

张佳, 王毅红, 权登州, 井彦林, 叶丹, 2016. 黄土地区地铁地下车站地震变形特性研究. 震灾防御技术, 11 (2): 272—282.
doi: 10.11899/zzyfy20160210

黄土地区地铁地下车站地震变形特性研究¹

张 佳^{1, 2)} 王毅红³⁾ 权登州³⁾ 井彦林³⁾ 叶 丹³⁾

1) 长安大学公路学院, 西安 710064

2) 西安市地下铁道有限责任公司, 西安 710018

3) 长安大学建筑工程学院, 西安 710061

摘要 在黄土场地与地铁地下结构动力相互作用的振动台试验中, 测得地铁车站结构的应变反应。基于实测数据分析地铁车站的应变反应特征, 对比不同观测面内应变反应, 分析地铁车站应变反应的空间效应, 对地铁车站地震破坏特点进行描述。结果表明: 随输入峰值加速度增加结构应变增大; 西安人工波作用下结构应变大于松潘波和 Taft 波作用下的应变。结构内应变表现为中柱较大, 侧墙居中, 顶、底板较小。地震动较小时, 中柱应变表现为上层柱顶大于柱底, 下层柱底大于柱顶, 且上层柱顶大于下层柱底; 侧墙顶、底部应变较大, 中部较小; 板构件两端应变较大, 中部较小。受结构端部效应及土结相互作用中倾斜与扭转的影响, 地铁车站应变反应具有显著的空间效应, 在低频成分较发育的西安人工波作用下应变反应的空间效应更显著。研究结论可为黄土地区地铁地下结构的抗震设计及相关理论研究提供重要参考。

关键词: 黄土地区 地铁车站 振动台试验 应变反应 空间效应

引言

随着我国西部地区城市地下空间开发利用的加快发展, 黄土地区地铁工程日益增多 (权登州等, 2015)。由于黄土具有柱状节理、大孔隙及弱胶结的特殊结构性及对水的特殊敏感性 (王志杰等, 2010), 使得黄土地区震害相对其它土类要严重的多。因此, 对黄土场地条件下地铁地下结构开展地震模拟振动台试验研究具有重要意义。

近年, 国内外学者对地下结构地震反应特性开展了广泛深入的研究 (Renjitha 等, 2014; Lanzano 等, 2012; Chen 等, 2013)。Jafarzadeh 等 (2010) 进行了系列振动台试验, 研究了埋地管线在均质和非均质场地中的地震反应; Amorosi 等 (2009) 对圆形隧道的地震响应进行了数值分析; Azadi 等 (2010) 基于 FLAC 3D 软件研究了可液化地基隧道的地震反应; Chian (2012) 研究了振动台试验中不同边界条件对模型结构上浮特性的影响; 杨林德 (2003) 等进行了软土地层中地铁车站结构及地铁车站与区间隧道接头结构的振动台模型试验; 陈国兴 (2010b)、Chen 等 (2015) 在软弱场地、可液化土层等不同地质条件下进行了土-地铁地下结

1 基金项目 国家自然科学基金资助项目 (41472267); 西安市地下铁道有限责任公司科研基金资助项目 (D4-YJ-042014048)
[收稿日期] 2016-01-20
[作者简介] 张佳, 女, 生于 1983 年。博士生。主要从事城市轨道交通规划、抗震研究。E-mail: 375539874@qq.com
[通讯作者] 权登州, 男, 生于 1983 年。博士生。主要从事结构抗震研究。E-mail: qdz0809@163.com

构动力相互作用大型振动台试验和数值模拟研究；刘晶波等（2010）对砂土地基中地下结构进行了离心机振动台试验研究；刘妮娜（2010）对地裂缝场地中地铁区间隧道的地震反应进行了探索。然而，针对黄土场地中地铁地下结构地震动力反应研究较少。

本文以西安地铁工程建设为背景，进行了黄土与地铁地下车站结构动力相互作用地震模拟振动台试验，测得地铁车站结构的应变反应。然后，基于实测数据分析地铁车站的应变反应特征，对比不同观测面内的应变反应，分析地铁车站应变反应的空间效应。最后，对地铁车站结构地震破坏特点进行描述。研究结论可为黄土地区地铁车站、区间隧道及地下商业街等地下结构的抗震设计及相关理论研究提供可靠资料。

1 试验简介

1.1 模型设计与制作

根据 Buckingham π 定理，选取长度、弹性模量及加速度为基本物理量，并充分考虑试验系统的台面尺寸、动力性能、承载吨位及其它配套设备性能等制约，确定模型体系的相似关系见表 1，试验中采用在结构中粘贴铅块的方法实现附加人工质量。

