

DOI:10.13409/j.cnki.jdpme.202006025

越江电力地下综合管廊结构横向抗震性能研究*

汤鹏¹, 杨明¹, 庄海洋², 王程²

(1. 中国能源建设集团江苏省电力设计院有限公司, 江苏南京 211102;
2. 南京工业大学岩土工程研究所, 江苏南京 210009)

摘要: 针对越江气体绝缘输电线路(GIL)综合管廊结构的特殊性,考虑内部混凝土支架与盾构隧道的动力相互作用,以及盾构隧道穿越地层的不同,建立了土-管廊结构非线性动力相互作用的整体计算分析模型,从结构变形、盾构管片张开量、结构地震损伤等方面详细分析了越江GIL综合管廊结构的抗震性能。结果表明:越江GIL管廊结构内部混凝土支架结构明显要先于外部盾构隧道发生地震损伤;当GIL管廊结构穿越相对较软土层时的地震损伤明显加重;受制于内部混凝土支架的约束作用,盾构隧道的下部管片张开量明显小于上部管片计算值,同时外侧残余张开量要明显大于管片内侧残余张开量。

关键词: 地下电力管廊; 盾构隧道; 地震损伤; 抗震性能; 数值模拟

中图分类号: TU4 **文献标识码:** A **文章编号:** 1672-2132(2022)03-0507-09

Lateral Seismic Performance of the Utility Tunnel Crossing the Yangzi River

TANG Peng¹, YANG Ming¹, ZHUANG Haiyang², WANG Cheng²

(1. China Energy Engineering Group Jiangsu Power Design Institute Co. Ltd., Nanjing 211102, China;
2. Institute of Geotechnical Engineering, Nanjing Tech University, Nanjing 210009, China)

Abstract: Considering the special design of Gas Insulated Line (GIL), a finite element model was made to simulate the soil-GIL dynamic interaction. The seismic performance of GIL was investigated by analyzing the deformation of structures, the opening of shield segments, and the seismic damage to structures. The results show that the interior concrete support was prone to damage under earthquakes. The shield tunnel of GIL was damaged more seriously when it across soft soils. Meanwhile, due to the constrain of the interior concrete support, the openings of shield segments at the tunnel bottom were smaller than that at the tunnel crown, and the outside permanent openings of shield segments were larger than that in the inside opening of shield segments.

Keywords: underground electric utility tunnel; shield tunnel; seismic damage; seismic performance; numerical modeling

* 收稿日期:2020-06-15;修回日期:2020-09-01

基金项目:中国能源建设股份有限公司科学技术项目(CEEC2016-KJ11)、国家自然科学基金面上项目(51778290)资助

作者简介:汤鹏(1987—),男,硕士研究生。主要从事电缆隧道和输电杆塔设计与研究。E-mail: tangpeng@jspd.com.cn

通讯作者:庄海洋(1978—),男,教授,博士。主要从事土动力学与结构抗震研究。E-mail: zhuang7802@163.com

引言

盾构隧道由于具有独特的施工优越性,已成为解决城市地下交通工程重要的施工方式,一些重大战略性的大型隧道工程也相继采用盾构法建成或规划。厦门翔安隧道、青岛胶州湾隧道及港珠澳大桥隧道工程相继贯通;渤海海峡隧道、台湾海峡隧道等举世瞩目的超级工程也在规划与论证中。因此,随着我国城市可持续化发展及地区开发战略的需要,盾构隧道工程的防震减灾问题也成为地震工程领域的研究热点。对于工程地质条件变化较大的盾构隧道建设,穿越不良工程地质带如:砂土层、弱土层等,是不容忽视的常遇不良地质条件,强地震发生时,将会对盾构隧道产生严重威胁。

已有地下结构的震害最早可以追溯到1923年的日本关东大地震,东京城里的供水管道在地震中受到严重破坏,南无谷隧道衬砌裂缝遍及全洞^[1];1976年唐山大地震中,唐山北郊水厂地下清水池内多根柱子的柱脚被震酥,水泥剥落,钢筋外露^[2];1985年墨西哥地震后,研究人员也观察到地铁车站及隧道的一些轻微裂缝,这些裂缝主要分布于地铁区间隧道和车站结构的连接处,以及刚度急剧变化的位置^[3]。尤其是1995年日本阪神地震中,大规模地铁地下车站及其区间隧道的严重破坏给人们敲响了警钟^[4],学者对强震中地铁地下结构抗震性能的研究重视起来,开始认识到强震中城市地铁地下结构的抗震性能对于维护其结构安全与功能以及对生命安全、震后修复与重建等都至关重要。

