

DOI: 10.11779/CJGE201907006

十字换乘地铁车站结构地震响应分析

王国波, 余淼坤, 袁明智, 李凯达

(武汉理工大学道路桥梁与结构工程湖北省重点实验室, 湖北 武汉 430070)

摘要: 换乘地铁车站结构由于其显著的空间效应以及其在地下交通线网中的重要性, 其抗震性能值得关注。基于某十字换乘车站结构, 建立其三维计算分析模型。其中将其简化为两方向相同长度和结构形式的地下框架结构, 采用等价线性化模型 Davidenko 模型考虑土体非线性。计算分析了不同地震动类型和幅值作用下换乘车站结构的地震响应规律。同时, 将换乘站地震响应与典型的单体车站进行了比较, 探讨了其空间效应及抗震性能。基于本文的计算分析结果表明: 对于文中计算分析案例而言, 由于换乘站端墙的影响, 其空间效应比单体车站强, 层间相对变形较小, 因此其整体抗震性能优于单体车站。另外, 由于换乘站平面尺寸相对较大, 在一定程度上阻隔了地震波的传播, 因而换乘站降低了土体地表响应, 而单体车站则放大了土体地表响应。论文研究成果对换乘车站的抗震设计与分析具有一定的参考意义。

关键词: 十字换乘车站; 单体地铁车站; 地震响应; 空间效应

中图分类号: TU435 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2019)07-1227-08

作者简介: 王国波(1979—), 男, 博士, 副研究员, 主要从事工程结构抗震分析方面的研究工作。E-mail: wgb16790604@126.com。

Seismic response analysis of cross metro transfer station structure

WANG Guo-bo, YU Miao-kun, YUAN Ming-zhi, LI Kai-da

(Hubei Key Laboratory of Roadway Bridge & Structure Engineering, Wuhan University of Technology, Wuhan 430070, China)

Abstract: The seismic response of transfer station structure is worthy of attention due to its significant spatial effects and importance in the underground network. A three-dimensional computational analysis model is established, in which the transfer station structure is simplified into a cross-shaped structure composed of two frame structures with identical length and structural form, and the equivalent linear model Davidenko model is employed to consider the nonlinear model of soil. The seismic response of the transfer station structure is calculated under different seismic wave amplitudes and types. At the same time, the spatial effect is analyzed by comparing the seismic response of the transfer station structure with that of a typical subway station. Based on the calculated results, it is shown that the overall seismic performance of the transfer station structure is better than that of a single station due to the influence of its end walls, and its spatial effect is stronger and its relative deformation is smaller. The transfer station blocks the transmission of seismic waves to a certain extent because of its relatively large size. Therefore, the existence of the transfer station reduces site soil acceleration significantly, while the single station amplifies the response of soil surface. The research results can provide some references for the seismic design and analysis of transfer station structures.

Key words: cross metro transfer station; single metro station; seismic response; spatial effect

0 引言

随着城市轨道交通建设的快速发展, 必然导致城市地下交通工程的发展越来越快, 地下车站的交错换乘也越来越普遍。目前, 地下地铁车站换乘方式可分同站台换乘、十字换乘、T型换乘、L型换乘和通道换乘等, 其中十字交叉换乘车站是较常用的, 即两条线路车站呈“十”字型交叉, 一个车站直接布置在另一个车站的上部, 换乘是通过配置在交叉处的楼梯或自动扶梯实现的。换乘节点处沿其中一座车站纵向的

刚度大, 同时沿另一座车站横向的刚度小, 存在刚度突变。目前结构设计中换乘节点两侧结构采用刚接, 未设置变形缝等抗震构造措施, 地震荷载作用下可能产生较大的应力集中, 成为抗震设计的薄弱节。

地下结构的抗震分析虽然发展历史较短, 但迄今为止其研究成果丰富。如袁蕾等^[1]对某一地铁换乘车站进行地震动力响应分析, 主要从结构的侧向变形、

位移响应以及柱的内力响应等因素研究了不规则结构对其地震响应的影响；陈磊等^[2]建立了双层交叉隧道结构的三维模型，研究了其在近场强地震动下的地震响应特性，并与单层隧道进行对比；陶连金等^[3]、安军海等^[4]、李积栋等^[5]研究了北京某密贴地铁交叉结构在竖向地震作用下的地震响应，并与单体地铁车站的地震反应特性进行比较；王国波等^[6]将四孔紧邻交叠隧道简化为不同间距的四孔平行重叠和四孔垂直交叉隧道，对紧邻多孔交叠隧道的动力响应特性进行研究，从结构的受力和变形两个方面评价其抗震性能；黄俊等^[7]进行了近场交叉隧道的振动台试验研究，对比分析了单体车站结构和交叉车站结构应变、侧墙土压力及加速度反应；赵光等^[8]研究了城市交通节点多层次交叉隧道结构的地震响应，通过有限元分析了交叉节点处的抗震性能；胡建平等^[9]则研究了浅埋交叉隧道的地震响应，并提出了相应的减震措施；Abate 等^[10]讨论了隧道、土和地上建筑物之间的动力相互作用，研究了隧道对土体和建筑物的响应的影响；Grigoris 等^[11]对不同的土体-矩形隧道体系进行了数值模拟，重点研究了隧道在地震作用下的复杂变形模式、隧道周围产生的动土压力和土动剪应力以及衬砌动力，旨在揭示矩形隧道在横向地震作用下的动力响应特性；黄锐财^[12]研究了地铁车站换乘节点的地震响应规律，分析了地震作用下的应力、位移响应，探寻不同地震波输入方式对换乘节点位移应力响应影响；张宇^[13]研究了 T 型交叉换乘车站的地震响应，分析了其损伤效应。

