

丁德云,赵继.城市轨道交通大型地下空间结构抗震性能分析[J].地震工程学报,2017,39(增刊):224-231.doi:10.3969/j.issn.1000-0844.2017.增刊.224

DING Deyun,ZHAO Ji.Seismic Performance Analysis of Large Underground Urban Rail Transit Structures [J].China Earthquake Engineering Journal,2017,39(Supp.):224-231.doi:10.3969/j.issn.1000-0844.2017.Supp.224

城市轨道交通大型地下空间结构抗震性能分析^①

丁德云¹, 赵 继²

(1.北京九州一轨隔振技术有限公司,北京 100070; 2.北京城建设计发展集团股份有限公司,北京 100037)

摘要:以某城市轨道交通大型地下空间结构工程为背景,研究和分析大型地下空间结构在设防地震和罕遇地震作用下的结构抗震性能。利用 MIDAS/GTS 大型有限元程序建立三维动力模型,采用时程分析法,获得了结构的变形和内力响应,分析了结构的层间位移差、层间位移角和结构静动力特性。基于场地条件下的大型地下空间结构,在设防地震下顶底板处层间位移差最大值为 12.00 mm,位移角最大值为 $1/2083 < 1/550$;在罕遇地震下顶底板处层间位移差最大值为 21.82 mm,位移角最大值为 $1/1145 < 1/250$,总体上满足结构变形要求。研究表明:对于大型地下空间结构,在进行结构设计时,除了静力计算工况,应综合考虑抗震工况,开展三维动力时程分析,以便全面掌握其抗震性能;在地震作用下,结构顶板、侧墙和底板等某些部位的内力值较静力计算工况大;大型地下空间主体结构开口处为薄弱环节,应在设计中进行相关加固措施考虑。

关键词:城市轨道交通;大型地下空间结构;抗震性能;三维时程分析;层间位移角

中图分类号: TU91

文献标志码: A

文章编号: 1000-0844(2017)增刊-0224-08

DOI: 10.3969/j.issn.1000-0844.2017.Supp.0224

Seismic Performance Analysis of Large Underground Urban Rail Transit Structures

DING Deyun¹, ZHAO Ji²

(1. Beijing Jiuzhouyigui Shock & Vibration Isolation Technology Co., Ltd., Beijing 100070, China;

2. Beijing Urban Construction Design & Development Group Co., Ltd., Beijing 100037, China)

Abstract: With the rapid development of urban rail transit in China, a number of large underground structures have been built and have drawn growing concern regarding the adequacy of their earthquake resistance. Approaching large underground structures from the engineering perspective, in this paper, we investigate the seismic characteristics of large underground structures with respect to their design in response to high-level earthquake activity. First, we established three-dimensional dynamic models using the finite element program MIDAS/GTS. Using the time history analysis method, we obtained the deformation and internal forces responses of a large underground structure. We analyzed the relative displacements and drift angles of the floors of this structure and compared the mechanical properties of the main structural components under

① 收稿日期:2016-07-05

基金项目:北京市科学技术委员会科技新星计划(Z161100004916054);北京城建设计发展集团科技创新计划(2015-18)

作者简介:丁德云,男,博士,高级工程师,主要从事城市轨道交通工程设计、抗震及运营环境影响研究。

E-mail:dyding2301@163.com。

earthquake and non-earthquake conditions. Our research results show that, during the design phase, the seismic performance of large underground urban rail transit structures should be analyzed. We recommend that designers undertake three-dimensional dynamic time history analyses to more fully understand future seismic performance. Under earthquake loads, the internal forces at some parts of the top plates, base plates, and side walls are greater than those in static conditions. The openings of the main structure of large underground spaces are inherently weak, so appropriate reinforcement measures should be considered during the design process.

Key words: urban rail transit; large underground space structure; seismic performance; three-dimensional time history analysis; story drift angle

0 引言

城市轨道交通工程作为城市生命线工程的重要组成部分,自 2008 年汶川地震后,其抗震性能问题越来越受到关注。特别是在住建部发布建质[2011]13 号文件《市政公用设施抗震设防专项论证技术要点(地下工程篇)》发布后,越来越重视地下结构的抗震性能分析与验算。城市轨道交通相关的抗震设计规范陆续实施^[1-4],诸如上海地标 DG/TJ08-2064-2009、北京地标 DB11/995-2013 和国标 GB50909-2014 等,对于地下结构的抗震设计具有整体和方向性的指导意义。由于我国地下结构抗震设计起步比较晚,相关理论技术研究相对落后^[5-9]。

随着国内城市轨道交通的快速建设,越来越多的大型地下结构随之出现,诸如双线或三线换乘车站、与之相连的地下空间的一体化开发等。鉴于我国是个地震多发的国家,大型地下结构多数位于高烈度区域,其抗震问题日益受到高度重视^[10-15]。在城市轨道交通工程的设计中,地下结构的抗震性能验算是必不可少的一项工作^[4],而目前国内对于大型地下空间结构抗震性能的研究和工程设计经验甚少。

