

城市大型地下互通含夹空层隧道结构体系的抗震性能研究

王海峰¹, 武健¹, 周秋龙¹, 陈雾航²

(1.南京城建隧桥智慧管理有限公司, 江苏 南京 210017; 2.苏交科集团股份有限公司, 江苏 南京 210019)

摘要: 依托南京惠民大道综合改造工程, 针对典型地下互通空间结构在地震作用下的动力响应问题展开研究, 采用有限元法模拟计算, 建立含夹空层隧道结构体系下的工程简化模型, 对含夹空层隧道结构体系进行抗震性能分析, 并研究该体系条件下的含夹空层开发利用可能性。针对具体夹空层结构的抗震性能提出有效的抗震措施, 该方法可为相似类型工程的空间规划提供有益的参考。

关键词: 含夹空层隧道结构体系; 抗震性能; 有限元法; 开发利用

中图分类号: TU91

文献标志码: A

文章编号: 1009-7716(2022)08-0160-06

0 引言

城市大型地下互通结构的建设是完善城市功能的必然选择^[1], 对于大规模多层地下空间的开发, 保证结构的稳定是一个重要方面, 尤其要重视结构的抗震性能。在1995年阪神地震中, 神户市内多处地下结构发生剪切、斜向龟裂等严重破坏^[2], 地震对地下结构的破坏会给震后修复带来较大困难, 因此, 保证地下结构的抗震安全具有重要的现实意义。

针对地下结构抗震性能的研究, 学者们从现场勘测、室内试验和数值模拟等方面做过很多研究, 刘如山等^[3]、Huo等^[4]、刁玉红等^[5]通过拟静力法求解结构的非线性运动方程的解析解。韩润波等^[6]、Chen等^[7]、刘晶波等^[8]通过拟静力试验和振动试验模拟土体与结构的震动响应特性。高伟豪^[9]、丁德云等^[10]、伍兴文等^[11]、律清等^[12]对地下交通结构采用MIDAS、FLAC、ADINA等软件进行有限元动力分析。研究地下空间结构在地震作用下的动力响应特性能为结构抗震设计提供依据。目前对地下结构的抗震性能研究主要集中在对地下空间结构的抗震性能分析^[13-14], 较少结合地下空间结构开发利用的特点提出抗震措施, 从而进一步加大对地下结构中闲置夹空层的开发利用。

本文采用数值计算的方法, 建立含夹空层隧道结构体系下的有限元计算模型。研究含夹空层隧道

结构体系在地震动力作用下的力学特性, 分析节点处的抗震性能, 进一步提出抗震构造措施, 优化结构抗震设计。

1 隧道夹空层空间工程地质概况

惠民大道综合改造工程位于南京市鼓楼区惠民路, 场地隶属于长江漫滩地貌单元, 相对平缓, 地面高程5.58~7.82 m, 最大高差2.24 m。

该场地属扬子地层区, 古生代、中生代地层比较齐全, 岩性以粉质黏土、淤泥质粉质黏土、粉细砂为主。区内位于华北地震区长江中下游—南黄海地震带内, 属中强震活动区。

2 结构抗震设计原则

根据相关规范和《惠民大道综合改造工程岩土工程勘察报告》, 该工程设计地震分组为第一组, 场地类别为II类, 场地抗震设防烈度为7度, 设计基本地震加速度值为0.10g。场地特征周期值为0.45 s。工程抗震设防分类为乙类, 抗震等级为二级, 按7度抗震设防烈度要求进行抗震验算。

3 数值模型建立

3.1 模型设置

采用时程分析法进行地震效应计算, 同时也综合考虑静力荷载作用及地震动力效应对结构产生的影响。为使结构的抗震设计更加安全、经济, 在一些大型、重要建筑设计中要考虑相互作用的影响, 这里选取动力人工边界和土动力本构。

收稿日期: 2021-11-18

基金项目: 住房和城乡建设部研究开发项目(2019-K-110)

作者简介: 王海峰(1980—), 男, 硕士, 高级工程师, 从事道路工程设计与研究工作。

该次模型动力边界采用黏弹性人工边界,土体的动力本构模型采用 Morh-Coulomb 模型。

结构埋深范围内地层分布情况为:①₁杂填土(1.6 m)+①₂素填土(4.7 m)+②₂淤泥质粉质黏土夹黏质粉土(23.4 m)。根据详勘报告,各地层物理力学参数如表 1 所示。