本研究以西安地铁四号线飞天路车站为原型结构，该车站位于黄土台塬区，为典型的两层双跨矩形断面结构。采用微粒混凝土和镀锌钢丝制作地铁车站模型。根据相似设计确定模型结构尺寸，按照原型与模型结构构件弯矩、剪力等效及施工可操作性原则，确定模型结构中的钢筋布置。试验使用的叠层剪切模型土箱净尺寸为 $3.5\text{m}\times 2.0\text{m}\times 1.7\text{m}$ ，采用 15 层叠层方钢管框架并辅之以双侧面钢板约束的方案，在水平振动方向形成可以自由滑动的边界，该叠层剪切模型土箱能较好地消除边界上地震波的反射或散射效应（陈国兴，2010a）。试验中黄土取自飞天路车站施工基坑，制备模型地基时，将黄土分层装入模型土箱，按原型场地土天然含水量和密度控制模型地基含水量及密度。

表 1 模型相似常数

Table 1 Similar constants of test model

物理性能	物理量	相似关系	相似常数	物理性能	物理量	相似关系	相似常数
几何特征	长度 l	S_l	1/30	荷载性能	集中力 F	$S_F=S_\sigma S_l^2$	2.22×10^{-4}
	面积 A	$S_A=S_l^2$	1/900		线荷载 q	$S_q=S_\sigma S_l$	6.67×10^{-3}
	线位移 l	S_l	1/30		面荷载 p	$S_p=S_\sigma$	1/5
	角位移 θ	$S_\theta=S_\sigma/S_E$	1		力矩 M	$S_M=S_\sigma S_l^3$	7.41×10^{-6}
材料性能	弹性模量 E	S_E	1/5	动力特征	时间 t	$S_t=S_l^{0.5} S_a^{-0.5}$	0.13
	应力 σ	$S_\sigma=S_E$	1/5		频率 f	$S_f=S_l^{-0.5} S_a^{0.5}$	7.75
	应变 ε	$S_\varepsilon=S_\sigma/S_E$	1		速度 v	$S_v=S_l^{0.5} S_a^{0.5}$	0.26
	密度 ρ	$S_\rho=S_E/(S_l S_a)$	3.0		阻尼 c	$S_c=S_\sigma S_l^{1.5} S_a^{-0.5}$	8.61×10^{-4}
	质量 m	$S_m=S_\sigma S_l^3/S_a$	1.11×10^{-4}		加速度 a	S_a	2.0

1.2 传感器布置与加载方案

本试验采用的激振系统为美国 MTS 公司生产的水平单向高性能地震模拟振动台，台面尺寸为 $3.36\text{m}\times 4.86\text{m}$ ，最大载重量 25T，最大加速度 $\pm 1.0g$ 。基于 ABAQUS 大型非线性有限

元分析平台,采用有限元-无限元耦合的建模方法,对黄土场地中地铁车站的地震响应进行了数值模拟。根据数值模拟结果、模型尺寸及试验条件,确定振动台模型试验中应变测试位置,如图 1 所示。图中 S 为应变片,共设 44 个。为了研究不同地震动特性对黄土场地地铁车站模型体系地震反应的影响,分别选择 Taft 波、松潘波和西安人工波作为输入地震动,其加速度时程及对应的傅里叶谱如图 2 所示,加载工况见表 2。

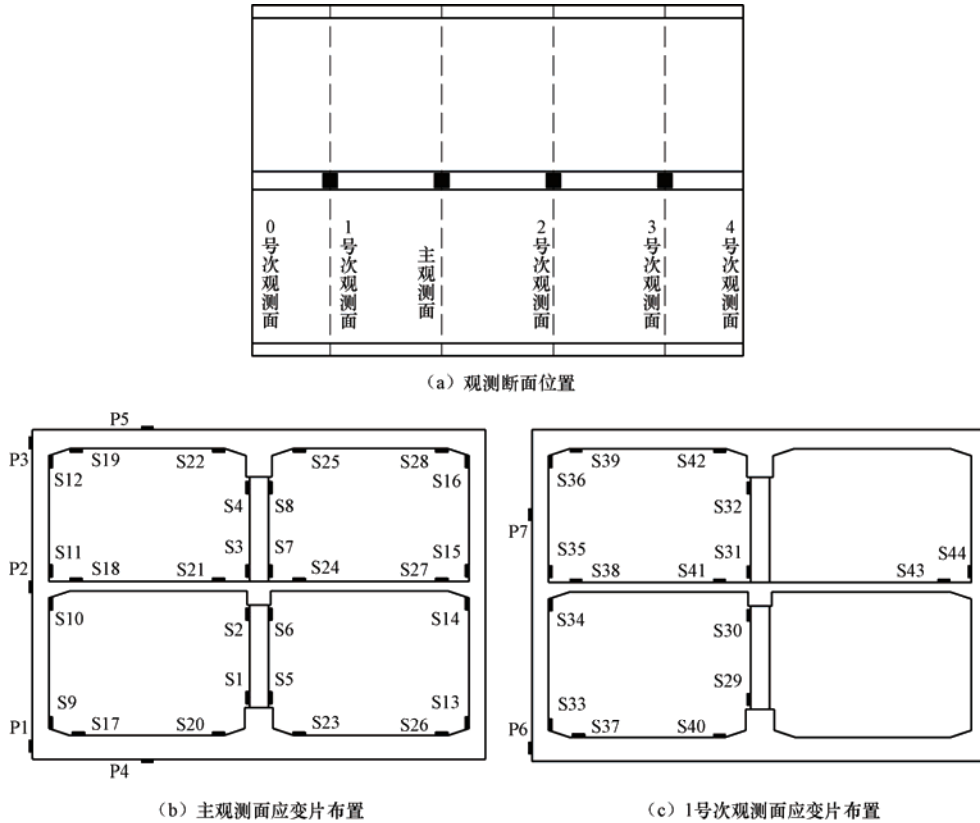


图 1 黄土地区地铁车站振动台试验传感器布置

Fig. 1 Arrangement of sensors for shaking table test of subway station in loess area

