

不同设计方法在复杂地质条件地下车站抗震计算中的对比研究

周丹 邱滢佳 洪亮

长江勘测规划设计研究有限责任公司, 湖北武汉, 430010;

摘要: 为探究不同抗震设计方法在复杂地质条件地下车站抗震计算中的区别及适用性, 本文以深圳地铁 19 号线某地下车站为研究对象, 分别采用拟静力方法(反应位移法)和动力方法(动力时程法)进行抗震计算, 并对两种方法得到的车站内力、层间位移进行对比分析。研究结果表明: 1) 反应位移法计算得到车站负一层及负二层的层间位移角分别为 1/3500 和 1/3027, 均满足规范要求, 车站弯矩最大值在侧墙底部, 数值为 1645.8kN*m; 2) 动力时程法计算得到车站负一层及负二层的层间位移角分别为 1/5167 和 1/3535, 也均满足规范要求, 车站弯矩最大值也出现在侧墙底部, 数值为 1585.2kN*m; 3) 与动力时程法的计算结果相比, 反应位移法在计算车站负一层和负二层层间位移角时, 分别偏大 19.06%和 10.23%。而在计算结构的弯矩响应时, 反应位移法的计算结果也更加保守。

关键词: 地下车站; 拟静力方法; 动力时程; 层间位移角; 数值模拟

DOI:10.69979/3029-2727.24.03.036

引言

地下结构抗震设计分析方法, 从力学特性上可以分为拟静力计算方法和动力反应分析方法(时程分析法)两类^{[1][2]}。动力反应分析法主要适用于结构物形状和地质条件比较复杂时的地下结构抗震反应分析, 它是将地震波按时段进行数值化后, 输入结构体系的震动微分方程, 采用逐步积分法进行结构弹塑性动力反应分析, 计算出结构在整个强震时域中的震动状态全过程。于仲洋等^[3]就采用动力时程的方法分析了相邻地下结构之间动力相互作用, 他们发现周边地下结构的存在对地铁车站地震响应的影响主要集中在结构上部; Farghaly^[4]和李延涛等^[5]也采用动力时程法分析了地铁隧道对 10 层以上邻近框架结构动力响应的影响。很显然, 动力时程法在地下结构抗震分析中具有重要意义。但是在实际的抗震设计过程中, 动力时程法因其计算工作量大, 分析专业性要求高等问题^{[6][7]}, 实际应用有一定难度。

而拟静力法能有效避免因分析问题的复杂性和输入不确定性所带来的误差, 并且符合工程实际, 是目前主要使用的结构抗震设计方法^[8]。目前常用的拟静力法主要包括以下几大类: 自由场变形法^[9]、地震系数法^[10]、土-结构相互作用系数法^[11]、反应位移法^[12]和反应加速度法^[13]。

地震系数法^[10]的计算精度和可靠性在日本阪神大地震后遭受到众多诟病, 目前该方法在发达国家已很少应用于城市轨道交通地下结构的抗震计算; 反应位移法^[12]和反应加速度法^[13]均是基于一维土层地震反应分析, 在地震动作用下, 结构计算变形与实测变形较为吻合, 可以反映土-结构间的相互作用, 其概念清晰, 可以应

用于地铁等地下结构的抗震分析与设计中。在我国, 国家标准《城市轨道交通结构抗震设计规范》已经将上述两种方法纳入, 作为地铁隧道区间和地下车站的推荐抗震计算方法。

动力时程法和拟静力方法在地下结构的抗震设计中已有充足的发展, 但现有的研究中, 这些方法主要应用于单一地层或简单地层中。动力时程法和拟静力方法在复杂地层中地铁车站的抗震研究相对较少。因此, 本文依托深圳地铁 19 号线某复杂地质条件地下车站, 利用有限元数值模拟的方法分别采用反应位移法和时程分析法对车站层间变形和结构弯矩响应进行计算分析, 通过对两种方法计算结果的对比, 探究不同抗震设计方法在复杂地质条件地下车站抗震计算中的区别及适用性。