本文以某城市轨道交通大型地下空间结构工程为背景,建立三维空间有限元模型,采用时程分析方法,研究和分析大型地下结构在设防地震和罕遇地震作用下的结构抗震性能,以期为大型地下空间结构的抗震性能设计提供参考。

1 工程概况

1.1 结构概况

某城市轨道交通大型地下空间结构工程主要包括地铁 1 号线车站、2 号线车站、街道下穿隧道以及环岛内的地下空间结构,单层建筑面积为 4.8 万 m²。整个结构为地下三层结构,其中地下三层作为 2 号线车站站台层和地下停车场,地下二层作为 1 号线站台层、街道下穿隧道以及地下停车场,地下一层结构作

为 1 号线站厅层和地下商业开发。1 号线和 2 号线在平面上呈“T”型换乘。地下一层顶板上有 4 处开口设置下沉广场(图 1)。车站的覆土平均厚度为 3 m。地下空间结构形式采用箱型框架结构,大量的纵横梁和中柱构成庞大的结构体系,基础型式采用桩筏基础。顶梁的尺寸主要为 1 300 mm×1 700 mm,底梁的尺寸主要为 2 200 mm×2 200 mm,中梁的尺寸主要为 900 mm×900 mm,中柱的主要尺寸为 $\Phi 1\ 000$ 和 $\Phi 1\ 200$ mm,桩的直径为 $\Phi 2\ 000$ mm,桩长 30 m。地下空间顶板厚度为 700 mm,中楼板厚度为 400 mm,底板厚度主要为 1 100 mm,详细尺寸见图 1。

1.2 工程地质

地下空间结构工程场地地层主要由人工堆积杂填土(Q^{4ml})、粉质粘土(Q^{2al+pl})、全风化泥岩(K)和强风化泥岩(K)组成,见图 2。结构底板主要位于强风化泥岩中。

1.3 场地地震动参数

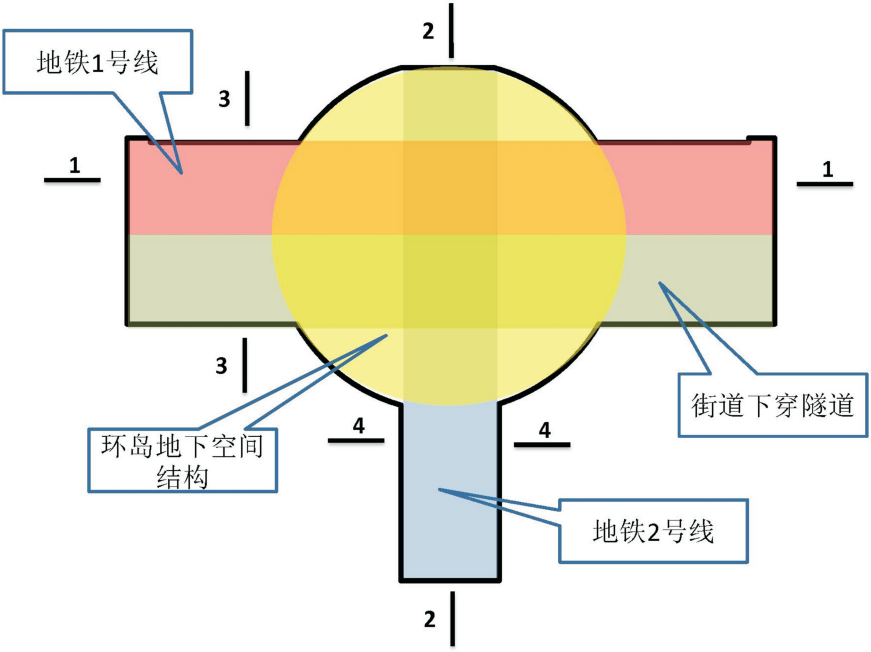
地下空间结构工程场地土类型为中软土,场地类别 II 类,抗震设防烈度为 VII 度,设计基本地震加速度值为 0.10g,设计地震分组第一组,反应谱特征周期为 0.35 s。场地不存在液化土层,故不考虑液化对工程的影响。