地铁地下结构抗震研究的主要途径有:理论分析^[5-6]、数值模拟^[7-8]、原型观测(包括现场震害调查和足尺试验)、模型试验^[9-11](主要是振动台试验、拟动力试验和动力离心机试验)等。其中,整体动力时程分析法被认为是目前最为复杂和精确的地下结构地震反应分析方法。该方法可以有效地描述运动相互作用和惯性相互作用及复杂的土层分布情况。另外,地下结构和土体的非线性可以采用适当的本构模型来进行有效模拟。

根据已有对盾构隧道抗震性能的研究来看,绝大多数的研究中把盾构隧道等效成均值圆环进行模拟,采用刚度折减的办法近似考虑管片之间和管环之间的连接对其横向刚度和纵向刚度的影

响,此类分析方法无法正式反应地震中盾构管片的实际应力分布特征和地震损伤状态,只能近似模拟管片的地震变形。同时,在现有的盾构隧道抗震研究与分析中,往往忽略不同使用功能的盾构隧道内部结构的抗震性能及其与轨道隧道的动力相互作用影响。在地下隧道中铺设气体绝缘金属封闭输电线路,简称GIL。与电缆上跨越江方案对比,越江GIL管廊结构具有对周边环境影响小、运行维护造价低的优点。但是,作为新型综合管廊结构,在强震中其内部管道支架、混凝土平台和盾构隧道的动力相互作用及其抗震性能还缺乏必要的研究。

鉴于此,本文以越江GIL综合管廊工程为研究对象,采用Abaqus软件平台,考虑土体非线性动力学特性和混凝土动力损伤特性,以及管片横向连接和内部支架结构,建立了土-隧道结构-内部支架结构非线性动力相互作用的整体有限元分析模型和计算方法。通过对盾构隧道和内部支架结构的非线性动力反应分析,探明了具有特殊功能的越江GIL电力综合管廊结构体系的地震反应特征及其抗震性能,研究结果能够为该类工程的抗震设计和防震减灾提供可靠的科学依据和参考。

1 有限元模型建立

1.1 GIL综合管廊工程概况

本项目研究以越江GIL综合管廊工程为研究背景,本工程场地地形平坦,地层分布相对均匀、稳定,但有深厚软土层分布,故抗震地段属性为抗震不利地段。根据波速测试,本场地地表下20.0 m深度范围内等效剪切波速分别为139.0、142.0和143.0 m/s,平均值为141.3 m/s,80 m深度处土层剪切波速均小于500 m/s,结合钻孔地层资料判定场地的覆盖层厚度大于80 m。

该盾构隧道为管廊隧道,隧道结构的主体采用8块管片由连接螺栓拼装成环,管片与管片之间采用两根直径40 mm,长度648 mm的横向螺栓,则单个螺栓抗拉刚度 $k_j = 432 \text{ kN/mm}$ 。隧道结构的材料按C60混凝土取值,弹性模量 $E = 3.6 \times 10^4 \text{ MPa}$,泊松比为0.2,质量密度为 2500 kg/m^3 。为服务运营期隧道内部线路铺设,隧道内有现浇 π 字形构件,由于该 π 字形构件的存在会影响隧道横断面弯曲刚度,从而影响隧道整体纵向地震响应,因此需进行考虑内部 π

字形构件的隧道纵向抗震计算。

1.2 材料本构模型

土体的本构模型采用庄海洋^[12]建立的土体记忆型嵌套面弹塑性动力本构模型,上述本构模型的可靠性已通过室内试验进行验证,并成功用于长江岸坡场地非线性地震效应分析、深厚软弱场地地震

效应和地铁工程场地非线性地震反应分析等多个项目。本研究根据已有工程的岩土工程勘察报告,采用土体条件最不利的钻孔作为计算土层剖面,整体计算模型地基范围内土体的主要物理参数见表1。需要说明的是,因地震持时较短,土体的超孔隙水压力来不及消散,因此一般土动力学分析中常取土的动泊松比为0.49。