1 工程概况

深圳地铁 19 号线某地下车站为地下二层岛式站, 车站总长 160m, 有效站台宽度为 10.5m, 标准段宽度 19.6m, 建筑面积 9118.51 m²。车站结构覆土厚度约 3.0~4.3m, 中心里程位置标准段结构总高度 14.84m, 采用盖挖逆作法施工, 见图 1。

车站标准段顶板厚 1000mm, 中板厚 400mm, 底板厚 900mm, 侧墙厚度 700mm; 立柱采用钢管混凝土柱, 截面实行 D800*20, 内填 C50 混凝土。车站从上而下的土(岩)层大概分布为: 1-1-0 素填土、8-2-2 砂质粘性土、11-1-1 全风化花岗岩、11-1-2 强风化花岗岩(土状)、11-1-3 强风化花岗岩(块状)、11-1-4 中风化花岗岩, 车站底板主要位于 11-1-1 全风化花岗岩地层, 详见图 2。

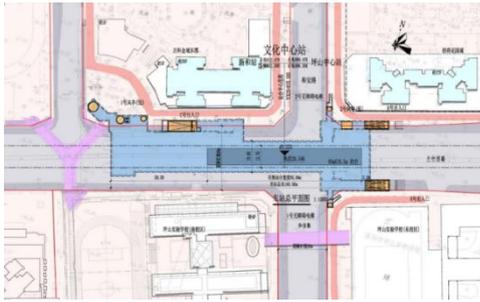


图1 车站站位图

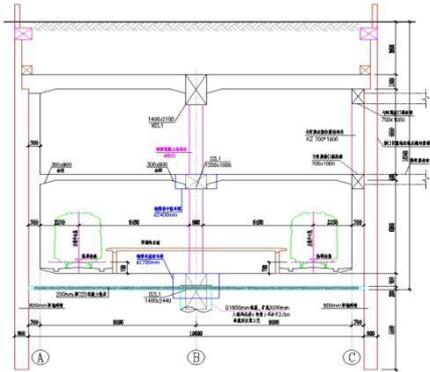


图2 车站标准段剖面图

2 计算模型及荷载

2.1 反应位移法数值模型

2.1.1 模型设置

采用“荷载—结构模型”对车站标准段在设防地震下的动力响应进行分析，地下车站结构采用梁单元模拟，周边地层对结构的支承及与结构的动态相互作用采用地层弹簧模拟。地震荷载以强制位移的等效荷载、水平

惯性力及车站周边剪力的形式施加在结构上，如图3所示。

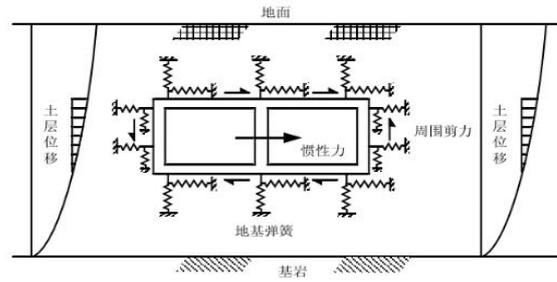


图3 反应位移法示意图

2.1.2 参数选取及荷载计算

1) 强制位移等效荷载计算

表1 地表水平峰值 u_{max} 位移(m)

抗震设防烈度	7度
设防地震 (E2 地震作用)	$0.07 \times 1.0 = 0.07$
罕遇地震 (E3 地震作用)	$0.15 \times 1.0 = 0.15$

根据地震安全评价报告及深圳市抗震设防烈度要求，该地铁车站对应的地表水平峰值位移为0.07m。模型分析中，车站结构负一层为7个单元，负二层划分为7个单元，结构按“等代框架”模型进行地震反应分析。一般情况下，对地下车站结构，应按地面至剪切波速大于500m/s且其下卧各岩土层的剪切波速均不小于500m/s的土层顶面的距离确定基岩面的深度。取结构底板位移为零，其划分单元后弹簧支座点施加的支座位移及相对位移如表2所示。