2 三维有限元动力模型

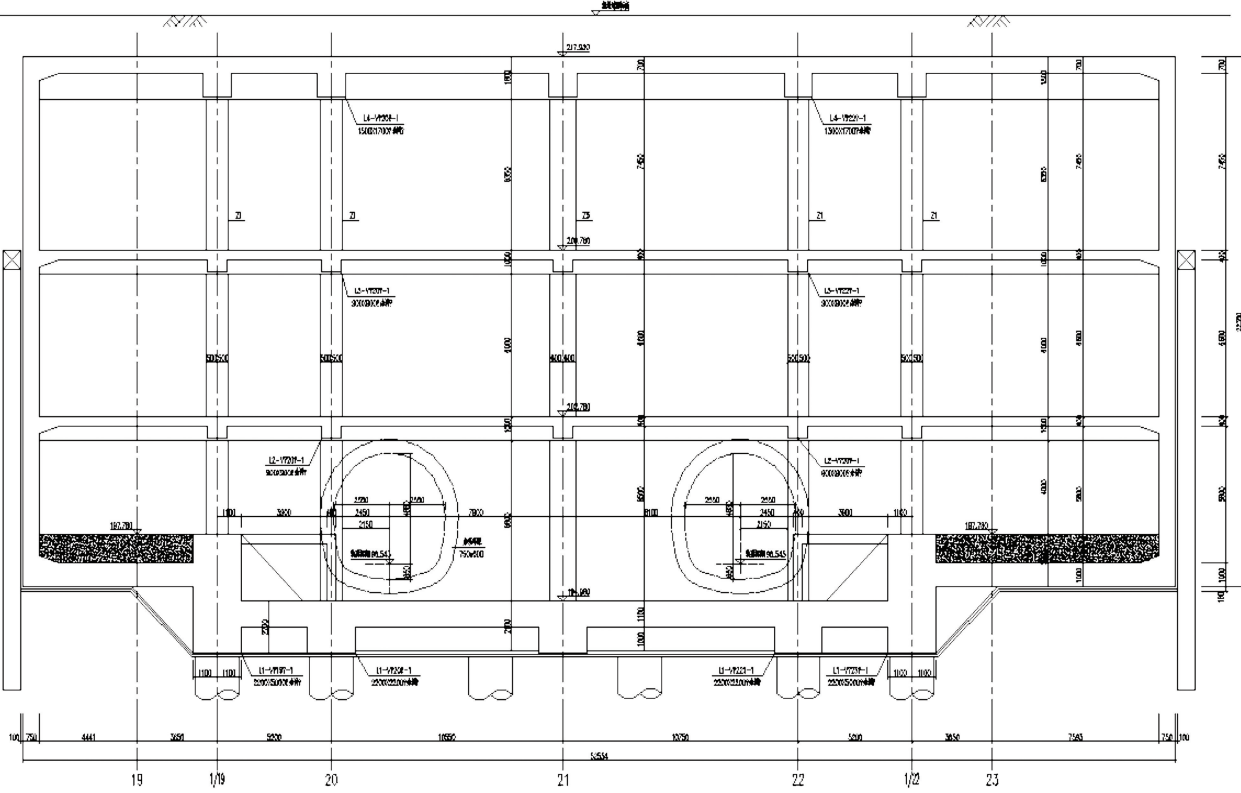
采用 MIDAS/GTSNX 软件进行三维数值模拟分析,探讨地下空间结构地震响应特性。

2.1 模型与参数

根据分析需要,模型的尺寸 $X \times Y \times Z = 630\text{ m} \times 550\text{ m} \times 110\text{ m}$,模型节点数 108 000 个,单元数 510 000 个(图 3)。模型中,土体从地表往下分成 4 层,采用四面体单元模拟,地层为成层水平分布,土体物理力学参数见表 1。车站主体均采用板单元模拟,车站梁、柱和桩均采用梁单元模拟,参数见表 2。在模型中,上边界为自由地表,侧面限制水平移动,