但这些成果大多是针对单体地下结构或交叉结构的抗震设计，对于换乘车站地震响应的研究相对较少。由此可见，对于换乘车站地震响应的研究具有显著的理论和实践意义。本文基以某实际换乘站为研究对象，分析该换乘站和单体车站的地震响应规律，及其对周围土体地震响应的影响。

1 计算模型

1.1 计算范围及边界条件

本文基于大型通用有限元分析软件 ABAQUS 进行相关计算分析。考虑的换乘车站两个方向分别为三层三跨和两层三跨框架结构，单体车站取其中一个方向的结构（三层三跨）作为对比，同时还考虑了相应的自由场模型，对比分析地下结构对周围土体的影响，3 个计算模型示意图如图 1 所示。

其中，车站结构埋深 3 m，结构每层层高均为 6 m，柱距均为 9 m，车站长度为 243 m，矩形钢筋混凝土柱截面尺寸为 0.9 m×0.6 m，车站顶板和侧墙厚 0.8 m，底板厚 0.9 m，中板厚 0.4 m，端墙厚 0.2 m。两个横截面示意图如图 2 所示。

基于已有研究成果，为降低计算时边界效应的影

响，土体的横向计算宽度一般至少应取到结构宽度的 5 倍（两侧土体为结构宽度的 2 倍）^[14]，而纵向计算长度一般取结构纵向长度加上 4 倍的结构横向宽度（前后土体长度各取 2 倍结构宽度），而深度方向则取至基岩面。基于上述原则，单体车站计算范围应选取为：108 m（宽）×351 m（长）×51 m（高），而换乘站的计算范围应为：351 m（宽）×351 m（长）×51 m（高），但为了后续对比分析，本文把图 1 所示的 3 个计算模型的计算范围统一选取为 351 m（宽）×351 m（长）×51 m（高）。

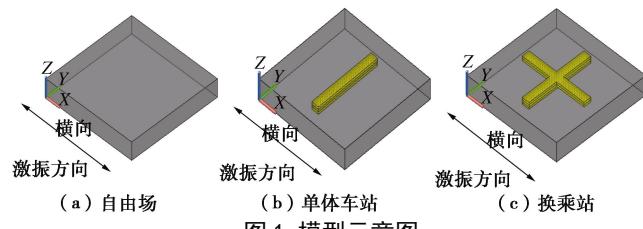


图 1 模型示意图

Fig. 1 Schematic diagram of different models

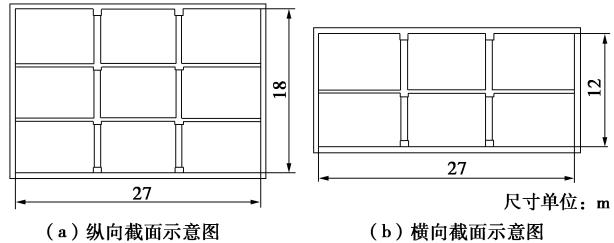


图 2 车站截面示意图

Fig. 2 Schematic diagram of station section

为了保证输入地震动能够在建立的模型中传播，模型的网格尺寸不宜取得过大。在对网格进行划分时要规定网格尺寸最大值。一般要求网格尺寸小于 1/10 波长，即 $\Delta L_{\max} \leq \frac{\lambda}{10} = \frac{v}{10f_{\max}}$ ，其中 v 为剪切波速， f_{\max} 为需考虑的地震动能量范围的最大频率。本文取 $v=300 \text{ m/s}$, $f_{\max}=10 \text{ Hz}$, 则 $\Delta L_{\max} \leq 3 \text{ m}$ 。在此次建立的 3 个模型中，网格尺寸均取 3 m，满足要求。

对于边界条件，动力问题应在边界上设置动力黏性边界，以吸收边界上的反射波。但该边界设置困难，参数难以确定，楼梦麟等^[15]表明计算宽度与深度之比达到 7 左右时，边界条件的影响可忽略不计，本文的比值为 351/51=6.88，与 7 非常接近。另外，《城市轨道交通结构抗震设计规范》(GB50909—2014)^[16]中推荐的反应加速度法的计算简图也是采用这种侧向滑移边界。因此，本文也采用侧向滑移边界，而没有采用动力黏性边界。

由于本文先进行模态分析，确定体系的振动特性后，再进行瞬态分析。模态分析的边界条件为：模型底部设置三向的位移约束（即固定边界），侧边设置纵向（Y 向）和竖向（Z 向）的位移约束（即侧向滑移

边界), 顶部自由。瞬态分析时为了在模型底部输入水平横向地震波, 则将模型底部水平横向(X 向)约束去掉, 其他与模态分析相同。

1.2 本构模型

本文采用等价线性模型 Davidenkov 模型来模拟土体的非线性特性, Davidenkov 模型可以描述为^[17]

$$G_d / G_{\max} = 1 - \left[\frac{(\gamma_d - \gamma_r)^{2B}}{1 + (\gamma_d - \gamma_r)^{2B}} \right]^A, \quad (1)$$

$$\lambda / \lambda_{\max} = [1 - G_d / G_{\max}]^{\beta}. \quad (2)$$

式中 A, B, γ_r 均为拟合常数, γ_r 为参考剪应变; γ_d 为瞬时动剪应变; λ, G_d 为阻尼比和瞬时动剪切模量, λ_{\max}, G_{\max} 为最大阻尼比和最大动剪切模量。基于已有的动力试验资料, 本文中取 $A=1.02, B=0.35$, 初始阻尼比取 0.001。