表2 地震反应相对位移及对结构的作用荷载

节点号	土层名称	深度 Z(m)	水平基床系数 Kh(kN/m)	E2 (超越概率 10%) 地震作用			
				支座位移 u(z) (m)	相对位移 u'(z) (m)	土体位移对结构的等效水平荷载 p(z) (kN/m)	
顶板	1	砂质黏性土	3.50	35000	0.0349	0.0034	117
侧墙	2	砂质黏性土	4.48	35000	0.0348	0.0033	114
	3	砂质黏性土	5.46	35000	0.0346	0.0032	110
	4	砂质黏性土	6.44	35000	0.0345	0.0031	105
	5	砂质黏性土	7.41	35000	0.0343	0.0029	100
	6	砂质黏性土	8.39	35000	0.0342	0.0027	93
	7	砂质黏性土	9.37	35000	0.0340	0.0025	86
	8	砂质黏性土	10.35	35000	0.0337	0.0023	81
	9	砂质黏性土	11.36	35000	0.0335	0.0020	71
	10	砂质黏性土	12.36	35000	0.0332	0.0017	62
	11	砂质黏性土	13.37	35000	0.0329	0.0014	51
	12	花岗岩	14.37	60000	0.0326	0.0011	67

	13	花岗岩	15.38	60000	0.0322	0.0008	46
	14	花岗岩	16.38	60000	0.0318	0.0004	24
底板	15	花岗岩	17.39	60000	0.0314	0.0000	0

2) 周边剪力计算

地层剪切力计算公式如下:

$$\tau_v = \frac{\pi}{4H} \sigma_D u_{\max} \sin\left(\frac{\pi z}{2H}\right)$$

结构顶板位于砂质黏性土 GD=175MPa、底板位于强风化花岗岩岩层, GD=370MPa。

表 3 车站周边剪力计算表

	动剪切模量 Gd(kPa)	E2(超越概率 10%)地震作用	
		剪应变 γ_{xs}	剪应力 τ (kPa)
顶板	175025	0.000083843	15
侧墙			82
底板	370029	0.0004029	149

3) 结构惯性力计算

根据《城市轨道交通抗震设计规范》(GB50909-2014)

6.6.3 条第 2 款, 结构惯性力可按下式计算:

$$J_i = m_i u_i$$

式中:

f_i ——结构 i 单元上作用的惯性力 (kN);

m_i ——结构 i 单元的质量 (g);

u_i ——地下结构顶底板位置处自由土层发生最大相对位移时刻, 自由土层对应于结构 i 单元位置处的加速度 (m/s²)。

结构惯性力通过对结构整体施加水平地震峰值加速度 $A_g=0.1g$ 来实现, 由程序自动计算施加在模型节点处的节点力。

可以计算得出标准断面各构件地震惯性力标准值:

顶板地震惯性力标准值:

$$F_{\text{顶}} = 2.5 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.1 \times 9.8 = 2.45 \text{ kN/m}$$

中板地震惯性力标准值:

$$F_{\text{中}} = 2.5 \times 0.4 \times 1.0 \times 0.1 \times 9.8 = 0.98 \text{ kN/m}$$

底板地震惯性力标准值:

$$F_{\text{底}} = 2.5 \times 1.0 \times 0.9 \times 0.1 \times 9.8 = 2.21 \text{ kN/m}$$

侧墙地震惯性力标准值:

$$F_{\text{侧}} = 2.5 \times 0.7 \times 1.0 \times 0.1 \times 9.8 = 1.715 \text{ kN/m}$$

中柱地震惯性力标准值:

$$F_{\text{柱}} = 2.5 \times 0.107 \times 1.0 \times 0.1 \times 9.8 = 0.26 \text{ kN/m}$$