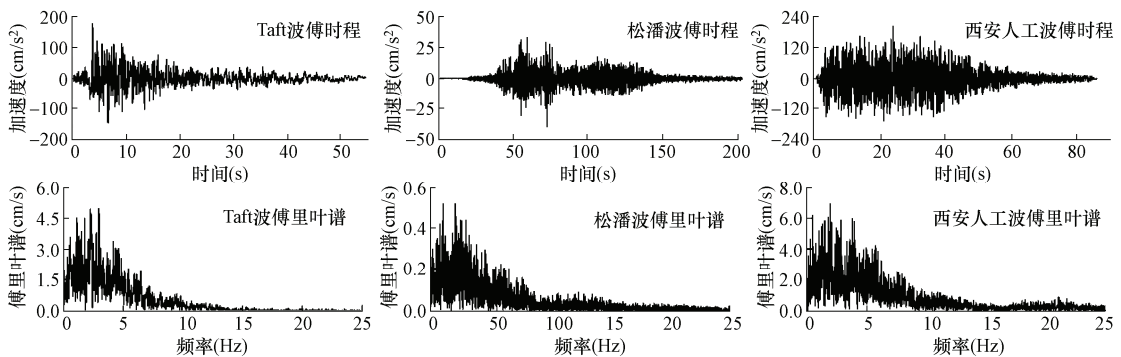


图 2 输入地震动的加速度时程及傅里叶谱

Fig. 2 Accelerations time-histories and Fourier spectrum of input earthquake motions

表 2 黄土地区地铁车站振动台试验加载工况

Table 2 Loading conditions for shaking table test of loess area

编号	工况	地震动	加速度峰值/g	编号	工况	地震动	加速度峰值/g
1	B0	白噪声	0.05	14	S4	松潘波	0.4
2	S1	松潘波	0.05	15	T4	Taft 波	0.4
3	T1	Taft 波	0.05	16	X4	西安人工波	0.4
4	X1	西安人工波	0.05	17	B4	白噪声	0.05
5	B1	白噪声	0.05	18	S5	松潘波	0.6
6	S2	松潘波	0.1	19	T5	Taft 波	0.6
7	T2	Taft 波	0.1	20	X5	西安人工波	0.6
8	X2	西安人工波	0.1	21	B5	白噪声	0.05
9	B2	白噪声	0.05	22	S6	松潘波	0.8
10	S3	松潘波	0.2	23	T6	Taft 波	0.8
11	T3	Taft 波	0.2	24	X6	西安人工波	0.8
12	X3	西安人工波	0.2	25	X7	西安人工波	1.2
13	B3	白噪声	0.05	26	B7	白噪声	0.05

2 地铁车站应变反应

输入不同地震动峰值加速度时, 松潘波、Taft 波及西安人工波作用下主观观测断面的应变幅值见表 3。由表可知, 在 Taft 波作用下, 随着输入峰值加速度增大, 地铁车站结构各测点应变幅值基本呈现逐渐增大的规律。地铁车站中柱应变幅值较大, 侧墙的应变幅值居中, 顶板及底板的应变幅值较小。此外, 中板自身截面刚度小, 应变幅值相对较大。在松潘波及西安人工波的作用下, 地铁车站结构各测点应变幅值的变化规律与 Taft 波作用下相似。

由于地铁车站与黄土介质动力相互作用过程中, 结构不同高度处动力反应的差异及构件自身质量与刚度的不同, 地铁车站各构件的应变幅值呈现出不同的分布特征。输入的峰值加速度小于 0.4g 时, 中柱应变幅值表现为上层柱顶大于上层柱底, 下层柱底大于下层柱顶, 且上层柱顶大于下层柱底; 侧墙内与顶板连接处应变幅值较大, 与底板连接处居中, 与中板连接处较小; 板构件内与侧墙连接处应变幅值较大, 与中柱连接处应变幅值较小。在较大地震动作用下, 土与结构动力相互作用剧烈, 由于作用在结构上动土压力的不均匀性及结构局部损伤破坏等影响, 地铁车站结构中各构件应变幅值有所不同。由表 3 中 T5、S5 及 X5 工况应变反应可知, 输入不同频谱特性的地震动时, 地铁车站中各测点应变幅值基本呈现为西安人工波作用下较大, 松潘波和 Taft 波作用下较小的特点。

表 3 不同工况下主观观测断面结构应变幅值 ($\mu\epsilon$)Table 3 Strain amplitudes of station in primary observation sections (unit: $\mu\epsilon$)