表1 GIL综合管廊工程场地土层情况
Table 1 Soil layers and physical parameters of the GIL engineering site

土层	压缩模量/MPa	静泊松比	静弹性模量/MPa	动泊松比	密度/(t·m ⁻³)	内摩擦角/(°)	剪切波速/(m·s ⁻¹)	动剪切模量/MPa
①1 粉细砂	8	0.37	4.5	0.49	1.96	32.3	130	33.4
①2 粉质黏土夹粉土	7	0.34	4.5	0.49	1.83	28	180	72.7
①3 粉砂	12	0.34	7.8	0.49	1.93	32.4	160	46.9
② 粉质黏土	4	0.37	2.3	0.49	1.89	24.7	240	12.9
③1 淤泥质粉质黏土	3	0.39	1.5	0.49	1.8	21.3	100	24.9
③2 粉砂	6	0.34	3.9	0.49	1.93	28.5	160	39.3
③3 淤泥质粉质黏土	3	0.39	1.5	0.49	1.81	19.9	160	52.3
③4 粉土与粉质黏土互层	10	0.34	6.5	0.49	1.83	25.3	250	57.4
③5 淤泥质粉质黏土	5	0.39	2.5	0.49	1.8	21.5	160	75.9
④1 粉质黏土混粉土	8	0.34	5.2	0.49	1.81	23.1	180	139
④1-1 粉细砂	12	0.29	9.2	0.49	1.91	35.2	300	182.6
④2 粉土	15	0.32	10.5	0.49	1.82	27.1	260	106.9
⑤1 粉细砂	30	0.29	22.9	0.49	1.96	33.1	300	172.4
⑤1-2 中粗砂	50	0.26	40.9	0.49	2.02	33.6	330	153.5
⑤2 细砂	60	0.27	48.0	0.49	1.98	34.5	320	210.4
⑥1 中粗砂	45	0.25	37.5	0.49	2.02	36.8	330	292.1
⑥1-1 粉砂	40	0.34	26.0	0.49	1.93	33	360	182.6
⑦ 粉细砂	50	0.24	42.4	0.49	2	34	390	329.8

混凝土动力本构模型采用L.Jeeho等^[13]基于混凝土的断裂能建立的动力损伤本构模型,该模型在J.Lublinter等^[14]提出的塑性损伤模型的基础上进行改进,分别采用两个损伤变量来描述混凝土受拉和受压破坏时两个不同的刚度衰减规律,并采用多个硬化变量来修正模型中的屈服函数,建立了一个混凝土在循环荷载作用下的动力塑性损伤本构模型,数值模拟和试验结果的对比分析验证了该模型的优越性。研究中,根据相关设计文件,地连墙的混凝土为C30,装配式车站结构的现浇部分混凝土采用C40,预制混凝土构件采用C50。根据现有传统地下车站结构的设计经验,项目研究中传统非装配式车站现浇混凝土采用C40,中柱现浇混凝土采用C50。混凝土的动力本构模型参数见参考文献[12]。

1.3 土与结构相互作用模型

综合考虑该隧道工程沿线的工程地质条件及其结构埋深,选取了5个不同位置处的隧道结构横断面作为数值模拟对象(图1),其中计算剖面1为隧道埋深较小的陆地隧道,计算剖面2为隧道埋深居中的北岸地层剖面,计算剖面3到5为上覆水深和隧道埋