(a) 平面总图



(b) 4-4剖面

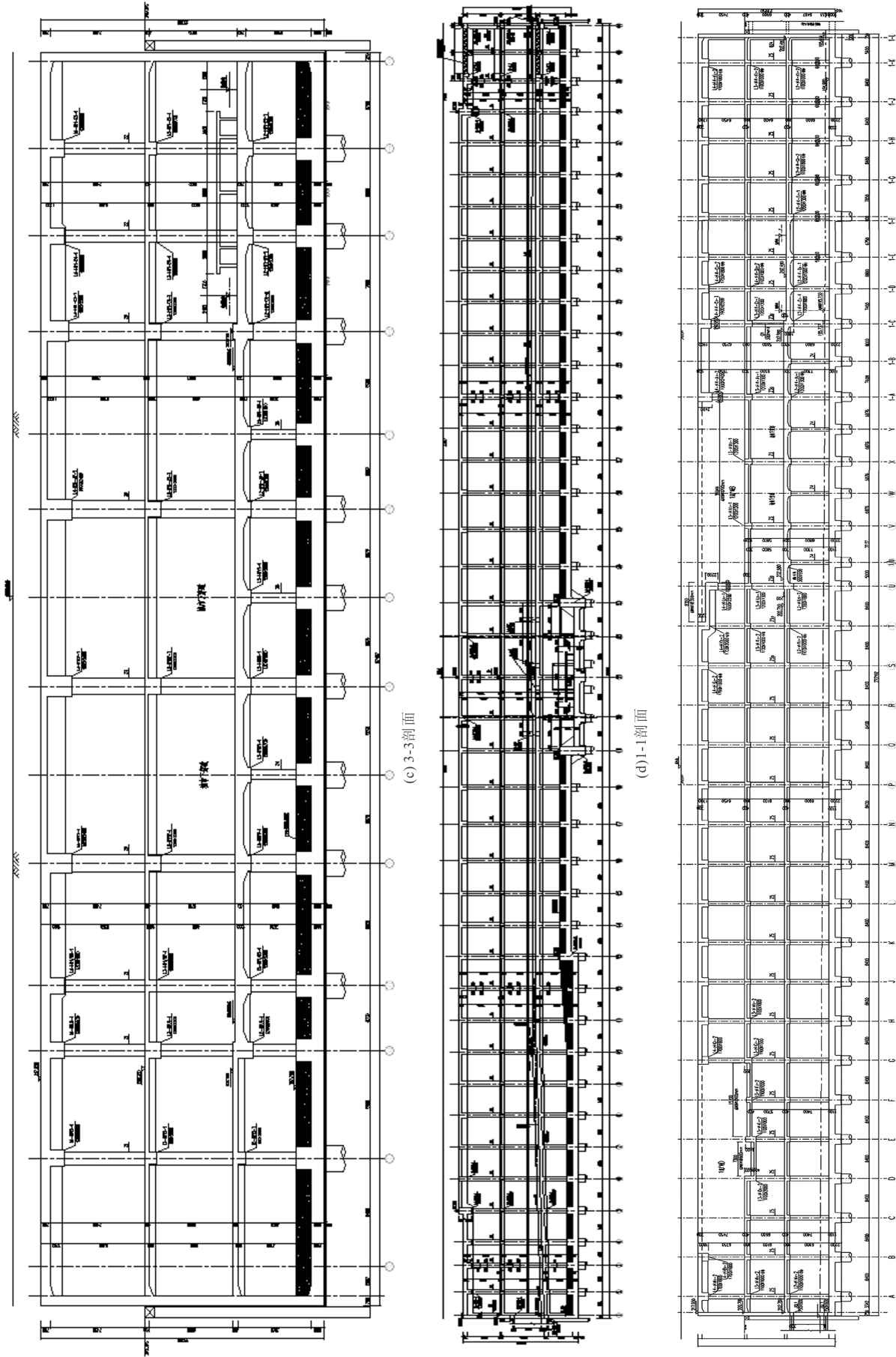


图1 地下空间结构平面和剖面图

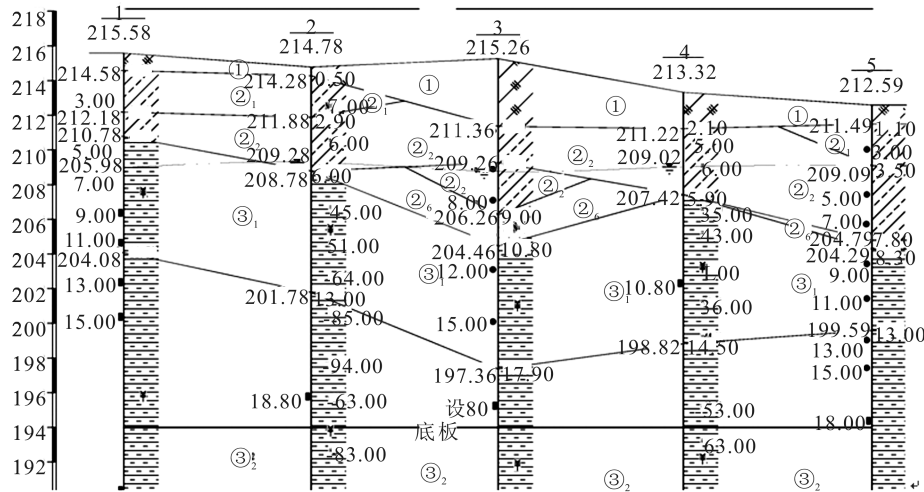


图 2 地质剖面图

底部限制垂直移动。

2.2 边界处理

为避免应力波在模型边界上发生发射而使结果失真,在三维模型中采用人工边界来进行处理。粘

弹性人工边界可以方便地与有限元法结合使用,只需在有限元模型中人工边界节点的法向和切向分别设置弹簧元件和阻尼元件^[16-18]。根据式(1)~(4)计算弹簧系数和单位面积阻尼系数:

表 1 地层及边界参数

地层	厚度 <i>d</i> /m	动弹性模量/ <i>E_d</i> /MPa	容重 <i>γ</i> / (kN·m ⁻³)	动泊松 比 <i>ν</i>	剪切波波速 <i>V_s</i> /(m·s ⁻¹)	压缩波波速 <i>V₀</i> /(m·s ⁻¹)	弹簧系数(kN·m ⁻³)			单位面积阻尼系数/(kN·s/m ⁻¹)	
							<i>k_h</i> (<i>X</i>)	<i>k_h</i> (<i>Y</i>)	<i>k_v</i> (<i>Z</i>)	<i>c_v</i>	<i>c_s</i>
1	3.9	80	19.5	0.35	122	254	6 089	5 786	—	505	243
2	6.9	60	19.2	0.38	105	240	3 687	3 504	—	469	206
3	7.1	500	20.9	0.28	303	548	30 397	28 888	—	1 167	645
4	92.1	650	21.1	0.27	345	615	15 115	14 364	7 349	1 322	742