2.2 动力时程法模型

建立“地层—结构”模型, 把地震运动视为一个随时间变化的过程, 并将地下结构物和周围土体介质视为

共同受力变形的整体, 通过直接输入地震加速度记录, 在满足变形协调的前提下分别计算结构物和土体介质在各个时刻的位移、速度、加速度以及应变和内力, 据以验算结构的稳定性和进行结构截面设计。

2.2.1 模型与参数

根据计算分析需要, 模型的尺寸 X*Y=200m*43m, 模型节点数 2566 个, 单元数 2507 个, 如图 4 所示。模型中, 土体采用四边形单元模拟, 车站梁、柱采用梁单元模拟, 结构参数见表 4。

表 4 结构物理力学参数

结构	混凝土强度等级	弹性模量 E(MPa)	泊松比 v	容重 (kN/m ³)
梁、板、墙	C35	31500	0.2	25
柱	C50	34500	0.2	25

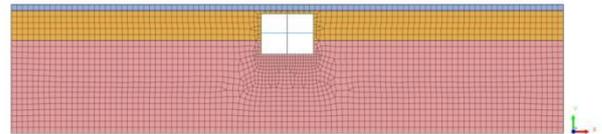
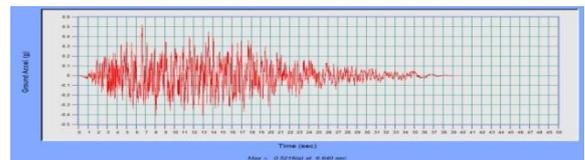


图 4 动力时程法有限元模型

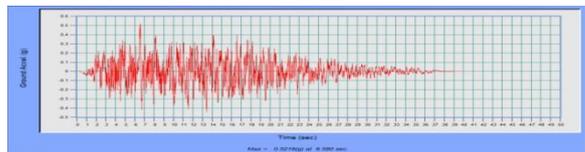
2.2.2 动力边界及地震动输入

模型的侧面为黏性边界, 底部限制垂直移动, 并输入地震动荷载, 上边界为自由地表。

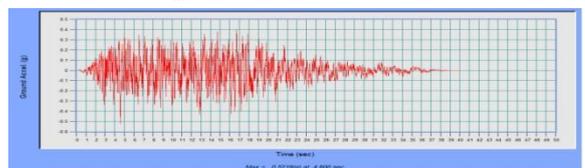
根据《安评报告》的内容及抗震设计条件, 选取 E2 地震作用 (50 年超越概率 10%) 下 3 组地震波 (荷载 1~荷载 3), 波形图如图 5 所示。拟定地震波施加方向为垂直于车站轴线, 即地震波沿 X 方向。



(a) 地震动输入 1



(b) 地震动输入 2



(c) 荷载 3

图5 地震输入波时程曲线

3 计算结果及分析

采用反应位移法和动力时程法分别计算车站标准断面位置的动态响应，并重点考察结构抗震中关注的层间变形及关键位置的弯矩响应。

3.1 反应位移法计算结果

3.1.1 结构变形

采用反应位移法计算车站标准断面的变形响应见图6，其中车站最大变形出现在顶板区域，其负一层和负二层的层间位移分别为1.8mm、2.6mm。计算得到车站负一层和负二层的层间位移角分别为1/3500和1/3207，见表5，均小于规范要求的1/550，满足规范要求。

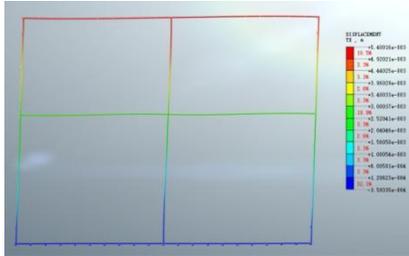


图6 反应位移法下结构变形响应

表5 反应位移法下车站层间位移角计算

位置	层间变形/mm	层高/m	层间位移角
负一层	1.8	6.3	1/3500
负二层	2.6	8.34	1/3207

3.1.2 结构受力

图7给出了反应位移法计算车站标准断面的弯矩图结果，从图中可以看出结构弯矩分布呈现非对称形式，结构最大弯矩发生在侧墙和底板交接处，最大值为1645.8kN·m，车站其他重要位置的弯矩值见表6。