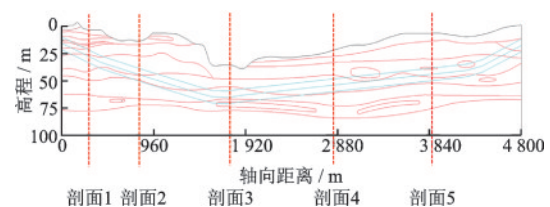


图1 GIL管廊结构二维计算模型地层剖面的选取
Fig. 1 Stratigraphic section for 2-D numerical modeling

深从最深逐渐增大的南岸计算地层剖面。据此,建立土-管廊结构动力相互作用的整体有限元分析模型,如图2所示。根据地震波在土体中传播的特性^[15],土体单元网格不能太大,本文中土体的单元网格尺寸为1~3 m。不同位置横断面处的水深采用等效水压力作用下模型地基顶部。土体、隧道管片和内部π字形构件采用四节点平面应变单元划分,管片的连接螺栓采用植入混凝土的梁单元模拟,模型地基的有限元网格划分如图2所示,隧道结构的单元划分如图3所示。根据楼梦麟等^[15]的研究,地基侧向对地下结构模型动力反应的不利影响在 $B/b \geq 5$ 时可以不予考虑,其中 B 是整个有限元模型地基的宽度, b 是地下结构模型的宽度。为了充分的消除侧向边界对隧道结构的地震反应影响,本计算模型中模型地基的宽度为580 m,即 $B/b \geq 50$;根据场地土层剪切波速,取土层的剪切波速大于500 m/s作为基岩面,因此,模型地基厚度取为110 m。

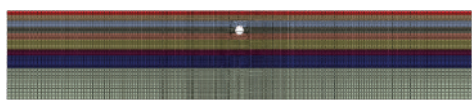


图2 剖面5对应的土与结构相互作用体系的有限元模型
Fig. 2 Finite element model of soil-structure interaction system in Section No. 5

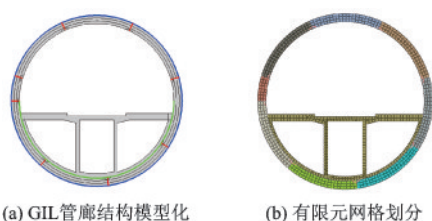


图3 GIL管廊结构构件模型化与有限元网格划分
Fig. 3 Finite element model and meshing elements of the utility tunnel in GIL

为了有效地模拟盾构隧道管片之间的连接方式,采用面接触的方式模拟管片连接,即当两种介质接触面相互接触时,法向接触力就通过接触面对之间建立的接触约束相互传递,接触面对上建立起来的离散单元结点对之间满足位移协调条件和虎克定律;当接触面对发生分离时,接触面对之间的接触约束将会被取消,介质边界将转化为普通边界。当接触面间的剪应力小于摩擦力临界值时,接触面间没有相对位移,处于粘滞状态;当接触面间的剪应力大于摩擦力临界值时,接触面间将发生相对滑动。螺栓采用植入混凝土的梁单元模拟,不考虑螺栓与混凝土管片之间

的相对滑移。土与隧道结构之间、隧道结构与内部支架之间采用“死接触”模拟,即接触面将不会发生分离和相对滑移,且接触面上满足变形协调条件。

因本文考虑了土与结构的初始静力条件,在静力分析步中侧向边界采用水平向约束和竖向自由的滚轴边界,在动力分析步中侧向边界采用水平向自由和竖向约束的滚轴边界(只有侧向边界离地下结构的水平距离足够大,可以消除边界效应对地下结构动力反应的影响),在静力分析步向动力分析步转化过程中,把静力分析结束后侧向边界的水平向支座反力采用人工的方法以集中力施加于侧向边界面上的静力水平支座对应的单元结点上,以此来实现静力边界条件向动力边界条件的转化。

1.4 输入地震动选择

基岩输入地震动应根据本场地50年超越概率2%的地表峰值加速度进行反演。目前,I和II类场地可以采用EERA和Proshake等软件进行地表地震波的反演得到基岩地震波,然后作为地下结构时程分析的基岩输入地震波。另外,采用两条实际地震波作为基岩输入地震动,Kobe波由神户海洋气象台在1995年日本阪神地震中记录得到,本文所取地震波为南北向的水平向加速度记录,其原始峰值为0.85g,强震部分持续时间约10 s。Taft地震波是1952年7月21日美国加利福尼亚州Kern县的地震在Taft Lincoln学校建筑1层结构处采集的记录,改记录点距离发震断层36.2 km,属于中远场地震动。根据相关规范,从模型地基的底部基岩(剪切波速大于500 m/s的土层顶部)输入地震波,其峰值加速度分别调整为0.1g、0.2g和0.3g,分别相当于建筑结构的7度、8度和9度的抗震设防。三种地震波的加速度时程如图4所示。