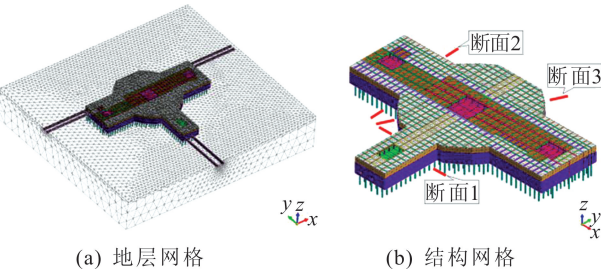


图 3 三维有限元模型

表 2 结构物理力学参数

结构类型	弹簧模量 <i>E</i> /MPa	泊松比 <i>ν</i>	容重 <i>γ</i> /(kN·m ⁻³)
梁、板、墙	32 500	0.2	25
柱	34 500	0.2	25
桩	31 500	0.2	25

竖向弹簧系数: $k_v=\frac{1}{30}\alpha E\left(\frac{\sqrt{A_v}}{30}\right)^{-3/4}$

(1)

水平弹簧系数: $k_h=\frac{1}{30}\alpha E\left(\frac{\sqrt{A_h}}{30}\right)^{-3/4}$

(2)

压缩波阻尼系数: $C_P=\rho\sqrt{\frac{\lambda+2G}{\rho}}A=c_P A$

(3)

剪切波阻尼系数: $C_s=\rho\sqrt{\frac{G}{\rho}}A=c_s A$

(4)

式中: α 为系数,一般取 $\alpha=1$; E 为介质弹性模量; A_v 、 A_h 分别为介质边界竖向和水平方向的截面积; C_P 、 C_s 分别为阻尼系数; ρ 为介质密度; λ 为 Lamé 系数; G 为介质剪切模量; c_P 、 c_s 分别为压缩波、剪切波单位面积阻尼系数; A 为人工边界节点代表的面积。

表 1 中给出了模型中的弹簧系数和单位面积阻尼系数。

2.3 阻尼特性

Rayleigh 阻尼是广泛采用的一种正交阻尼,其数学表达式为:

$C=aM+\beta K$

(5)

式中: C 、 M 和 K 分别为体系的阻尼矩阵、质量矩阵和刚度矩阵; α 和 β 为阻尼常数。

根据振型正交条件,阻尼常数 α 和 β 与各阶振

型阻尼比 ζ_k 之间的关系如下:

$$\zeta_k = \frac{\alpha}{4\pi f_k} + \beta\pi f_k (k = 1, 2, \cdots, n) \tag{6}$$

式中: f_k 分别为第 k 阶模态的固有频率。

对于粉质黏土,其阻尼比一般不超过 0.05,而卵石的阻尼比一般为 0.01~0.03。在模型中,选择所关心的最小频率 1 Hz 和最大频率 15 Hz 方式下的阻尼比均为 0.04,利用公式(6)求得阻尼常数 $\alpha = 4.71\text{E}-01$ 和 $\beta = 7.96\text{E}-04$ 。

2.4 荷载及求解

在模型中,时程动力方程可表达为:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{u}(t) = \mathbf{f}_i \tag{7}$$

式中: $\mathbf{M}$ 、 $\mathbf{C}$ 和 $\mathbf{K}$ 分别为体系的质量矩阵、阻尼矩阵和刚度矩阵; $\ddot{\mathbf{u}}(t)$ 、 $\dot{\mathbf{u}}(t)$ 和 $\mathbf{u}(t)$ 分别为加速度向量、速度向量和位移向量; $\mathbf{f}_i$ 为地震荷载。

选取 E2 和 E3 地震作用下各 3 组人工模拟地震波作为模型地震荷载(图 4)。针对每组地震波,加载主方向为 X 轴、Y 轴和与 X 轴逆时针呈 45°(简称 45°)三个方向,共 18 种荷载计算工况。考虑三向同时输入,水平主向/水平次向/竖向的比值为 1.00:0.85:0.70。

在 MIDAS/GTS 中,采用 Newmark- β 法的平均常加速度进行求解。积分时间步长 0.02 s,计算的总时间取为 30 s。

3 结构变形响应分析

3.1 结构水平位移

当地震波沿 X 轴方向施加时,E2 和 E3 地震作用下地下空间结构水平位移最大值分别为 51.63 mm 和 94.08 mm(图 5),变形最大位置发生在 6 号线车站部分下沉广场附近的侧墙顶部位置。

当地震波沿 Y 轴方向施加时,E2 和 E3 地震作用下地下空间结构水平位移最大值分别为 53.07 mm 和 98.48 mm(图 6),变形最大位置发生在环岛空间地下一层顶板的下沉广场位置及 1 号线车站与环岛空间的连接部分的侧墙顶部位置。

当地震波沿 X 轴呈 45°角方向施加时,E2 和 E3 地震作用下地下空间结构水平位移最大值分别为 49.93 mm 和 99.49 mm(图 7),变形最大位置发生在环岛空间 45°及 225°方向的侧墙顶部位置。

3.2 层间位移差(角)