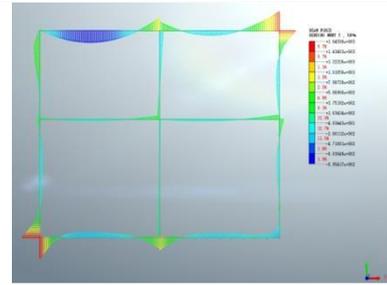


图7 反应位移法下结构弯矩响应

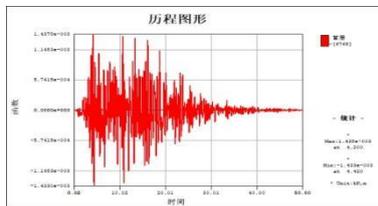
表6 反应位移法下车站结构弯矩响应

构件	尺寸 (mm)	位置	内力	数值
顶板	1000	边墙支座	弯矩 kN.m	935.4
		梁支座	弯矩 kN.m	979.4
		跨中	弯矩 kN.m	893.6
中板	400	边墙支座	弯矩 kN.m	323.0
		梁支座	弯矩 kN.m	263.7
		跨中	弯矩 kN.m	89.6
底板	900	边墙支座	弯矩 kN.m	1645.8
		梁支座	弯矩 kN.m	946.4
		跨中	弯矩 kN.m	383.0
边墙	700	顶板支座	弯矩 kN.m	1486.7
		中板支座	弯矩 kN.m	390.4
		底板支座	弯矩 kN.m	1645.8

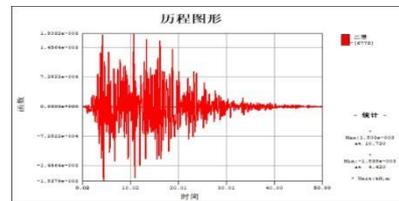
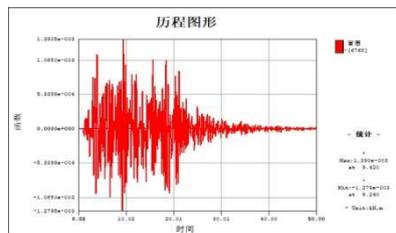
3.2 动力时程法计算结果

3.2.1 结构变形

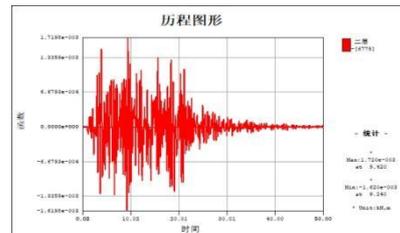
采用动力时程法计算时，不同地震动输入波下，车站负一层和负二层层间位移时程曲线见图8，表7给出了不同地震动输入下，车站负一层和负二层的层间位移差和位移角统计值。由表7所知，负一层的最大层间位移差为1.56mm，对应的层间位移角为1/4167，为地震动输入3下的车站响应结果；负二层的最大层间位移差为1.98mm，对应的层间位移角为1/3535，也为地震动输入3下的车站响应。车站的层间变形满足规范要求的小于1/550。