表 1 地层物理力学参数					
层号	岩土名称	压缩模量 E_s/MPa	重度 $\gamma/$ $(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	固结快剪	
				黏结力 C/kPa	内摩擦角 $\varphi/(^\circ)$
① ₂	素填土	3.51	18.21	-	-
② ₂	淤泥质粉质黏土夹黏质粉土	3.60	17.92	12.1	10.9
④ ₂	粉细砂	10.46	19.58	4.8	31.5

3.2 模型尺寸及初始条件

采用动力分析时,通常地震波的能量主要集中在 0~10 Hz 的频率范围内,土体的最小剪切波速约为 100 m/s,最短波长为 10 m,因此计算中剪切波速传播的主要方向即竖向单元尺寸不大于 1 m 即可满足要求。当土体的最小剪切波速为 200 m/s 时,竖向单元尺寸取 2 m 可满足计算要求,如表 2 所示。

表 2 土体参数取值范围						
岩土的类型	土层剪切波速 范围 / (m·s ⁻¹)	场地类别				
		I	II	II	III	IV
岩石	$v_s>800$	0				
坚硬土或 软质岩石	$800\geq v_s>500$		0			
中硬土	$500\geq v_s>250$		<5	≥ 5		
中软土	$250\geq v_s>150$		<3	3~50	>50	
软弱土	$v_s\leq 150$		<3	3~15	15~80	>80

土层的选取范围,一般顶面取地表面,底面取等效基岩面,水平向自结构侧壁至边界的距离宜至少取结构水平有效宽度的 3 倍^[15]。

为能够显著反映地下结构的地震动响应特性,选取阪神波作为基岩输入的地震动,其中阪神波具有明显的脉冲特性,截取作用时间为 20 s,峰值加速度为 2.2 m/s²(相当于 7 度罕遇地震下设计基本地震加速度为 0.2g 地区的最大加速度),加速度时程曲线如图 1 所示。地震动输入时,按照三个方向同时输入,即同时输入一条 P 波和两条 S 波,模拟真实地震情况。

选取惠民大道地下典型断面建立模型,如图 2(a)所示,隧道结构顶板厚度为 1 m,侧墙及底板厚度均为 1.2 m,中板及中隔墙厚度均为 0.6 m。左侧、中部

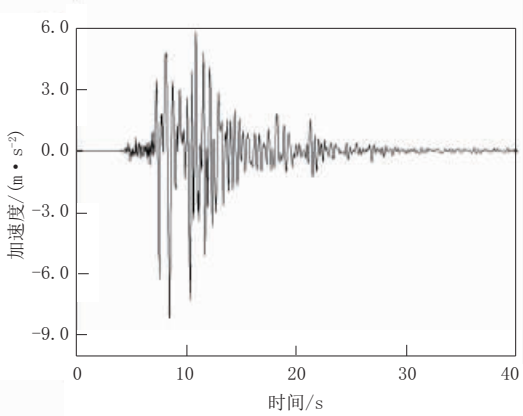


图 1 阪神波地震加速度时程曲线

下层都为匝道,中部上层为管廊层,其余空间为夹空层,右侧紧邻建筑。该段隧道围护结构形式为 $\phi 800@1\ 000$ 钻孔灌注桩,桩长为 31 m,止水体系为 $\phi 850@600$ 搅拌桩止水帷幕,桩长为 19 m。隧道基础采用裙边+抽条加固的形式,加固深度为 3 m。该工程围护结构作为临时性结构设计,围护结构设计使用年限为 2 a,故研究抗震性能时不考虑围护结构影响。通过建立含夹空层隧道结构模型,根据夹空层中所需建设的功能房的要求对结构验算抗震性能,并提出抗震构造措施以满足结构安全需求。土体模型尺寸为 120 m×20 m×50 m,模型包含 16 190 个单元,22 054 个节点以及 10 263 个弹簧阻尼器单元,如图 2(b)所示。