表 3 给出了各个荷载工况下,地下空间结构的 3 个典型断面(图 3)上顶板与底板位移差和位移角统计值。由表可知:(1)E2 地震作用下,最大顶底板

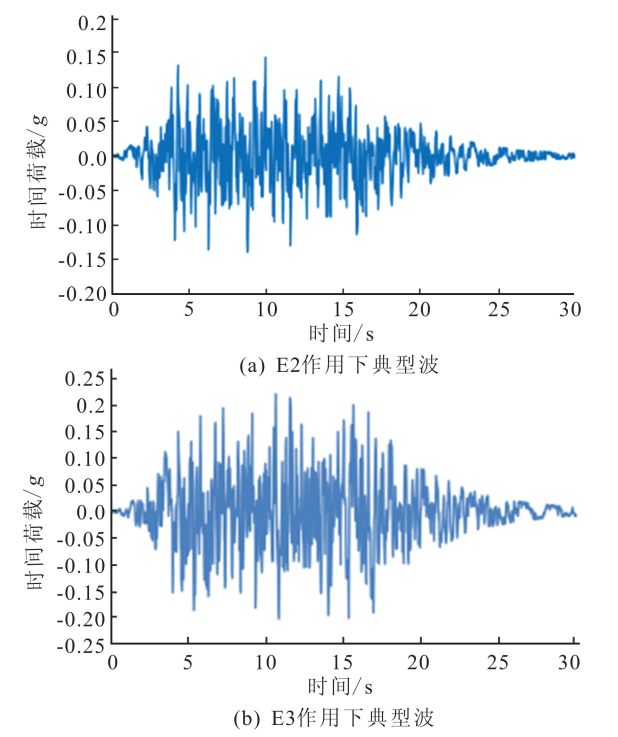


图 4 人工模拟地震波

位移差出现在 Y 方向,其值为 12.00 mm,位移角最大值为 1/2083;(2)E3 地震作用下,最大顶底板位移差也出现在 Y 方向,其值为 21.82 mm,位移角最大值为 1/1145。

表 3 顶板与底板层间位移差及位移角统计

荷载类型	荷载方向	时程荷载			最大值 /mm	层间位移角/(°)
		荷载 1/4	荷载 2/5	荷载 3/6		
E2 地震作用	X 方向	8.40	7.81	7.61	8.40	1/2976
	Y 方向	11.3	12.00	11.56	12.00	1/2083
	45°方向	9.57	8.92	9.67	9.67	1/2585
E3 地震作用	X 方向	14.23	14.46	14.03	14.46	1/1728
	Y 方向	20.35	19.42	21.82	21.82	1/1145
	45°方向	16.32	16.40	16.70	16.70	1/1497

说明:荷载 1、2、3 为 E2 地震作用;荷载 4、5、6 为 E3 地震作用

4 结构内力分析

4.1 结构顶底板与侧墙内力

根据相关资料,地下结构一般不提取 E3 作用下结构内力^[4]。选取整个结构顶板和底板边支座、跨中、中支座,侧墙的上支座、跨中和下支座等部位进行 E2 作用下内力提取。表 4 给出了在地震荷载 E2 作用下,结构顶底板与侧墙内力最大值的统计值,同时给出了设计文件中的静力荷载工况的结构内力最大值。从表中可知:相对于静力分析法,时程分析法获得的地震动内力在结构顶板边支座、顶板中支座、侧墙下支座和底板跨中等部位的值较大。

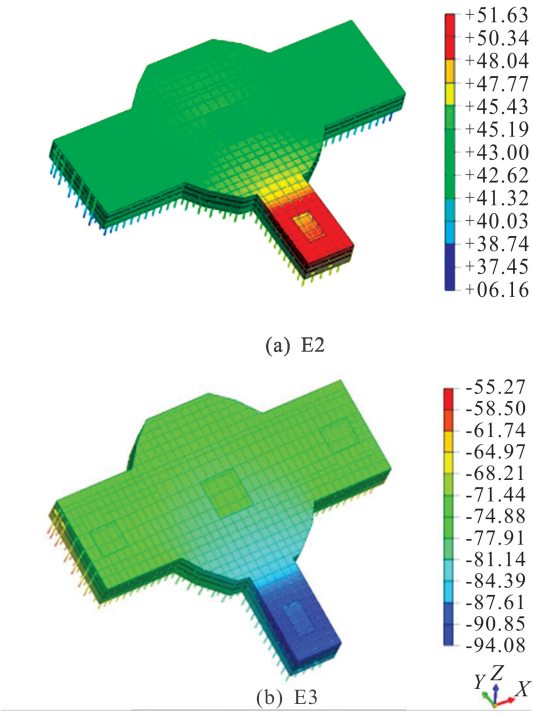


图 5 X 方向加载下结构水平位移

发生在环岛下沉广场处,最大弯矩内力为 $307\text{ kN}\cdot\text{m}$;主体与区间隧道连接处内力最大值发生在地铁 2 号线车站端墙洞口处,最大弯矩内力为 $2\,454\text{ kN}\cdot\text{m}$ 。