土体采用实体单元, 由于采用了等价非线性模型 Davidenkov 模型, 其阻尼特性在模型中已考虑。板和墙采用壳单元, 柱子采用梁单元, 结构采用弹性模型, 结构阻尼选用经典的瑞利阻尼, 阻尼比取 0.05, 依据 3.1 小节模态分析确定的前两阶频率值计算阻尼系数。各材料计算参数如表 1 所示。土体与车站、车站与柱子均采用 Tie 接触, 即不考虑接触界面相对位移。本次计算采用显示算法, 计算时步取为 0.002 s, 计算时间统一取 30 s。

表 1 各材料的计算参数表

Table 1 Parameters of various materials

| 材料 | 部位 | 密度 /(kg·m ⁻³) | 弹性模量 /MPa | 泊松比 |
|------------|---------------|------------------------------|--------------------|-----|
| 土 | 土体 | 1800 | 453.6 | 0.4 |
| 墙板 | 单体车站、 换乘车站 | 2400 | 3.0×10^4 | 0.2 |
| 钢筋混 凝土柱 | 单体车站、 换乘车站 | 2500 | 3.45×10^4 | 0.2 |

2 计算工况

2.1 工况类型

地震响应分析时, 选取 EL 波(近场波)及 Kobe 波(近场脉冲波)地震动, 两种地震波的加速度时程曲线及其傅里叶谱曲线如图 3 所示。计算分析在 0.1gEL 波/0.5gEL 波/0.1gKobe 波/0.5gKobe 波作用下, 换乘车站/单体车站/自由场土体的地震响应规律, 具体工况分析如表 2 所示, 共 12 种工况。地震动输入方向如图 1 所示, 对于三层三跨的截面属于横向抗震。

2.2 监测方案

为了监测土体和结构的地震响应, 分别于土体地表和深度方向、结构外侧均等间距布置测点, 主要监测土体的加速度响应和车站结构的加速度、位移响应, 以 A 表示土体测点, B 表示单体车站结构测点, C 表

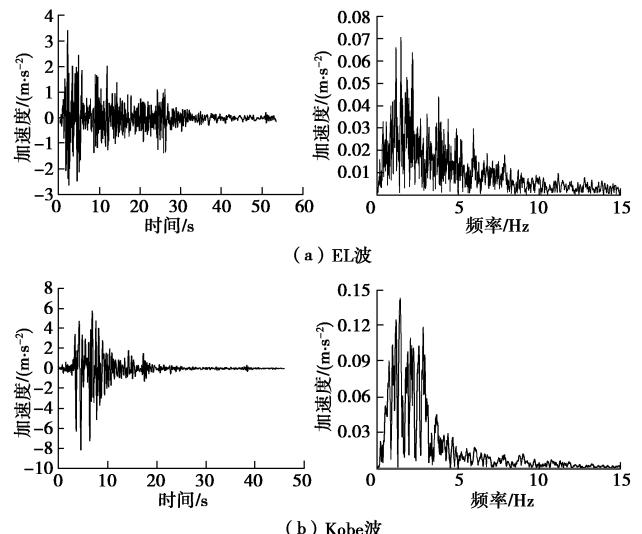


图 3 输入地震波时程曲线及傅里叶谱

Fig. 3 Time-history and spectral curves of input seismic waves

表 2 计算工况表

Table 2 Calculation cases

| 工况 | 地震波 | 幅值/g | 结构形式 |
|----|--------|------|------|
| 1 | EL 波 | 0.1 | 单体车站 |
| 2 | | 0.5 | |
| 3 | Kobe 波 | 0.1 | 单体车站 |
| 4 | | 0.5 | |
| 5 | EL 波 | 0.1 | 换乘站 |
| 6 | | 0.5 | |
| 7 | Kobe 波 | 0.1 | 换乘站 |
| 8 | | 0.5 | |
| 9 | EL 波 | 0.1 | |
| 10 | | 0.5 | 自由场 |
| 11 | Kobe 波 | 0.1 | |
| 12 | | 0.5 | |

示换乘车站结构测点, 数字表示测点编号, 如 M_{Bi} 表示单向车站测点编号为 i 的柱端弯矩, M_{Ci} 表示换乘车站测点编号为 i 的柱端弯矩。由于模型的对称性, 监测点及后续的分析均针对半结构而言, 根据三类不同工况分别确定其监测方案如下。

(1) 自由场土体监测方案

对于自由场工况, 主要监测土体表面的加速度响应和深度方向的加速度响应。因此在土体表面横向每隔 6 m(2 个单元网格)和深度方向每隔 3 m 布置测点, 以研究土体对地震动的放大效应, 如图 4 所示。

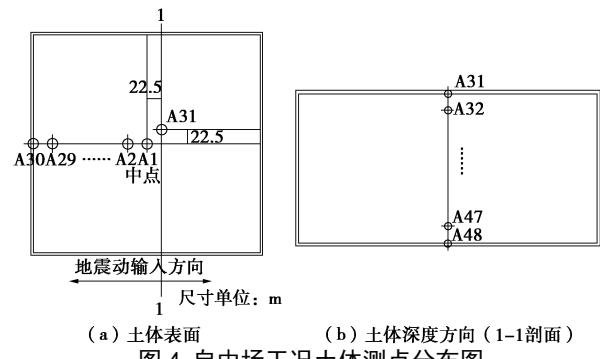


图 4 自由场工况土体测点分布图

Fig. 4 Distribution of measuring points for soil in free field

(2) 单体车站结构监测方案

相比较于自由场工况,单体车站-土体工况多了车站结构模型,除了监测土体表面的加速度以外,还需要监测车站结构的加速度、位移响应。因此土体表面和深度方向的测点布置方案与自由场工况相同(见图4),另外在车站的顶板和下层楼板上布置测点,具体布置图见图5。