位置		T3 工况		T4 工况		T5 工况		T6 工况		S5 工况		X5 工况	
		压	拉	压	拉	压	拉	压	拉	压	拉	压	拉
中柱	上层柱顶 S4	-169	64	-359	143	-784	326	-1209	271	-546	209	-1161	432
	上层柱底 S3	-52	44	-201	139	-501	584	-1051	908	-492	364	-924	945

续表

位置		T3 工况		T4 工况		T5 工况		T6 工况		S5 工况		X5 工况	
		压	拉	压	拉	压	拉	压	拉	压	拉	压	拉
中柱	下层柱顶 S2	-32	28	-128	22	-66	33	-282	139	-70	29	-245	88
	下层柱底 S1	-86	57	-172	106	-223	187	-286	136	-201	125	-308	256
侧墙	上层墙顶 S16	-118	90	-322	399	-531	659	-575	425	-458	502	-552	659
	上层墙底 S15	-41	35	-87	11	-40	99	-70	55	-47	4	-59	29
	下层墙顶 S14	-36	14	-29	26	-48	7	-84	7	-33	18	-66	40
	下层墙底 S13	-90	78	-310	127	-548	582	-906	752	-440	413	-957	798
顶板	左跨左侧 S19	-29	26	-50	126	-50	150	-76	40	-50	143	-67	238
	左跨右侧 S22	-25	13	-44	27	-51	40	-89	26	-58	39	-77	58
中板	左跨左侧 S18	-95	116	-126	949	-142	2386	-232	1832	-251	1213	-189	2714
	左跨右侧 S21	-55	27	-201	190	-388	377	-571	414	-315	256	-681	465
底板	左跨左侧 S17	-14	15	-99	42	-84	37	-106	4	-62	26	-103	33
	左跨右侧 S20	-5	10	-20	38	-9	56	-6	75	-6	45	-7	68

3 地铁车站应变反应的空间效应

输入不同峰值加速度的各类地震动时, 地铁车站结构不同观测断面上中柱的应变幅值见表 4。由表 4 可知, 输入峰值加速度小于 0.6g 时, 1 号次观测断面中柱左侧应变幅值为上层柱顶大于上层柱底, 下层柱底大于下层柱顶, 且上层柱顶大于下层柱底, 其分布规律与主观观测断面相同。在 T5 工况中, 1 号次观测断面中同一结构层内应变反应规律虽未改变, 但不同结构层之间应变反应呈现出了不同的特点, 压应变表现为下层柱底大于上层柱顶, 拉应变则为上层柱顶大于下层柱底, 这可能与强震中周围土体产生了不均匀的非线性塑性残余变形, 使结构发生倾斜与扭转有关。此外, 从 T6 工况开始, 由于下层柱底出现了受拉破坏, 从而表现为下层柱底拉压应变小于下层柱顶。

对比不同观测断面上层中柱顶部 S4 与 S32, 及下层中柱底部 S1 与 S29 测点的应变幅值发现, 输入峰值加速度不大于 0.6g 时, 1 号次观测断面的应变幅值均大于主观观测断面。随着输入峰值加速度的增加, 逐渐出现 1 号次观测断面拉应变幅值减小的现象。地铁车站结构端部整体截面刚度小, 变形较大, 由于 1 号次观测断面距端部较近, 其截面刚度小于远离结构端部的主观观测断面, 因此, 在较小地震动作用下, 1 号次观测断面的应变幅值均大于主观观测断面。由于 1 号次观测断面应变较大, 在较大地震动作用下, 其上层柱顶及下层柱底先出现受拉破坏, 结构内力重分布, 从而出现 1 号次观测断面拉应变幅值减小。对比不同观测断面下层中柱顶部测点 S2 与 S30 可发现, 输入峰值加速度小于 0.6g 时, 其应变幅值无明显规律性; 输入峰值加速度大于 0.6g 时, 均表现为 1 号次观测断面的应变幅值较大, 主观观测断面的应变幅值较小。结构中柱内靠近顶板、底板处应变反应较大, 靠近中板处应变反应相对较小, 因此, 在较小地震动作用下, S2 与 S30 的应变反应相对较小, 受应

变测量精度的影响，应变幅值的规律性不明显。在较大地震动作用下，由于 1 号次观测断面距离结构纵向端头较近，截面刚度小于主观测断面，因此其应变幅值大于主观测断面的应变幅值。

上述分析表明，受结构纵向端部效应及土结相互作用中结构倾斜与扭转变形影响，地铁车站中柱应变反应具有一定的空间效应。由表 4 中 T5、S5 及 X5 工况应变反应可知，输入不同频谱特性地震动时，西安人工波作用下的 1 号次观测断面与主观测断面内同位置处应变幅值差异较大，而在松潘波和 Taft 波作用下其差异较小，说明在低频成分较发育的西安人工波作用下，地铁车站中柱应变反应的空间效应更显著。

表 4 不同观测断面中柱应变幅值 ($\mu\epsilon$)

Table 4 Strain amplitudes of column in different observation sections (unit: $\mu\epsilon$)