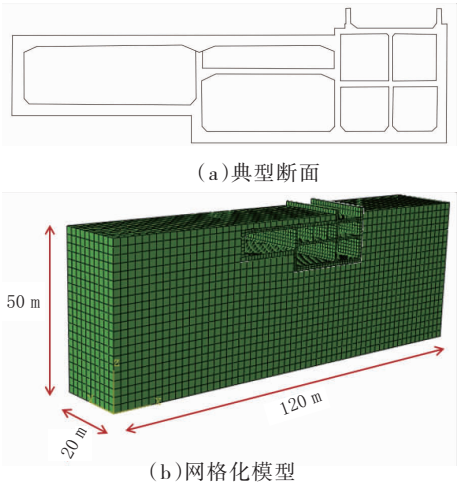


图 2 典型断面模型

4 地震响应分析

4.1 结构的位移分析

根据典型断面选取结构顶板关键位置如图 3 所示,其竖向位移时程变化规律如图 4 所示。选取结构底板关键位置如图 5 所示,其竖向位移时程变化规律如图 6 所示。选取结构侧墙关键位置如图 7 所示,其竖向位移时程变化规律如图 8 所示。选取结构中

隔墙关键位置如图9所示,其竖向位移时程变化规律如图10所示。

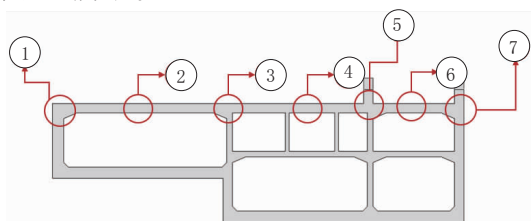


图3 顶板关键位置选取

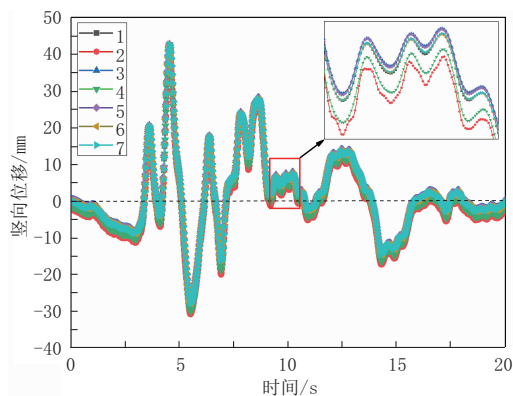


图4 结构顶板关键位置竖向位移-时程曲线

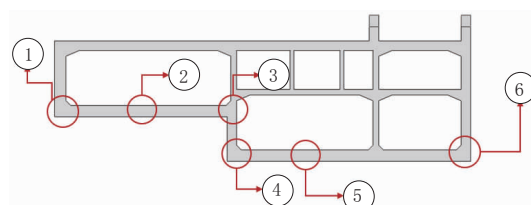


图5 底板关键位置选取

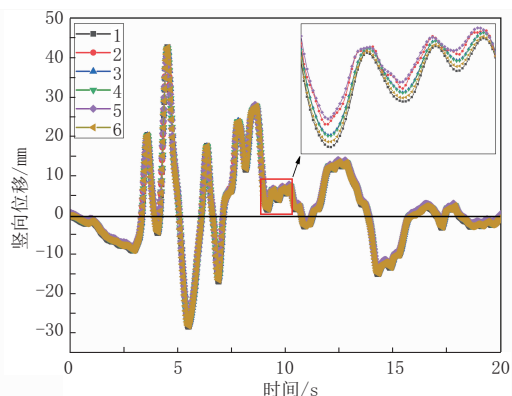


图6 结构底板关键位置竖向位移-时程曲线

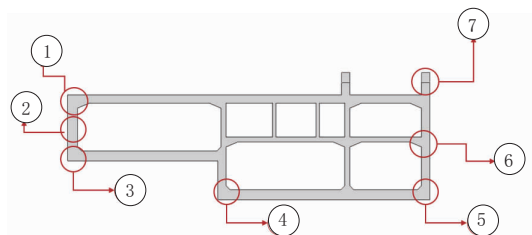


图7 侧墙关键位置选取

图3至图10给出了隧道结构在阪神波作用下地震三个方向同时输入时隧道结构不同监测位置水平和竖向位移时程曲线。从图中可以看出,在4.52 s

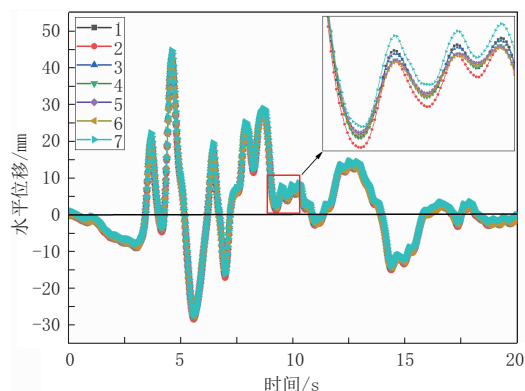


图8 结构侧墙关键位置水平位移-时程曲线

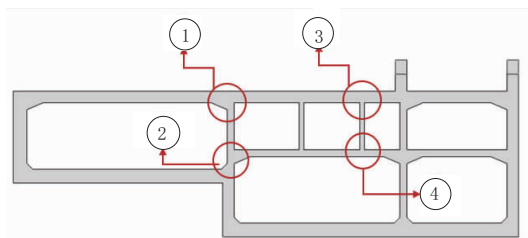


图9 中隔墙关键位置选取

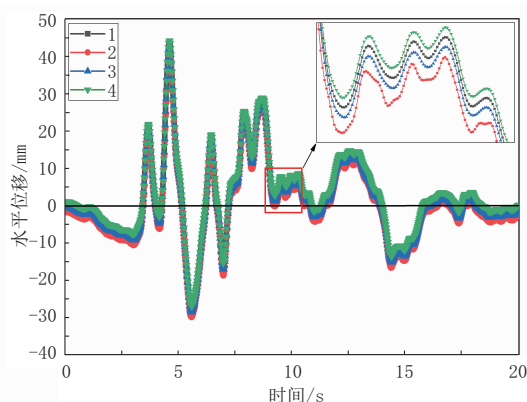