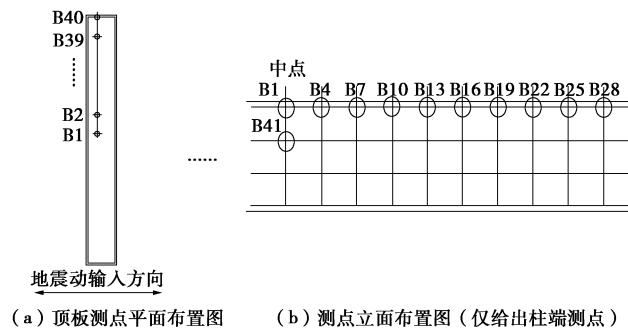


图5 单体车站测点分布图

Fig. 5 Distribution of measuring points in single metro station

(3) 换乘车站结构监测方案

换乘车站-土体工况的测点布置方案与单体车站-土体工况的测点布置方案相同,土体表面和深度方向测点布置见图4,换乘站测点具体布置可见图6。

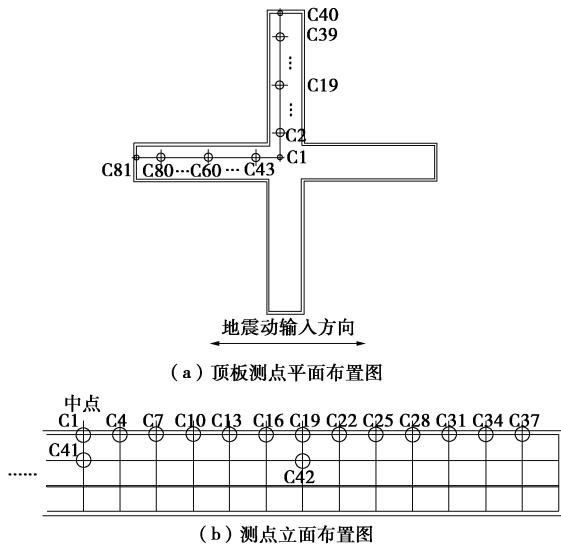


图6 换乘车站测点分布图

Fig. 6 Distribution of measuring points in cross metro transfer station

3 计算结果及分析

3.1 模态分析

模态分析时土体采用弹性模型,表3为3个模型的前5阶自振频率,由表3可知:①对于自由场而言,数值计算结果与经验公式 $f=V_s/4H=300/4\times 51=1.47\text{ Hz}$ 计算结果吻合很好,且一阶振型为剪切变形(图7),表明本文计算模型合理,边界条件选取可行;②三类

工况的一阶频率分别为1.47, 1.48, 1.49 Hz,与两个输入地震动的卓越频率接近;③地下结构的存在对场地土动力特性的影响较小,从工程的角度来看可忽略不计。

表3 3个模型前5阶自振频率(Hz)

Table 3 First five fundamental frequencies of three models

| 阶数 | 自由场 | 单体车站-土体 | 换乘车站-土体 |
|----|------|---------|---------|
| 1 | 1.47 | 1.48 | 1.49 |
| 2 | 1.53 | 1.54 | 1.55 |
| 3 | 1.59 | 1.62 | 1.63 |
| 4 | 1.67 | 1.69 | 1.71 |
| 5 | 1.70 | 1.72 | 1.75 |

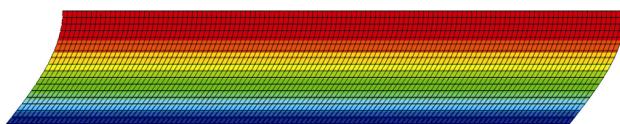


图7 土体一阶振型图

Fig. 7 First-order vibration mode of soil

3.2 地下结构对土体地震响应的影响分析

理论上,地下结构诸多界面的存在,改变了地震波的传播路径,因而会影响土体的响应。本节分析地下结构对地表正中间点A1加速度响应的影响以及对地表加速度幅值的影响。

(1) 地表正中点水平加速度分析

从图8所示的自由场、单体车站和换乘站工况土体表面测点A1加速度时程曲线来看,地下结构并未改变土体的地震响应趋势,仅仅是幅值上的改变,具体表现为单体车站放大了土体响应,而换乘车站则降低了土体响应。其原因在于换乘车站平面尺寸较大,阻碍了地震波在土体中的传播;而单体车站横向宽度相对较小,对地震波的隔断效果不明显,反而是降低了体系的刚度。若以自由场响应为基准,单体车站时地表加速度幅值最大放大了58%,而换乘站时地表加

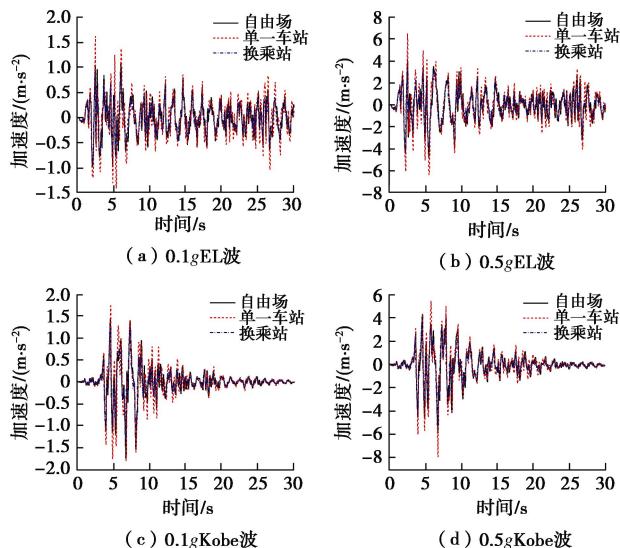


图8 土体表面中点测点A1水平加速度时程曲线

Fig. 8 Time-history curves of horizontal acceleration at point A1

速度幅值最大可降低 23%。可见大型地下结构的存在对场地土的影响不可忽视。

(2) 地表横向水平加速度幅值变化分析

提取测点 A1 加速度响应最大时刻地表各点加速度幅值, 如图 9 所示, 由于体系对称, 图中仅显示半边体系的宽度, 横坐标零点对应地表 A1 点。由图 9 可清晰看到换乘站的存在降低了地表响应, 而单体车站则放大了地表响应。在影响范围方面, 单体车站对地表加速度响应的影响范围约为 120 m, 而换乘站的影响范围约为 150 m, 分别为结构横向半宽度的 8.9 倍和 11.1 倍, 换乘站的影响范围大于单体车站。同时还可看到, 在车站半宽度 (13.5 m) 范围内, 地表加速度变化最为显著, 体现了地下结构的影响。