位置		T3 工况		T4 工况		T5 工况		T6 工况		S5 工况		X5 工况	
		压	拉	压	拉	压	拉	压	拉	压	拉	压	拉
1 号次观测断面	上层柱顶 S32	-421	113	-769	527	-1615	743	-2644	326	-1212	564	-2057	758
	上层柱底 S31	-38	29	-76	17	-265	26	-657	117	-255	-29	-578	59
	下层柱顶 S30	-36	26	-51	44	-179	59	-634	311	-84	55	-491	260
	下层柱底 S29	-271	102	-738	296	-1817	307	-1441	42	-1520	128	-2188	305
主观测断面	上层柱顶 S4	-169	64	-359	143	-784	326	-1209	271	-546	209	-1161	432
	下层柱顶 S2	-32	28	-128	22	-66	33	-282	139	-70	29	-245	88
	下层柱底 S1	-86	57	-172	106	-223	187	-286	136	-201	125	-308	256

输入不同峰值加速度的各类地震动时，地铁车站结构不同观测断面上侧墙的应变幅值见表 5。由表 5 可知，在较小地震动作用下，1 号次观测断面内左侧墙与顶板连接处应变较大，与底板连接处居中，与中板连接处较小。在较大地震动作用下，左侧墙内应变表现为与底板连接处较大，与顶板连接处居中，与中板连接处较小。由此可见，1 号次观测断面左墙应变反应沿结构高度的分布与主观测断面基本一致。

对比分析不同观测断面内侧墙顶部 S12 与 S36 及侧墙底部 S9 与 S33 测点的应变反应表明，在较小峰值加速度的作用下，侧墙应变幅值较小，受应变片测量精度的影响，应变反应的规律不明显。在较大峰值加速度的作用下，侧墙顶部主观测断面的拉应变幅值大于 1 号次观测断面，而压应变幅值小于次观测断面；侧墙底部呈现出相反的规律，主观测断面的压应变幅值大于次观测断面，而拉应变幅值小于次观测断面，这说明在土与结构动力相互作用过程中，1 号次观测断面相对主观测断面发生了逆时针扭转，从而使拉应变与压应变呈现出不同的特征。

综上所述，在土结相互作用中，1 号次观测断面发生了逆时针扭转，使得侧墙应变反应具有一定的空间效应。由表 5 中 T5、S5 及 X5 工况应变反应可知，西安人工波作用下 1 号次观测断面与主观测断面内同位置处各测点应变幅值差的平均值较大，而松潘波和 Taft 波作用下其值较小。因此，在低频成分较发育的西安人工波的作用下，地铁车站侧墙应变反应的空间效应较显著。

表 5 不同观测断面侧墙应变幅值 ($\mu\epsilon$)Table 5 Strain amplitudes of sidewall in different observation sections (unit: $\mu\epsilon$)

位置		T3 工况		T4 工况		T5 工况		T6 工况		S5 工况		X5 工况	
		压	拉	压	拉	压	拉	压	拉	压	拉	压	拉
1 号 次观测 断面	上层墙顶 S36	-144	77	-222	176	-245	203	-275	425	-240	189	-307	299
	上层墙底 S35	-55	27	-81	44	-106	128	-55	110	-106	69	-77	125
	下层墙顶 S34	-25	23	-37	44	-62	37	-117	77	-51	62	-73	139
	下层墙底 S33	-83	57	-201	106	-363	253	-780	575	-252	194	-656	685
主观测 断面	上层墙顶 S12	-120	99	-205	186	-226	216	-266	460	-226	208	-278	302
	下层墙底 S9	-84	26	-202	88	-494	187	-809	498	-370	136	-732	311

地铁车站结构不同观测断面上板构件的应变幅值见表 6。由表 6 中 1 号次观测断面板构件的应变反应可知, 底板与侧墙连接处应变较大, 中部应变较小。顶板处应变反应呈现出了不同的特点: 输入峰值加速度不大于 0.6g 时, 压应变表现为顶板与侧墙连接处较大, 拉应变表现为顶板与中柱连接处较大; 输入峰值加速度大于 0.6g 时, 拉压应变表现为顶板与侧墙连接处较大, 与中柱连接处较小。在地铁车站纵向端部截面, 由于无中柱支撑, 截面刚度较小, 在上覆土压力及配重铅块重力的作用下, 顶板中部向下产生了较小的竖向挠曲变形, 使顶板中部底面产生了一定的初始受拉变形, 顶板两侧底面产生了一定的初始受压变形。在较小地震动作用下, 模型体系地震反应相对较小, 水平向整体变形较小。由于 1 号次观测断面距离结构纵向端部较近, 受结构端部顶板初始竖向挠曲变形的影响较显著, 从而表现为顶板与中柱连接处拉应变较大, 与侧墙连接处压应变较大的特征。随着输入峰值加速度增大, 模型体系地震反应逐渐增大。在较大地震动作用下, 模型体系变形较大, 结构端部顶板初始竖向挠曲变形对顶板应变反应的影响有限, 水平向的变形逐渐成为顶板应变反应的主要影响因素。当顶板与中板间产生较大的水平向剪切变形时, 由于侧墙的截面刚度大于中柱, 顶板内靠近侧墙处的附加弯矩较大, 从而表现出顶板与侧墙连接处应变反应大于其与中柱连接处的应变反应的特点。1 号次观测断面中板应变反应相对较大, 这主要受两方面因素影响: 其一, 由于地铁车站纵向端部截面刚度较小, 1 号次观测断面距结构端部较近, 因此受结构端部影响中板的应变反应较大; 其二, 由于中板厚度较薄, 其自身截面刚度显著小于顶板及底板, 从而使其应变相对较大。在较小地震动作用下, 由于侧墙截面刚度较大, 1 号次观测断面中板靠近侧墙应变幅值大于靠近中柱处的应变幅值; 在较大地震动作用下, 由于中板与侧墙连接处逐渐出现受拉或受压裂缝, 结构内力重新分布, 变形机理发生改变, 中板内靠近侧墙处的附加弯矩逐渐减小并向中板的中部转移, 从而中板与中柱连接处承担更大的内力, 因此, 1 号次观测断中板中部压应变较大。