图10 结构中隔墙关键位置水平位移-时程曲线

时(对应地震加速度峰值时间点),结构的竖向位移达到最大,在4.64 s时,结构的水平位移达到最大。统计峰值加速度时刻结构各主要位置变形情况发现,顶板、底板的竖向最大位移和最小位移分别为42.7 mm、41.7 mm、42.63 mm、40.65 mm,侧墙和中隔墙的水平位移最大值和最小值分别为44.46 mm、44.11 mm、40.97 mm、41.47 mm,说明在峰值加速度作用下,结构差异沉降较小,表明结构受力整体性较好。

从峰值加速度时结构位移沿三个方向的云图11可知,在峰值加速度时刻、水平地震作用下,结构中隔墙发生了较大的剪切变形,变形主要位于中隔墙顶部和底部,设计时可通过在支座处设置加腋等措施加强支座刚度。在轴向地震作用下,结构在地下二层的底板位置出现较大的剪切变形,相对位移达3 mm。在竖向地震作用下,结构沿隧道轴线出现剪切变形,剪切变形约为5 mm。

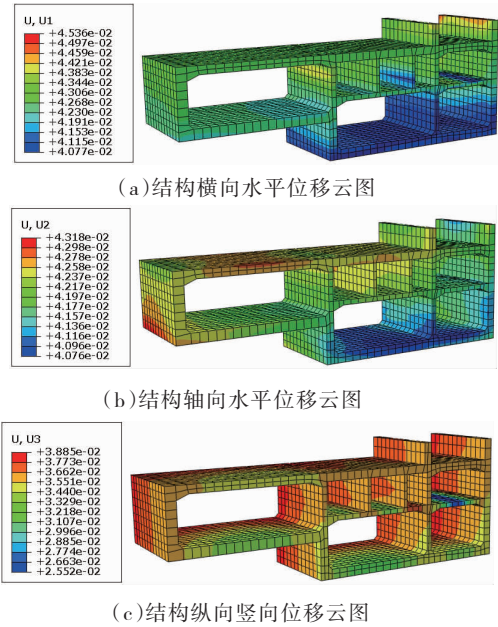


图 11 峰值加速度时的结构位移云图

4.2 层间位移角分析

为进一步分析结构相对位移变化规律,选取结构断面和得到的层间位移角如图 12 和图 13 所示。当计算到 7 s 时,结构发生较大的剪切变形,2-2 断面位置相对位移较大。地下二层顶底部的相对水平位移差值达到 2.36 mm,层间位移角为 4.08×10^{-4} (1/2450),根据《城市轨道交通结构抗震设计规范》(GB 50909—2014)规定的结构抗震性能 II 中的层间位移角的限值 1/250。这里结构相对位移也小于规范限制值,结构满足抗震设防要求。