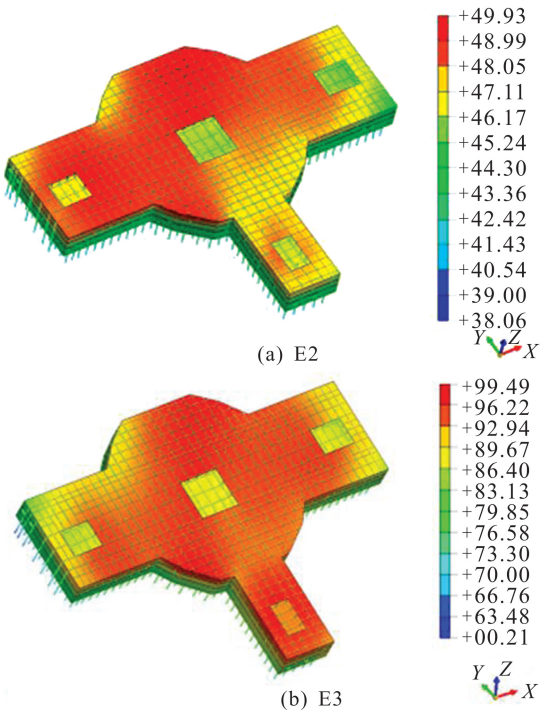


图 7 45°方向加载下结构水平位移

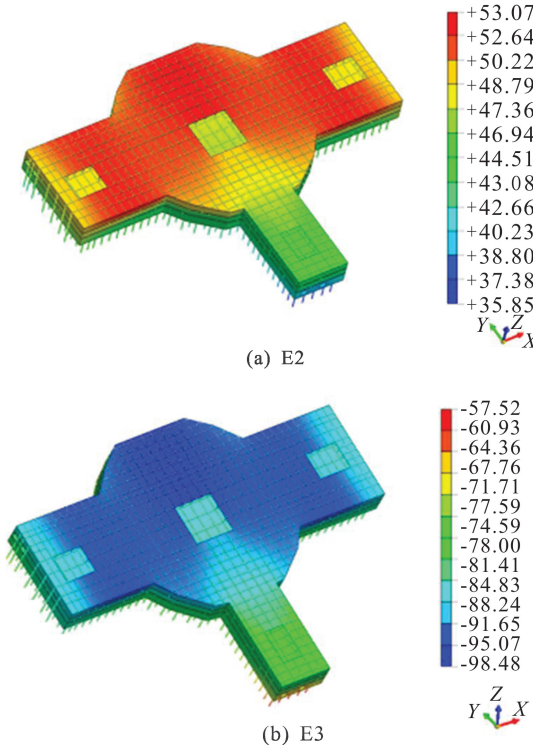


图 6 Y 方向加载下结构水平位移

4.2 开洞薄弱处内力

在地震作用下,主体结构开洞位置一般被视为受力薄弱处。提取下沉广场洞口、主体与区间隧道等处的内力,见图 8。下沉广场洞口处内力最大值

表 4 结构顶底板与侧墙内力最大值统计				
序号	截面位置	内力	静力分析法	时程分析法(E2)
1	顶板边支座	$M/(\text{kN}\cdot\text{m})$	-613	-872
2	顶板跨中	$M/(\text{kN}\cdot\text{m})$	428	313
3	顶板中支座	$M/(\text{kN}\cdot\text{m})$	-610	-621
4	侧墙上支座	$M/(\text{kN}\cdot\text{m})$	-664	519
5	侧墙跨中	$N/(\text{kN})$	-597	-673
		$M/(\text{kN}\cdot\text{m})$	724	461
6	侧墙下支座	N/kN	-958	-743
		$M/(\text{kN}\cdot\text{m})$	-1\,534	-1\,591
7	底板边支座	N/kN	-1\,417	-622
8	底板跨中	$M/(\text{kN}\cdot\text{m})$	-1\,594	-1\,359
9	底板中支座	$M(\text{kN}\cdot\text{m})$	630	639
		$M/(\text{kN}\cdot\text{m})$	-1\,145	-1010

说明: M 为弯矩; N 为轴力,静力分析法结果来自设计文件

4.3 中柱内力

分析 E2 作用下中柱轴力云图,发现中柱最大轴力位置发生下沉广场洞口边缘、车站与环岛连接处。对中柱最大轴力、轴压比、最大剪力和最大抗剪承载力进行统计与计算,见表 5。由表可知,钢筋混凝土框架柱最大轴力为 $22\,703\text{ kN}$,轴压比为 0.51,最大剪力为 $1\,188\text{ kN}$ 小于最大抗剪承载力 $2\,663\text{ kN}$ 。