对比表 6 中 1 号次观测断顶板、中板及底板的应变反应发现, 由于中板较薄, 截面刚度较小, 变形相对较大, 因此沿观测断面横向相同位置处, 中板内的应变幅值均大于顶板、底板的应变幅值。顶板与底板的应变反应在不同地震动强度时表现出不同的特点: 在较小地震动作用下, 土与结构动力相互作用较弱, 结构周围土体变形较均匀, 顶板、底板的变形受其自身刚度影响较明显, 由于顶板厚度小于底板, 截面刚度相对较小, 因此顶板变形较底板更显著, 从而沿观测断面横向相同位置处顶板的应变幅值大于底板的应变幅值; 在较大地震动作用下, 土与结构动力相互作用强烈, 结构周围土体残余变形累积, 产生了不均匀塑性变形,

地铁车站发生了扭转和倾斜,使顶板、底板的变形发生了明显的变化。对比 1 号次观测断面内 S37 与 S39、S40 与 S42 测点的应变反应发现,在板构件与左侧墙连接处,拉应变表现为底板内测点 S37 大于顶板内测点 S39,压应变表现为顶板内测点较大。在板构件靠近中柱右侧处,拉应变表现为顶板内测点 S42 大于底板内测点 S40,压应变表现为底板内测点较大,这可能与 1 号次观测断面相对主观观测断面发生了逆时针扭转变形有关。

不同观测断面内板构件的应变反应呈现出了不同的特点。对比分析表 6 中底板内靠近左侧墙处 S17 与 S37,及底板内靠近中柱左侧 S20 与 S40 测点的应变反应发现,在较小地震动作用下,由于底板刚度较大,总体变形较小,从而底板内应变反应较小,受测量精度的影响,主观观测断面和 1 号次观测断面内应变幅值的变化无明显规律性;在较大地震动作用下,与主观观测断面相比,底板横向位置相同处,1 号次观测断面中 S37 的拉应变较大,压应变较小,而 S40 的压应变较大,拉应变较小,这是由于 1 号次观测断面相对主观观测断面发生了逆时针扭转变形,引起了应变反应差异。对比分析顶板内靠近左侧墙处 S19 与 S39,及顶板内靠近中柱左侧 S22 与 S42 测点的应变反应发现,与主观观测断面相比,顶板横向位置相同处,1 号次观测断面中 S39 压应变较大,拉应变较小,而 S42 的拉应变较大,压应变较小。分析发现顶板与底板应变反应的空间分布存在显著差异:在较小地震动作用下,底板在主观观测断面和 1 号次观测断面处应变反应无明显规律性,而顶板在不同观测断面内的应变反应呈现出明显的规律,这是由于 1 号次观测断面距离结构纵向端部较近,顶板受端部初始竖向挠曲变形的影响较显著,从而使顶板在 1 号次观测断面内 S42 处产生了初始受拉变形,在 S39 处产生了初始受压变形,因此,与主观观测断面相应位置的测点相比,S42 的拉应变较大,压应变较小,而 S39 压应变较大,拉应变较小;在较大地震动作用下,与主观观测断面相比,1 号次观测断面顶板测点 S39 压应变较大,拉应变较小,而 S42 的拉应变较大,压应变较小,这是受结构端部顶板初始竖向挠曲变形,及强震中 1 号次观测断面相对主观观测断面发生了逆时针扭转变形共同影响的结果。对比不同观测断面内中板的应变反应发现,与主观观测断面相比,中板横向位置相同处,1 号次观测断面中各测点的应变反应均较大,这是由于结构纵向端部截面无中柱支撑,截面刚度较小,在地震动作用过程中会产生较大的变形,而 1 号次观测断面距离结构端部较近,受结构端部变形影响较大。因此,1 号次观测断面中板各测点应变反应均大于主观观测断面相应测点的应变反应。