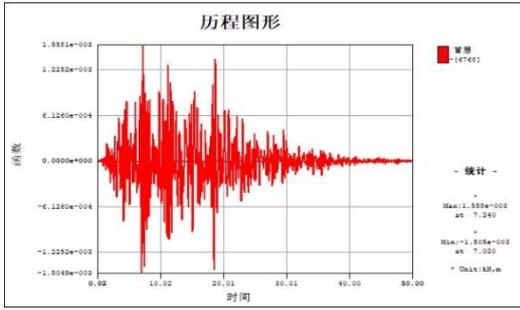
(a) 地震动输入1 负一层相对位移



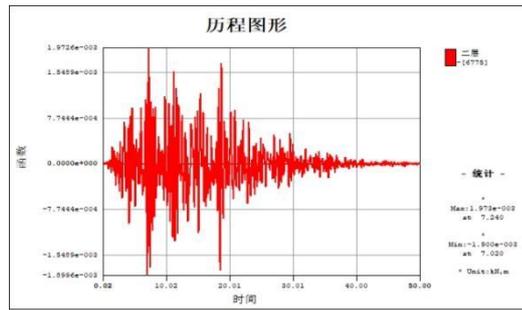
(b) 地震动输入1 负二层相对位移



(c) 地震动输入 2 负一层相对位移



(d) 地震动输入 2 负二层相对位移



(e) 地震动输入 3 负一层相对位移

(f) 地震动输入 3 负二层相对位移

图 8 不同地震动输入下车站层间位移时程曲线

表 7 动力时程法下车站层间位移角

位置	地震动输入 1	地震动输入 2	地震动输入 3	最大值/mm	层间位移角	限值
负一层	1.44	1.40	1.56	1.56	1/4167	1/550
负二层	1.84	1.72	1.98	1.98	1/3535	

3.2.2 结构受力

地震动输入 1 下车站的弯矩计算结果见图 9，与反应位移法计算结果相似，弯矩最大值出现在侧墙与底板连接位置，其最大值为 1558.13kN·m，其他地震动输入下，车站的弯矩响应见表 8。从表中可以看出，不同地震动输入下车站的弯矩结果差别不大，不过总体在地震动输入 3 作用下车站不同位置弯矩大于其他两种地震动输入。地震动输入 3 下车站弯矩最大值为 1585.2kN·m。

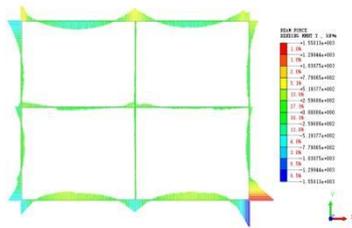


图 9 侧墙开孔断面弯矩图 (kN.m)

表 8 断面弯矩统计

构件	尺寸 (mm)	位置	内力	地震工况 (E2) 弯矩		
				工况 1	工况 2	工况 3
顶板	1000	边墙支座	弯矩 kN.m	858.5	861.1	872.2
		梁支座	弯矩 kN.m	757.2	757.8	759.3
		跨中	弯矩 kN.m	465.4	466.0	465.9
中板	400	边墙支座	弯矩 kN.m	298.6	300.0	308.9
		梁支座	弯矩 kN.m	282.8	284.2	288.4
		跨中	弯矩 kN.m	144.1	145.3	148.5
底板	900	边墙支座	弯矩 kN.m	1558.1	1555.3	1585.2
		梁支座	弯矩 kN.m	696.4	696.3	698.6
		跨中	弯矩 kN.m	462.3	456.2	464.6
边墙	700	顶板支座	弯矩 kN.m	858.5	861.1	872.2
		中板支座	弯矩 kN.m	378.1	371.5	384.6
		底板支座	弯矩 kN.m	1558.1	1555.3	1585.2

3.3 对比分析

表 9 为反应位移法和动力时程法计算车站标准段层间位移角的差别对比，从中可以看出，与动力时程法的计算结果相比，反应位移法计算得到的车站变形均更大，其中负一层车站的变形计算中，反应位移法计算结果比动力时程法偏大 19.06%，负二层的计算结果反应位移法计算结果偏大 10.23%。其主要原因是反应位移法计算中不同地震荷载均取最大值，计算结果偏大。

