Beijing 100124, China)

Abstract

For the aim to investigate the dynamic response of the interaction system of the complicated high-rise building, we described the interface contact characteristics and dynamic boundary by penalty function method and infinite element regarding to specific engineering background. On the basis of it, we established the three dimensional numerical FEM model of the entire interaction system with superstructure-substructure-subsoil of Shenzhen-Laojie subway station. Considering the influence of site soil layer on the inputting ground motion of the bedrock, we analyzed the variation law of soil pressure of the diaphragm wall panel trench and structural dynamic response characteristics, and evaluated the seismic performance of the entire interaction system of Shenzhen-Laojie subway station, which can provide reference to engineering design and practice.

Key words: subsoil; time-history analysis; horizontal seismic action; dynamic response; numerical analysis