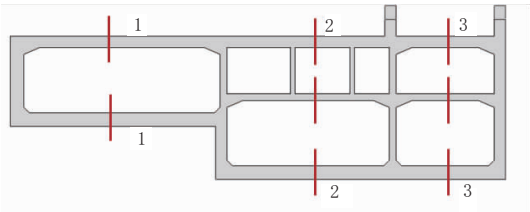


图 12 结构相对位移断面选取

4.3 结构应力状态分析

为揭示夹空层空间隧道在地震作用下的受力状态变化和震害发展模式,得到了初始地应力状态下结构最大主应力云图和输入三向地震波持续时间内不同时刻的最大主应力云图如图 14 和图 15 所示。初始应力状态下结构最大主应力主要分布在顶板跨中位置,随着地震动的加强,结构的最大主应力分布在结构侧墙与中隔墙与层板的交界部位,这些部位均易于遭受拉破坏,是抗震构造需要加固的区域。从最大主应力大小变化和分布发展模式上分析震害的发生过程为:激振前期阶段,侧墙、中隔墙与层板连接部位的节点基本保持和初始状态相同的受力,以

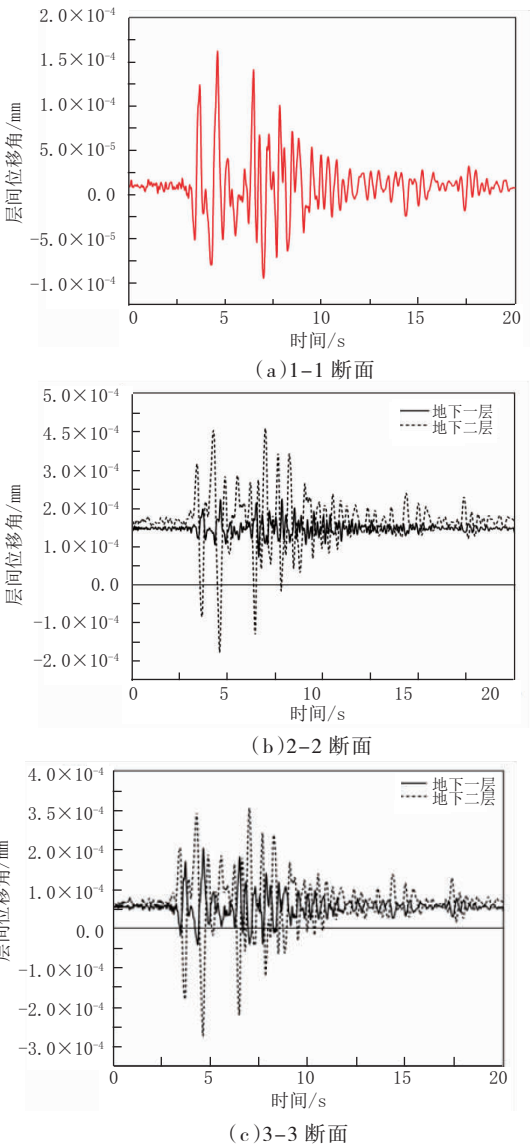


图 13 结构不同位置层间位移角 - 时程曲线

受压为主(图 15 a~b),随着地震动的加强,层板对墙体的约束力减弱,侧墙与中板的水平抗侧刚度减小,当地震动达到一定强度和持时后,墙体顶部出现较大剪切变形,产生较大的拉应力(图 15 c~d)。此后,原来由中隔墙承担的荷载一部分转移给侧墙,发生内力重分布(图 15 e~h),隧道结构的侧墙与顶板交叉部位在上覆土压力和地震反复交变荷载的双重作用下,发生更大的地震运动和变形,直至交叉部位的弯矩值超过结构的受弯承载力设计值时,该部位产生严重的弯曲破坏之后,逐渐演变为塑性铰。