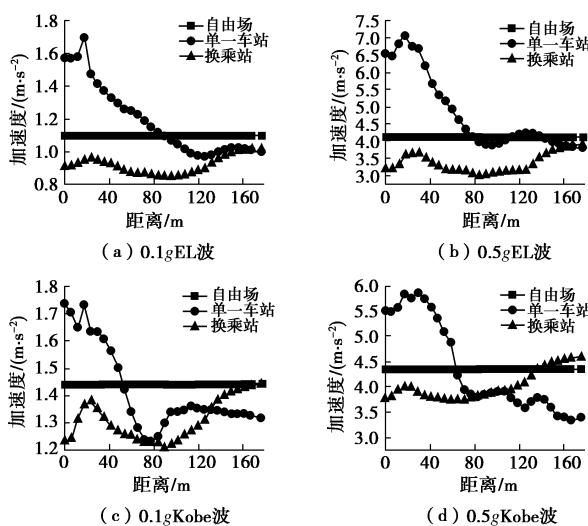


图 9 土体表面 (A1—A30) 水平加速度幅值沿宽度变化曲线

Fig. 9 Curves of horizontal acceleration amplitude along soil horizontal direction (from point A1 to point A30)

(3) 土体深度各点加速度幅值沿深度变化曲线

提取测点 A31 加速度响应最大时刻土体深度各点加速度幅值, 如图 10 所示, 纵坐标零点对应地表 A31 点, 可得土体深度方向水平加速度幅值变化曲线 (图 10)。

由图 10 可见: ①自由场、单体车站和换乘站在幅值相同的相同波作用下沿深度方向的水平加速度反应规律大体上一致。②在不同波作用下, 其土体沿深度方向的水平加速度幅值变化规律有所区别, 体现了地震波类型对土体地震响应的影响。

3.3 车站结构水平相对位移分析

地下结构的变形和破坏主要是周围地层的变形强加在结构上造成的, 因此, 地下结构的变形分析尤为重要。单体车站顶层柱两端测点 (B1 和 B41) 以及换乘站顶层柱两端测点 (C1 和 C41), 换乘站半结构中点顶层柱两端测点 (C19 和 C42) 的水平相对位移, 如图 11 所示。单体车站的层间相对位移显然大于换乘

站的, 这是由于换乘车站横向和纵向都存在结构, 其整体刚度大于单体车站的缘故。换乘站半结构中点的相对位移比换乘节点处的相对位移要大, 另外, 还可观察到在 Kobe 波作用下, 单体车站相对位移存在残余变形, 这是因为土体采用了非线性模型, 是土体的不可恢复变形强加在车站结构上产生的。

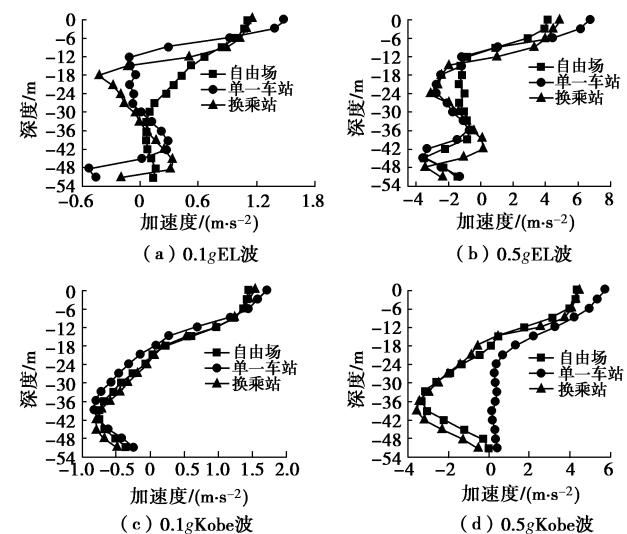


图 10 土体深度方向水平加速度幅值变化曲线

Fig. 10 Curves of horizontal acceleration amplitude along soil depth

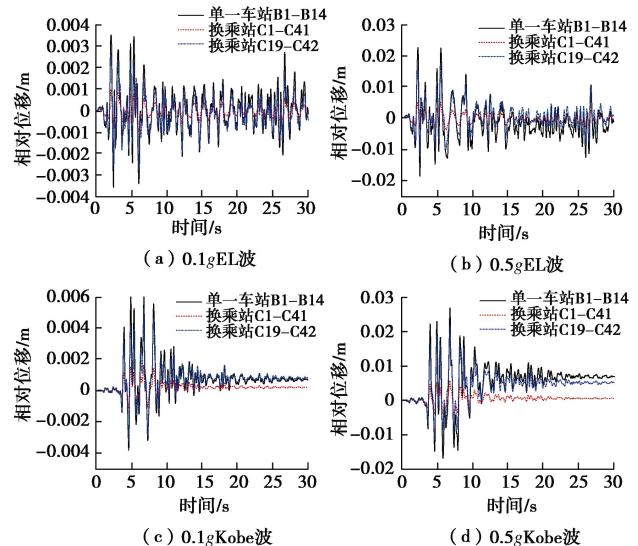


图 11 结构顶层水平相对位移时程曲线

Fig. 11 Time-history curves of horizontal relative displacement of top layer of structure