根据已开展的研究表明^[16],地下结构地震反应分析时,输入地震动的选择应考虑其振动频率,即采用峰值加速度与速度时程峰值的比值(PGA/PGV)来衡量输入地震动的振动频率。当 PGA/PGV 大于1.2时,该地震动属于高频振动波;当 PGA/PGV 大于等于0.8且小于等于1.2时,该地震动属于中频振动波;当 PGA/PGV 小于0.8时,该地震动属于低频振动波。据此,计算出无锡人工波的 $PGA/PGV=0.34$,属于低频振动波;计算出Kobe波的 $PGA/PGV=0.93$,属于中频振动波;计算Taft波的 $PGA/PGV=1.02$,属于中频振动波。

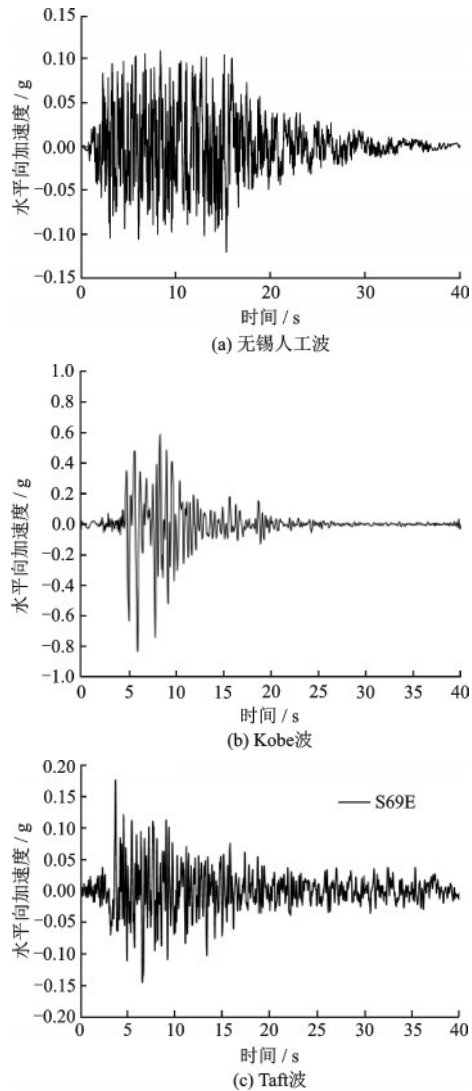


图4 基岩输入地震波加速度时程

Fig. 4 Time-history curves of the earthquake waves inputted from the bedrock surface

2 GIL管廊结构抗震性能分析

2.1 内部支架层间位移角

为了说明GIL综合管廊内部支架结构的动力变形性能,图5给出了内部支架的层间位移角幅值示意图,图6给出了输入不同地震动条件下的层间位移角幅值。当输入峰值加速度从0.1g增大到0.2g时,内部支架的层间位移角都明显增大,当峰值加速度从0.2g增大到0.3g时,有极个别计算工况得到的层间位移角略有减小,主要原因应由强地震中该些计算工况中隧道结构下部土体发生了严重的地震软化,起到了天然隔震层的效果。就不同的计

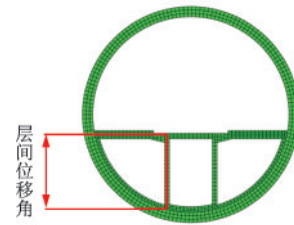


图5 内部支架结构层间位移角幅值示意图

Fig. 5 Seam stitching locations of the interior concrete support of GIL

算剖面位置来看,计算剖面1和剖面5的层间位移角幅值明显大于其它计算剖面,根据该两个剖面所在位置的土层情况来看,在该两个计算工况中综合管廊隧道均穿越土质条件较差的④1粉质粘土混粉土,该层的剪切波速为180 m/s,明显小于其它剖面隧道穿越的土层剪切波速(约为300 m/s左右)。上述结果说明,当隧道穿越软土层时,因软土层容易产生较大的动剪切变形,从而导致穿越地震的隧道容易产生较大的侧向相对变形。就输入不同的地震动来说,当输入峰值加速度相同时,输入无锡人工波时的内部支架层间位移角幅值明显大于输入其它两种地震动,输入Kobe波的计算结果次之,输入Taft地震动的计算结果最小,即随着输入地震动的PGA/PGV的增大,结构的层间位移角反应幅值也随之有减小的趋势。