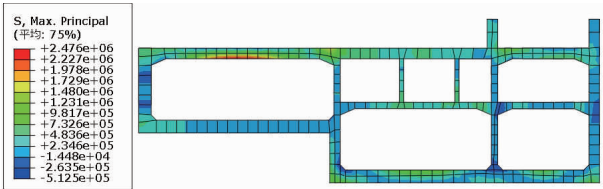


图 14 地应力状态下结构最大主应力云图

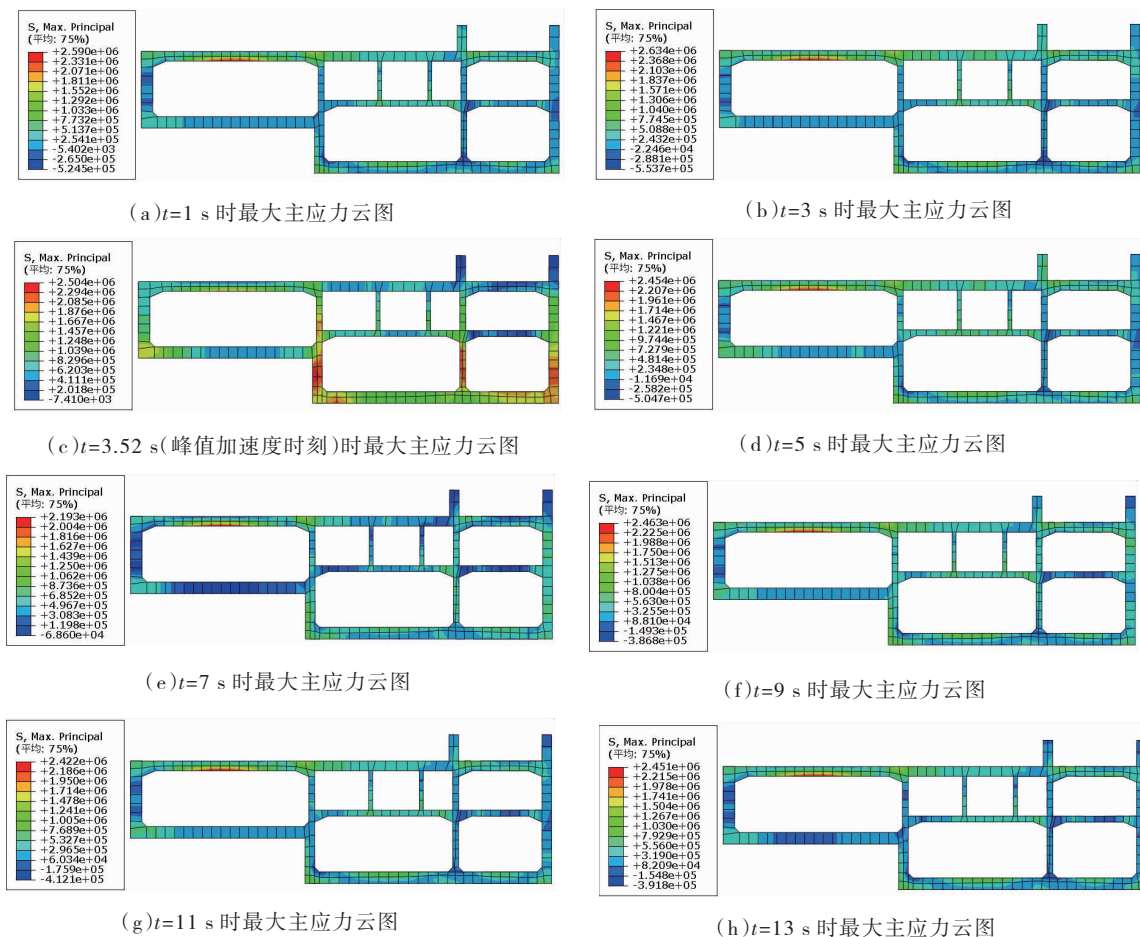


图 15 结构最大主应力分布

选取断面的结构节点如图 16 所示,得到不同结构节点所代表的空间最大主应力和最小主应力时程变化规律如图 17 至图 22 所示。在地震作用下,匝道底板与管廊侧墙交界处节点以及夹空层空间中隔墙与顶板、中板和底板处节点均产生了较大的拉应力,这些节点位置易产生受拉破坏。结构顶、底板与侧墙和中隔墙交界处节点在地震荷载作用下,处于受拉—受压状态的不转变,节点处最大压应力值为 6 MPa 左右,位于管廊结构地下二层侧墙交点处,该处与土体直接接触,产生了较大的拉、压应力,应力值小于规范规定的 C40 混凝土轴心抗压设计值 19.1 MPa。