基于图 11 结构相对变形时程曲线, 提取各自的最大相对变形值除以结构层高, 可得层间位移角 (表 4)。由表 4 可见: 换乘站由于整体空间效应的存在, 其抗震性能较好, 层间位移角均较小, 而单体车站在较大地震动作用下的变形应进入了塑性变形阶段 (本文混凝土采用的是弹性模型, 无法显示其塑性损伤区域),

但从变形值来看单体车站和换乘站均满足弹性阶段的变形要求^[16]。由于地下结构的抗震性能一般以变形为主要控制指标,因此,基于本文的算例,可初步认为换乘站的抗震性能要优于单体车站的。

表 4 不同工况层间位移角

Table 4 Drift angles of story in different cases

| 车站 | EL 波 | | Kobe 波 | | |
|------|------|--------|--------|--------|--------|
| | 类型 | 0.1g | 0.5g | 0.1g | 0.5g |
| 单体车站 | | 1/1709 | 1/265 | 1/993 | 1/222 |
| 换乘车站 | | 1/6160 | 1/1149 | 1/3703 | 1/1030 |

3.4 空间效应分析

本小节拟通过分析柱端弯矩的变化规律,探讨单体车站和换乘站的空间效应。

(1) 单体车站空间效应分析

地下结构的埋深越浅,其响应越大,因此提取单体车站上层柱柱端(B1点)弯矩最大值时刻各柱端弯矩值(与测点B4~B37对应,图5),可得柱端弯矩值沿车站纵向的变化曲线,如图12所示,由于车站端部存在端墙,其刚度较大变形小,导致端部弯矩较小,中间柱端弯矩相对较大^[14]。故以纵向跨中柱(M_{B1})的柱端弯矩作为基准,其他各柱端弯矩与该柱端弯矩的比值 M_{Bi}/M_{B1} 如图13所示。由于缺乏统一规定,本文规定各柱端弯矩与参考柱端弯矩的比值等于0.8作为临界值,即比值大于0.8表明不受端部影响,比值小于0.8认为受端部影响。由图13可见:在距离端墙约36 m范围内(柱距为9 m),柱端弯矩相对值小于0.8,可见在地震动较小(0.1g)时空间效应影响范围约为4B/3(36/27, B为结构宽度),比文献[14]的分析结论(2B)稍小;但在地震动幅值较大(0.5g)时,空间影响范围分别为27 m(EL波)和18 m(Kobe波)。该结果体现了地震动幅值和类型对结构地震响应的影响。空间效应示意图如图14所示,取最大的影响范围,即端墙两端各4B/3区域为受端墙影响区域,中间区域为可简化为按平面问题分析的区域。

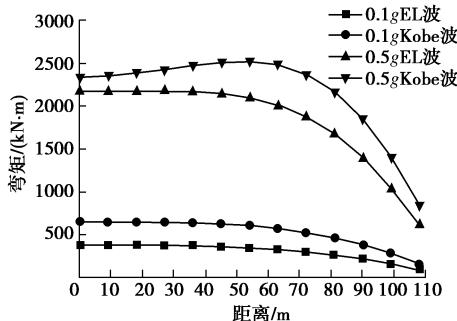


图 12 单体车站垂直地震动方向各柱柱端弯矩变化曲线

Fig. 12 Changing curves of column end moment perpendicular to seismic direction of single station

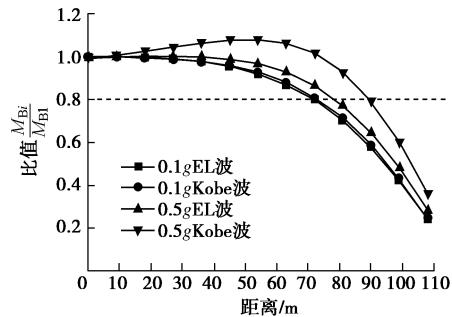


图 13 单体车站垂直地震动方向各柱柱端弯矩与参考柱柱端弯矩比值

Fig. 13 Column moment ratios of each column to reference one perpendicular to seismic direction (single station)

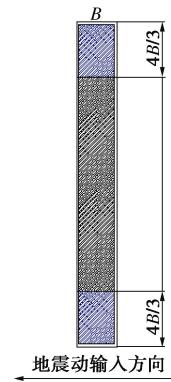


图 14 单体车站受空间效应影响区域示意图

Fig. 14 Schematic diagram of spatially affected areas of station
(2) 换乘车站空间效应分析

同理,提取换乘站顶层柱端(M_{C1} 点)弯矩最大时刻各柱端弯矩值,其中包括垂直于地震动方向($M_{C1}-M_{C4}-M_{C37}$,图15)和沿着地震动方向($M_{C1}, M_{C43}-M_{C81}$,图16)。对于垂直激震方向的柱端弯矩,由于靠近换乘节点和端墙区域都受到边墙的影响,存在一定的空间效应,其弯矩值相对较小(图15),中间的第6~8根柱子的柱端弯矩最大,且幅值变化较小,因此可认为是不受空间效应影响的区段。对于沿地震动方向各柱端弯矩值,十字换乘节点处柱端弯矩值远大于其它各柱,且其它柱端弯矩值均非常小(图16),原因在于此时沿地震动方向各柱属于纵向抗震,且结构纵向刚度相对较大的缘故。因此,尽管换乘站是典型的空间结构,但如果仅受单向地震动作用,其受力仍以横向响应为主,但如果收到多向地震作用时,其效应需进一步探讨,这是后期需进一步深入研究的环节。