表 9 断面弯矩统计

位置	反应位移法	动力时程法	差异/%
负一层	1/3500	1/4167	19.06
负二层	1/3207	1/3535	10.23

表 10 为不同方法下车站内力计算差异。从中可以看出，不同方法计算得到的车站内力响应基本规律是相同的，车站最大内力均出现在底板边墙支座（或边墙底板支座），其中反应位移法的弯矩最大值为 1645.8kN*m，动力时程法计算得到的车站弯矩最大值为 1585.2，与动力时程法的计算结果相比，反应位移法偏大 3.82%。车站其他位置的弯矩响应中，两种方法计算结果互有大小，但大多数情况是反应位移法计算结果偏大。

构件	位置	弯矩 (kN*m)		差异/%
		反应位移法	动力时程法	
顶板	边墙支座	935.4	872.2	7.25
	梁支座	979.4	759.3	28.99
	跨中	893.6	465.9	91.8
中板	边墙支座	323.0	308.9	4.56
	梁支座	263.7	288.4	-8.5
	跨中	89.6	148.5	-39.66
底板	边墙支座	1645.8	1585.2	3.82
	梁支座	946.4	698.6	35.47
	跨中	383.0	464.6	-17.56
边墙	顶板支座	1486.7	872.2	70.45
	中板支座	390.4	384.6	15.08
	底板支座	1645.8	1585.2	38.23

结论

本文依托深圳地铁19号线某复杂地质条件地下车站,利用有限元数值模拟的方法分别采用反应位移法和时程分析法对车站层间变形和结构弯矩响应进行计算分析,通过对两种方法计算结果的对比,得到一下结论。

反应位移法计算得到车站负一层及负二层的层间位移角分别为1/3500和1/3027,均满足规范要求1/550。车站弯矩整体非对称形式,最大值在侧墙底部,数值为1645.8kN*m。

动力时程法计算得到车站负一层及负二层的层间位移角分别为1/5167和1/3535,也均满足规范要求,车站弯矩最大值也出现在侧墙底部,数值为1585.2kN*m。

与动力时程法的计算结果相比,反应位移法在计算车站负一层和负二层层间位移角时,分别偏大19.06%和10.23%。而在计算结构的弯矩响应时,反应位移法的计算结果的往往偏大一些。因此反应位移法在复杂地质条件地下车站的抗震计算中是更加保守的计算方法。

参考文献

- [1]刘晶波,王文晖,赵冬冬.地下结构横截面抗震设计分析方法综述[J].施工技术,2010(6).
- [2]于仲洋,张鸿儒,邱滢佳,李昊.地震作用下相邻地下结构与土相互作用特性研究[J].地震工程学报,2020,42(02):481-489.
- [3]Farghaly AA.Seismic analysis of high rise b

uilding with deep foundation constructed near deep channel. Electron, J Geotech Eng, 2014, 19N:3099 - 124.

- [4]李延涛,周占学.隧道对附近地面建筑结构地震反应的影响[J].河北工业大学学报,2014,43(05):97-100.

- [5]Lysmer J,Kulemeyer R L.Finite dynamic model for infinite media [J].J Engng Mech Div,ASCE,1969,95:859—877.

- [6]刘晶波,吕彦东.结构-地基动力相互作用问题分析的一种直接方法[J].土木工程学报,1998(03):55-64.

- [7]中华人民共和国国家标准,城市轨道交通结构抗震设计规范(GB 50909-2014),计划出版社,2014

- [8]上海市工程建设规范,地下铁道建筑结构抗震设计规范(DG/TJ08-2064-2009),上海市建筑建材业市场管理总站,2009

- [9]李亮,杨晓慧,杜修力.地下结构地震反应计算的改进的反应位移法[J].岩土工程学报,2014,07:1360-1364.

- [10]禹海涛,张正伟,李攀.地下结构抗震设计的改进等效反应加速度法[J].岩土力学,2020,41(07):2401-2410.

作者简介:周丹(1980-),男,硕士,高级工程师。主要从事地下及隧道工程方面研究。

邱滢佳(1994-),男,博士,工程师。主要从事地下结构抗震和土-结构动力相互作用研究