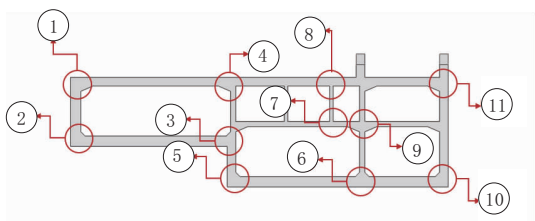


图 16 关键位置选取

夹空层空间位置结构中板与侧墙交界处节点在地震反复荷载作用下,为不断的受拉—受压转变状态,

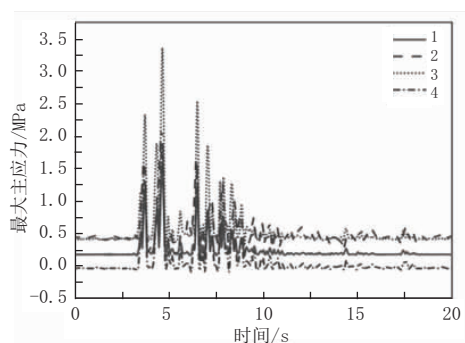


图 17 匝道结构节点最大主应力时程曲线

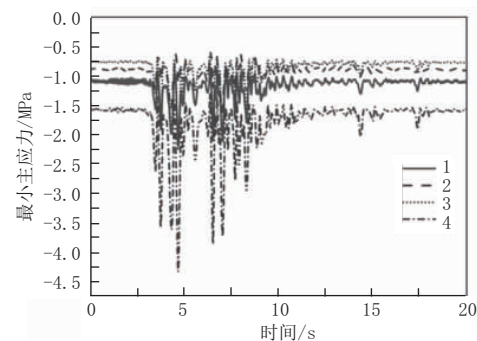


图 18 匝道结构节点最小主应力时程曲线

最大压应力值为 6 MPa 左右,由于该部分不与土体直接接触且受到侧墙的约束作用,应力值小于顶板

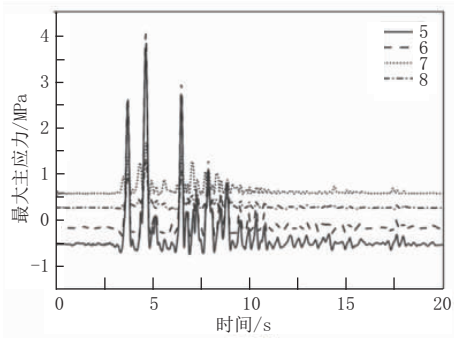


图 19 管廊结构节点最大主应力时程曲线

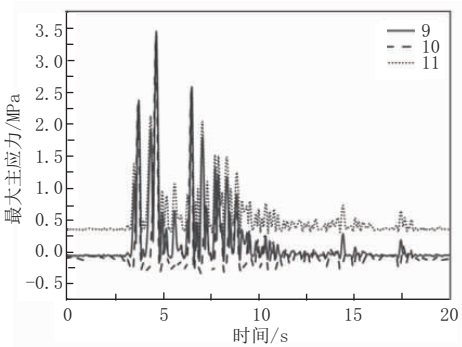


图 21 夹空层结构节点最大主应力时程曲线

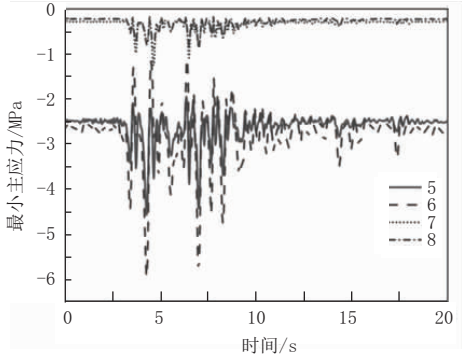


图 20 管廊结构节点最小主应力时程曲线

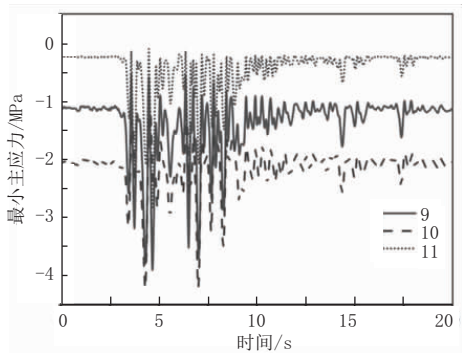


图 22 夹空层结构节点最小主应力时程曲线

与底板应力值,且小于规范要求的材料强度设计值。

综上可知,在对惠民大道地下结构空间的典型断面的抗震性能分析基础上,对结构关键位置和易发生剪切破坏的位置采取一定措施,可保证结构安全,同时也证明了上述结构的夹空层具备可开发利用的价值,可结合周边需求开展建设。

5 结 论

本文对含夹空层隧道结构体系空间结构的抗震性能分析和可用夹空层空间可利用性的研究,对关键位置提出有效的抗震措施,得到的结论如下:

(1)通过有限元分析结构的抗震性能,证明了可利用的夹空层断面结构安全,该夹空层空间可进行有效的开发利用;

(2)通过有限元分析了利用夹空层的断面关键节点的地震响应,分析了结构关键位置的位移-时程以及层间位移角-时程关系,结果发现地震荷载对于断面关键节点的影响在抗震设计的范围之内,满足设计要求,对于关键位置可采取措施消除隐患。

参考文献:

[1] 钱七虎,陈晓强.城市化发展呼唤积极和科学开发利用城市地下空间[J].科技导报,2010,28(10):3.
[2] 阪神-淡路大地震调查特别委员会报告[J].国际地震动态,1998(11):24-29.
[3] 刘如山,胡少卿,石宏彬.地下结构抗震计算中拟静力法的地震荷载

施加方法研究[J].岩土工程学报,2007,29(2):237-242.