综上所述,受结构纵向端部效应及土结相互作用中结构倾斜与扭转变形影响,使得板构件应变反应具有显著的空间效应。由表 6 中 T5、S5 及 X5 工况应变反应可知,在西安人工波作用下,1 号次观测断面与主观观测断面内同位置处各测点应变幅值差的平均值较大,而松潘波和 Taft 波作用下其值较小。因此,低频成分较发育的西安人工波作用下地铁车站板构件应变反应的空间效应较显著。

表 6 不同观测断面板构件应变幅值 ($\mu\epsilon$)

Table 6 Strain amplitudes of slab in different observation sections (unit: $\mu\epsilon$)

位置		T3 工况		T4 工况		T5 工况		T6 工况		S5 工况		X5 工况	
		压	拉	压	拉	压	拉	压	拉	压	拉	压	拉
1 号 次 测 面	顶板左跨左 S39	-29	16	-54	15	-150	11	-143	88	-92	7	-231	46
	顶板左跨右 S42	-14	18	-20	28	-1	46	-1	53	-12	40	-1	59
	中板左跨左 S38	-166	120	-943	1036	-1919	2300	-2598	3699	-1469	1886	-2450	3013

续表

位置		T3 工况		T4 工况		T5 工况		T6 工况		S5 工况		X5 工况	
		压	拉	压	拉	压	拉	压	拉	压	拉	压	拉
1 号 次 测 面	中板左跨右 S41	-158	62	-458	264	-689	410	-875	385	-612	308	-1062	450
	底板左跨左 S37	-18	16	-52	51	-51	39	-140	95	-59	31	-91	48
	底板左跨右 S40	-14	11	-26	15	-22	22	-40	11	-40	4	-59	18
主 观 测 断 面	顶板左跨左 S19	-29	26	-50	126	-50	150	-76	40	-50	143	-67	238
	顶板左跨右 S22	-25	13	-44	27	-51	40	-89	26	-58	39	-77	58
	中板左跨左 S18	-95	116	-126	949	-142	2386	-232	1832	-251	1213	-189	2714
	中板左跨右 S21	-55	27	-201	190	-388	377	-571	414	-315	256	-681	465
	底板左跨左 S17	-14	15	-99	42	-84	37	-106	4	-62	26	-103	33
	底板左跨右 S20	-5	10	-20	38	-9	56	-6	75	-6	45	-7	68

4 地铁车站震害

试验结束后将模型结构挖出,对其破坏进行观察,发现模型结构发生了严重破坏,如图3所示。上层中柱出现典型的剪压破坏,产生严重的竖向裂缝,下层中柱混凝土大量剥落,纵向受力钢筋外露,上层中柱与顶板连接处及下层中柱与底板连接处破坏最为严重。模型结构侧墙与底板、顶板连接处产生裂缝,局部腋角钢筋从混凝土基材中被拉出。除构件间相互连接处,顶板、中板、底板及侧墙的其他部位未见明显破坏。试验过程中,布置于模型结构内的摄像头采集的视屏数据更直观的反应了结构破坏过程。视频结果显示,X6工况结束时,模型结构破坏较小,仅在中柱与顶、底板连接处产生了裂缝;X7工况加载过程中,模型结构破坏严重,中柱发生明显开裂及混凝土剥落。

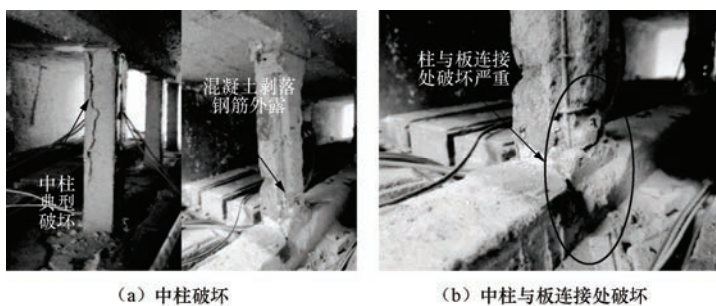


图3 地铁车站的地震破坏

Fig. 3 Earthquake damage of the subway station

5 结论

本文进行了黄土与地铁车站结构动力相互作用的大型地震模拟振动台试验,测得地铁车站结构的应变反应。根据实测数据对地震作用下地铁车站的应变反应特征进行了分析。同时,对比不同观测断面内的应变反应,分析地铁车站应变反应的空间效应。研究结论可为黄

土地区地铁地下结构的抗震设计及相关理论研究提供重要参考,主要结论如下:

(1) 输入不同动峰值加速度时,除少数工况外,地铁车站各测点应变幅值随输入峰值加速度的增加逐渐增大;输入不同频谱特性的地震动时,地铁车站各测点应变幅值呈现在西安人工波作用下较大,松潘波和 Taft 波作用下较小的特点。

(2) 结构中柱应变幅值较大,侧墙应变幅值居中,顶、底板应变幅值较小。中柱应变幅值表现为上层柱顶大于柱底,下层柱底大于柱顶。侧墙内与顶板连接处应变幅值较大,与底板连接处居中,与中板连接处较小。板构件内与侧墙连接处应变幅值较大,与中柱连接处应变幅值较小。