由于换乘站端墙及换乘节点的影响,故以垂直于地震动方向正中间截面柱子(第7根)柱端弯矩 M_{C19} 为基准值,作出各柱端弯矩与第7根柱柱端弯矩的比值 M_{Ci}/M_{C19} (图17)。由图17可见,在靠近十字换乘节点方向有4根柱子比值在0.8以下,而靠端墙方向

有2根柱子比值在0.8以下, 可认为分别有36 m(靠近换乘节点)和18 m(靠近端墙)为受空间影响区域, 十字换乘节点的空间效应比端墙的要大。空间影响范围如图18所示, 其中受端墙影响区域大致为 $4B/3$, 而受换乘节点影响区域大致为 $2B/3$, 其它区域可简化为按平面问题分析的不受空间效应影响区域。其中值得注意的是, 车站端部的影响范围从单体车站的 $4B/3$ 降低至 $2B/3$, 其原因可能受换乘节点的影响, 导致整个结构的刚度特性发生变化, 即刚度向节点区域转移了。

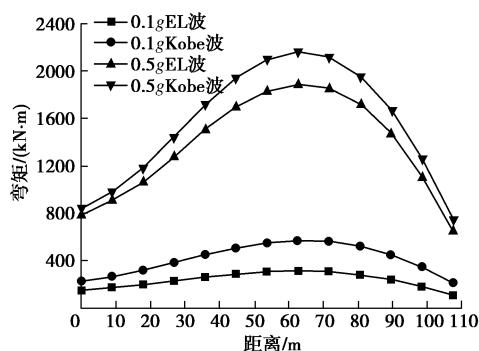


图 15 换乘车站垂直地震动方向各柱柱端弯矩变化曲线

Fig. 15 Changing curves of column end moment perpendicular to seismic direction of the transfer station

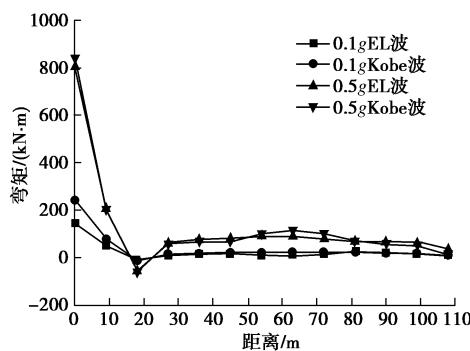


图 16 换乘车站沿地震动方向各柱柱端弯矩变化曲线

Fig. 16 Changing curves of column end moment parallel to seismic direction of the transfer station

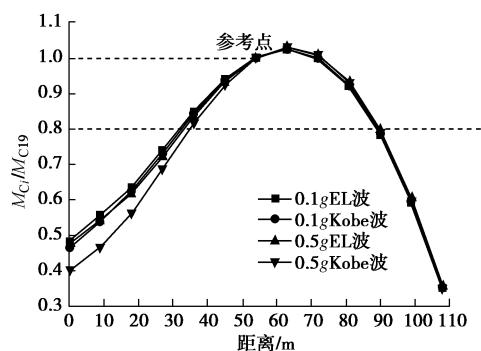


图 17 换乘车站垂直地震动方向各柱柱端弯矩与参考柱柱端弯矩比值

Fig. 17 Column moment ratios of each column to reference one perpendicular to seismic direction (transfer station)

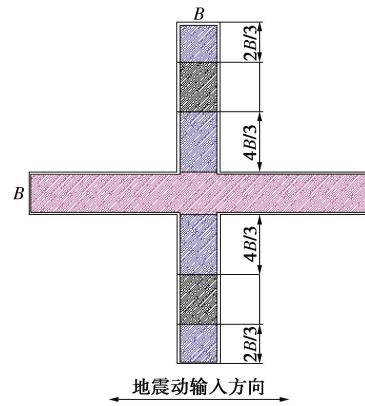


图 18 换乘车站受空间效应影响区域示意图

Fig. 18 Schematic diagram of spatially affected areas of transfer station

4 结 论

本文以某十字换乘地铁车站为对象, 建立了其三维计算模型, 研究了水平地震动作用下十字换乘地铁车站地震动力响应, 对比了十字换乘车站在与单体车站地震响应的差异, 分析了其空间效应, 可以得到4点结论。

(1) 地下结构的存在主要影响土体响应的幅值, 具体为单体车站地放大了地表响应, 而换乘站则降低了地表响应, 主要原因是由于换乘车站面积相对较大, 阻隔了地震动向地表的传递。

(2) 与换乘车站相比, 单体车站顶板和下层板的相对位移明显较大, 说明换乘站空间效应明显, 整体刚度较大, 体现了换乘站结构的空间效应, 基于本文的计算结果, 其整体抗震性能优于单体车站。

(3) 单体车站端墙部分的影响范围大致为 $4/3$ 倍的结构宽度, 而换乘节点与端墙的影响范围约为 $4/3$ 倍和 $2/3$ 倍的结构宽度, 可见换乘车站在十字换乘节点的空间影响范围大于端墙。

(4) 尽管换乘站是典型的空间结构, 但如果仅受单向地震动作用, 其受力仍以横向响应为主, 但如果受到多向地震作用时, 其效应需进一步探讨。

限于计算效率, 本文的十字换乘车站模型基于实际情况进行了大量的简化, 如两个方向的宽度相同、忽略侧墙的大开洞等, 以及混凝土仅采用了弹性模型等。后续尚需进一步开展更全面的计算分析, 如考虑换乘形式、地震动特性的影响、输入方向的影响、结构损伤分析等, 以及针对换乘节点柱子建议合理的结构形式等, 以期指导工程实际。

参 考 文 献:

- [1] 袁 蕾, 姜忻良. 地铁换乘站不规则结构对其地震响应的影响 [J]. 地震工程与工程振动, 2011, 31(1): 74 - 79.