[4] Huo H, Bobet A, Fernandez G, et al. Analytical solution for deep rectangular structures subjected to far-field shear stresses[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2006, 21(6):613-625.
[5] 刁玉红,刘建峰,张运良.远场压缩应力作用下方形地下结构地震内力的解析解[J].水电能源科学,2013,31(12):87-89,97.
[6] 韩润波,许成顺,杜修力,等.土-地下结构体系拟静力推覆试验模型箱类型的优选[J].岩土力学,2021,42(2):462-470.
[7] Chen ZY, Chen W, Li YY, et al. Shaking table test of a multi-story subway station under pulses-like ground motions[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2016, 82(1):111-122.
[8] 刘晶波,安志尧,宝鑫.地下结构抗震性能土工模型箱拟静力试验中土体尺寸的影响研究[J].地震工程与工程振动,2021,41(3):11-21.
[9] 高伟豪.城市地下空间轨道交通结构抗震性能分析[J].兰州工业学院学报,2017,28(3):31-35.
[10] 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(z1):224-231.
[11] 伍兴文.城市轨道交通大型地下空间结构抗震性能设计[J].工程建设与设计,2019(15):29-31.
[12] 律清,宫必宁,郑人逢.修正的反应谱法地下结构抗震分析初探[J].水利与建筑工程学报,2012,10(1):127-129.
[13] 刘智勇,郑永来.矩形断面地下结构抗震设计简化方法探索[J].结构工程师,2008,24(2):12-16.
[14] 高扬.某大型城市地下空间结构抗震设计[J].结构工程师,2019, 35(5):17-23.
[15] 肖茜,寇卫锋.反应位移法和时程分析法在地下车站抗震设计中的应用[C].//2017 城市轨道交通关键技术论坛暨第 26 届地铁学术交流会议论文集.2017:133-143.