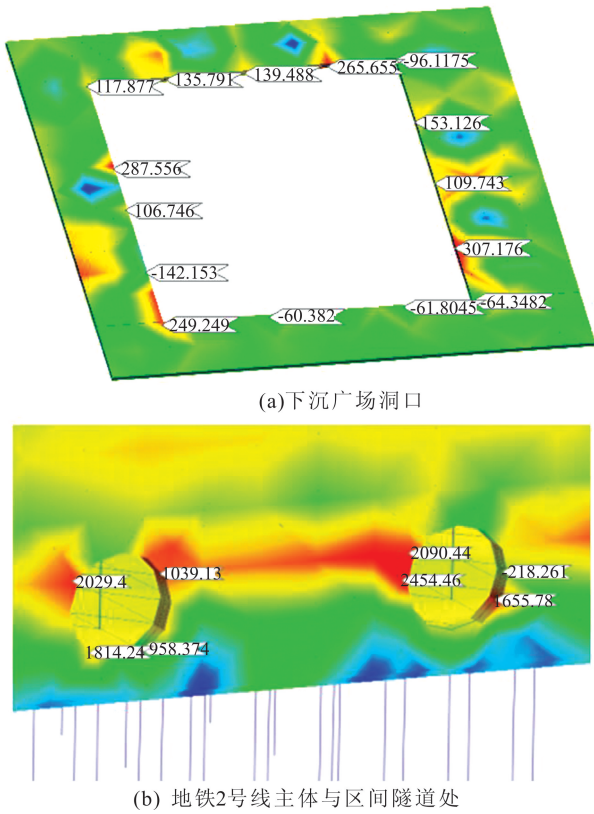


图 8 开洞薄弱处弯矩

表 5 中柱内力

荷载工 况(E2)	最大轴 力/kN	轴压比 /(—)	最大剪 力/kN	最大抗剪承 载力/kN
1	22 392	0.49	1 015	
2	22 703	0.51	1 188	
3	21 865	0.48	814	
4	22 599	0.50	1 036	
5	22 579	0.50	1 157	2 663
6	22 073	0.48	925	
7	20 775	0.46	1 008	
8	20 761	0.46	1 141	
9	20 701	0.46	734	

5 结论

- (1) 基于场地条件下的大型地下空间结构,在设防地震下顶底板处层间位移差最大值为 12.00 mm,位移角最大值为 $1/2083<1/550$;在罕遇地震下顶底板处层间位移差最大值为 21.82 mm,位移角最大值为 $1/1\,145<1/250$,总体上满足结构变形要求。
- (2) 大型地下空间结构在设防地震作用下,结构内力在顶板边支座、顶板中支座、侧墙下支座和底板跨中等部位的值较静力计算工况大。
- (3) 建议对于大型地下空间结构结构设计时,

除了静力计算工况,应综合考虑抗震工况,需开展三维动力时程分析,以便全面掌握其抗震性能;同时应在设计中对开口处采取加固措施。

参考文献

[1] 同济大学,上海申通轨道交通研究咨询有限公司.DG/TJ08-2064-2009,地下铁道建筑结构抗震设计规范[S].上海:上海市建筑建材业市场管理总站,2009.

[2] 北京城建设计研究总院有限责任公司.DB11/995-2013,城市轨道交通工程设计规范[S].北京:北京市质量技术监督局,北京市规划委员会,2013.

[3] 中华人民共和国住房和城乡建设部.GB50157-2013,地铁设计规范[S].北京:中国建筑工业出版社,2013.

[4] 中华人民共和国住房和城乡建设部.GB50909-2014,城市轨道交通结构抗震设计规范[S].北京:中国计划出版社,2014.

[5] 川岛一彦.地下构筑物的耐震设计[M].日本:鹿岛出版社,1994.

[6] Kiyomiya O. Earthquake-resistant Design Features of Immersed Tunnels in Japan[J]. Tunneling and Underground Space Technology,1995,10(4):463-475.

[7] Hashash Y M A, Hook J J, Schmidt B, et al. Seismic Design and Analysis of Underground Structures[J]. Tunneling and Underground Space Technology,2001,16(4):247-293.

[8] 孙绍平,韩阳.生命线地震工程研究述评[J].土木工程学报,2003,36(5):97-104.

[9] 边金,陶连金,张印涛,等.地下结构抗震设计方法的比较与分析[J].现代隧道技术,2008,45(6):50-55.

[10] 宋林,孟昭博,吴敏哲,等.双层岛式地铁车站结构地震反应分析[J].世界地震工程,2010,26(2):187-192.

[11] DING De-yun, WANG Wei-feng, HUANG Mei-qun, et al. Time-history Analysis of Seismic Performance of Metro Station by Top-down Boring with Cast-in-situ Arch[J]. Applied Mechanics and Materials,2013, Vols.256-259:2216-2221.

[12] 李英民,王璐,刘阳冰,等.地下结构抗震计算地基弹簧系数取值方法研究[J].地震工程与工程振动,2012,32(1):106-113.

[13] 刘晶波,王文晖,张小波,等.地下结构横断面地震反应分析的反应位移法研究[J].岩石力学与工程学报,2013,32(1):161-167.

[14] 刘蕊,李延涛,杨德健,等.软土地区地铁车站地震响应分析[J].地震工程学报,2014,36(1):16-21.

[15] 丁德云,杨秀仁.反应位移法抗震设计中地基弹簧系数取值的探讨[J].地震工程学报,2016,38(5):685-692.

[16] 刘晶波,李彬.三维黏弹性静-动力统一人工边界[J].中国科学E辑:技术科学,2005,35(9):966-980.

[17] 丁德云.地铁列车振动环境响应低频特征的分析与研究[D].北京:北京交通大学,2010.

[18] 北京迈达斯技术有限公司.MIDAS/GTS技术手册[M].北京:北京迈达斯技术有限公司,2005.