- (YUAN Lei, JIANG Xin-liang. Influence of irregular structure of subway transfer station on its seismic responses[J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2011, **31**(1): 74 - 79. (in Chinese))
- [2] 陈磊, 陈国兴, 龙慧. 地铁交叉隧道近场强地震反应特性的三维精细化非线性有限元分析[J]. 岩土力学, 2010, **31**(12): 3971 - 3976, 3983. (CHEN Lei, CHEN Guo-xing, LONG Hui. 3D refined nonlinear finite element analysis of intersecting metro tunnels under near-field ground motion [J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(12): 3971 - 3976, 3983. (in Chinese))
- [3] 陶连金, 王文沛, 张波, 等. 坚向强震作用下密贴地铁地下交叉结构动力响应分析[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(3): 433 - 437. (TAO Lian-jin, WANG Wen-pe, ZHANG Bo, et al. Dynamic response of closely-attached intersecting underground subway structures under vertical strong ground motion[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(3): 433 - 437. (in Chinese))
- [4] 安军海, 陶连金, 李积栋, 等. 地铁双层交叉隧道非线性地震响应分析[J]. 中国铁道科学, 2015, **36**(3): 66 - 2. (An Jun-hai, Tao Lian-jin, Li Ji-dong, et al. Nonlinear seismic response of double-decked intersecting metro tunnel[J]. China Railway Science, 2015, **36**(3): 66 - 72. (in Chinese))
- [5] 李积栋, 陶连金, 吴秉林, 等. 密贴交叉隧道在强震作用下的三维动力响应分析[J]. 现代隧道技术, 2014, **51**(1): 26 - 31, 104. (LI Ji-dong, TAO Lian-jin, WU Bing-lin, et al. Analysis of 3D dynamic response of closely over lapping tunnels during a strong earthquake[J]. Modern Tunneling Technology, 2014, **51**(1): 26 - 31, 104. (in Chinese))
- [6] 王国波, 陈梁, 徐海清, 等. 紧邻多孔交叠隧道抗震性能研究[J]. 岩土力学, 2012, **33**(8): 2483 - 2490. (WANG Guo-bo, CHEN Liang, XU Hai-qing, et al. of seismic capability of adjacent overlapping multi-tunnels[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, **33**(8): 2483 - 2490. (in Chinese))
- [7] 黄俊, 张波. 地铁交叉结构近场地震反应振动台试验研究[J]. 水电能源科学, 2013, **31**(2): 120 - 122, 153. (HUANG Jun, ZHANG Bo. Shaking table model test of subway cross-structure under near-field ground motion[J]. Water Resources and Power, 2013, **31**(2): 120 - 122, 153. (in Chinese))
- [8] 赵光, 张涛, 徐翔, 等. 城市交通节点多层次交叉隧道结构体系抗震性能分析[J]. 现代隧道技术, 2015, **52**(4): 121 - 127. (ZHAO Guang, ZHANG Tao, XU Xiang, et al. Aseismic behavior analysis of a multi-deck intersected tunnel structure system at an urban transport node[J]. Modern Tunneling Technology, 2015, **52**(4): 121 - 127. (in Chinese))
- [9] 胡建平, 刘亚莲. 浅埋交叉隧道地震动力响应及减震措施研究[J]. 地下空间与工程学报, 2015, **11**(3): 759 - 765. (HU Jian-ping, LIU Ya-lian. Analysis on the seismic dynamic response and shock-absorption measures of shallow-burial cross tunnels[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2015, **11**(3): 759 - 765. (in Chinese))
- [10] ABATE G, MASSIMINO M R. Numerical modelling of the seismic response of a tunnel-soil-aboveground building system in Catania(Italy)[J]. Bulletin of Earthquake Engineering, 2017, **15**(1): 469 - 491.
- [11] TSINIDIS G. Response characteristics of rectangular tunnels in soft soil subjected to transversal ground shaking[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2017, **62**: 1 - 22.
- [12] 黄锐财. 地铁车站换乘节点地震响应分析[D]. 广州: 华南理工大学, 2016. (HUANG Rui-cai. Seismic response analysis of subway station transfer nodes[D]. Guangzhou: South China University of Technology, 2016. (in Chinese))
- [13] 张宇. T型交叉换乘车站地震反应和损伤分析[D]. 北京: 北京交通大学, 2017. (ZHANG Yu. The analysis of seismic response and damage of T-shaped transfer station[D]. Beijing: Beijing Jiaotong University, 2017. (in Chinese))
- [14] 季倩倩. 地铁车站结构振动台模型试验研究[D]. 上海: 同济大学, 2002. (JI Qian-qian. Shaking table testing on underground subway station structures[D]. Shanghai: Tongji University, 2002. (in Chinese))
- [15] 楼梦麟, 潘旦光, 范立础. 土层地震反应分析中侧向人工边界的影响[J]. 同济大学学报, 2003, **31**(7): 757 - 761. (LOU Meng-lin, PAN Dan-guang, FAN Li-chu. Effect of vertical artificial boundary on seismic response of soil layer[J]. Journal of Tongji University, 2003, **31**(7): 757 - 761. (in Chinese))
- [16] GB 50909—2014 城市轨道交通结构抗震设计规范[S]. 2014. (GB 50909—2014 Code for seismic design of urban rail transit structures[S]. 2014. (in Chinese))
- [17] ZHUANG H, HU Z, WANG X, et al. Seismic responses of a large underground structure in liquefied soils by FEM numerical modelling[J]. Bulletin of Earthquake Engineering, 2015, **13**(12): 3645 - 3668.