(3) 受结构纵向端部效应及土结相互作用中结构倾斜与扭转变形的影响,结构各构件应变反应具有显著的空间效应。地震动较大时,在不同频谱特性地震动作用下,均表现出在低频成分较发育的西安人工波作用下,结构应变反应的空间效应更显著的特点。

(4) 震害观测表明,地铁车站上层中柱与顶板连接处及下层中柱与底板连接处破坏最为严重。侧墙与底板、顶板交接处裂缝破坏较明显,局部腋角钢筋从混凝土基材中被拉出。结构应变反应及震害观测均表明中柱顶、底部及侧墙与板构件连接处为地铁车站抗震薄弱部位。因此,在黄土地区地铁地下结构的抗震设计中应加强中柱顶、底部及侧墙与板构件连接处的延性,以提高其变形性能。

参考文献

- 陈国兴,王志华,左熹等,2010a. 振动台试验叠层剪切型土箱的研制. 岩土工程学报, **32** (1): 89—97.
- 陈国兴,左熹,王志华等,2010b. 近远场地震作用下液化地基上地铁车站结构动力损伤特性的振动台试验. 土木工程学报, **43** (12): 120—126.
- 刘晶波,刘祥庆,王宗纲等,2010. 土-结构动力相互作用系统离心机振动台模型试验. 土木工程学报, **43** (11): 114—121.
- 刘妮娜,2010. 地裂缝环境下的地铁隧道-地层地震动力相互作用研究. 西安:长安大学.
- 权登州,王毅红,井彦林等,2015. 黄土地区地铁车站数值模型及测试位置研究. 震灾防御技术, **10** (1): 108—115.
- 王志杰,骆亚生,杨永俊,2010. 不同地区非饱和黄土动力结构性研究. 岩土力学, **31** (8): 2459—2464.
- 杨林德,季倩倩,郑永来等,2003. 软土地铁车站结构的振动台试验. 现代隧道技术, **40** (1): 7—11.
- Amorosi A, Boldini D, 2009. Numerical modelling of the transverse dynamic behavior of circular tunnels in clayey soils. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **29** (6): 1059—1072.
- Azadi M., Mir Mohammad Hosseini S. M., 2010. Analyses of the effect of seismic behavior of shallow tunnels in liquefiable grounds. *Tunnelling and Underground Space Technology*, **25**: 543—552.
- Chen G., Chen S., Zuo X., et al., 2015. Shaking-table tests and numerical simulations on a subway structure in soft soil. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **76**: 13—28.
- Chen Guoxing, Wang Zhihua, Zuo Xi, et al., 2013. Shaking table test on the seismic failure characteristics of a subway station structure on liquefiable ground. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **42**: 1489—1507.
- Chian S.C., 2012. Effect of buried depth and diameter on uplift of underground structures in liquefied soils. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, (41): 181—190.
- Jafarzadeh F., Farahi Jahromi H., Abazari Torghabeh E., 2010. Investigating Dynamic Response of a Buried Pipeline

- in Sandy Soil Layer by 1G Shaking Table Test. *International Journal of Civil Engineering*, **8** (2): 107—124.
- Lanzano G., Bilotta E., Russo G., et al., 2012. Centrifuge modeling of seismic loading on tunnels in sand. *Geotechnical Testing Journal*, **35**: 1—16.
- Renjitha Mary Varghese., Madhavi Latha G., 2014. Shaking table tests to investigate the influence of various factors on the liquefaction resistance of sands. *Nat Hazards*, **73**: 1337—1351.

A Study on the Strain Response of Underground Subway Station in Loess Region

Zhang Jia^{1,2)}, Wang Yihong³⁾, Quan Dengzhou³⁾, Jing Yanlin³⁾ and Ye Dan³⁾

1) School of Highway, Chang'an University, Xi'an 710064, China

2) Xi'an Metro Co.ltd., Xi'an 710018, China

3) School of Civil Engineering, Chang'an University, Xi'an 710061, China

Abstract The shaking table test of dynamic interaction between subway station and loess region structure was performed, and the strain responses of subway station were measured in the test. The characteristics of strain response of station were analyzed, and the spatial effect of strain response were revealed by comparison the data of different observation sections. Meanwhile, the earthquake damages of station were summarized through observation after the test. The results show that the strain responses of station are increased with the increase of PGA, and the strain responses are more intensive under Xi'an artificial wave than that under Songpan wave and Taft wave. The peak strains are larger in center pillars than those in side walls, while the peak strains of floor slabs are the smallest. Under lower PGA ground motion, the peak strains of center pillars are higher at the top and lower at the bottom in upper layer, and higher at the bottom and lower at the top in sub layer, and the maximum strain are larger in upper layer than that in sub layer. The peak strains of side walls show high at the top and bottom and low at the middle, and the peak strains of floor slabs show high at the ends and low at center. In addition, the spatial effect of strain responses is obvious because of end effect and torsion of station. The results could provide references for aseismic design and theoretical research of underground structures in loess area.

Keywords: Loess area; Subway station; Shaking table test; Strain response; Spatial effect