在输入峰值加速度为0.1g时,除了输入峰值加速度为Kobe波的计算情况,内部支架层间位移角幅值均小于《城市轨道交通结构抗震设计规范》^[17]规定的两层地下结构弹性层间位移角限值1/550;在输入峰值加速度为0.2g时,除了输入峰值加速度为Kobe波的计算情况,内部支架层间位移角幅值也均小于《城市轨道交通抗震设计规范》规定的两层地下结构弹塑性层间位移角限值1/250。

2.2 盾构管片张开量

盾构隧道与其它隧道不同,在强地震作用下,即使管片未发生严重的地震破坏,但因管片与管片之间张开与滑移也将造成盾构隧道整体抗震性能的下降,尤其是盾构管片之间的地震残余张开量是造成盾构隧道次生灾害的重要原因。图7给出了管片与管片之间结构的编号示意。本项目中主要分析地震过程中管片与管片结构部位内外张开量的最大值和地震结束后管片之间的残余张开量。

图8给出了输入Kobe波时GIL管廊结构剖面5

的盾构管片张开量幅值和残余值。总体来看,盾构隧道的外侧张开量幅值明显比内侧张开量幅值要大,尤其是输入峰值加速度较大时。因受底部支架结构的影响,盾构隧道的下部管片张开量幅值明显小于上侧管片张开量幅值,最大张开量幅值主要出

现在顶板管片与相邻管片的接触面上。随着输入峰值加速度从0.075g增大到0.3g,盾构管片外侧最大张开量幅值分别为1.4、2.35、5.03和10.0 mm,内侧最大张开量幅值分别为1.1、1.75、3.5和4 mm。

根据图8可以进一步发现,当输入地震动峰值

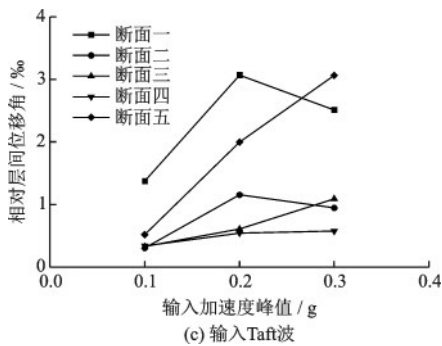
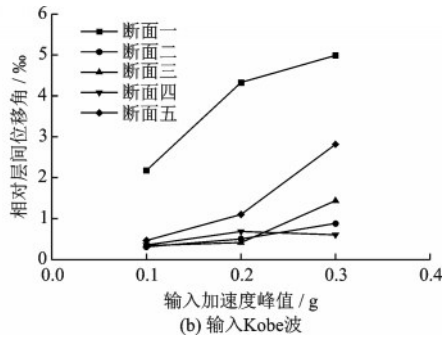
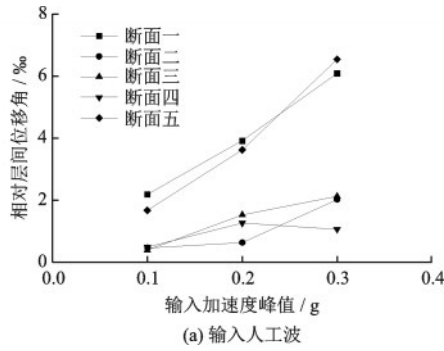


图6 GIL综合管廊内部支架结构层间位移角幅值

Fig. 6 Interlayer drift angle amplitudes of interior concrete support of the utility tunnel in GIL

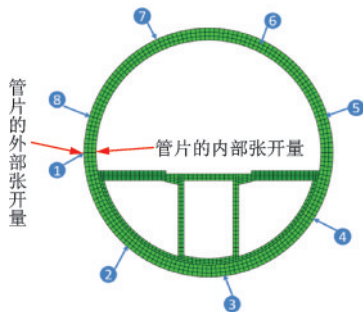


图7 GIL管廊盾构拼接缝与张开量输出位置示意

Fig.7 Seam stitching locations of shield segments

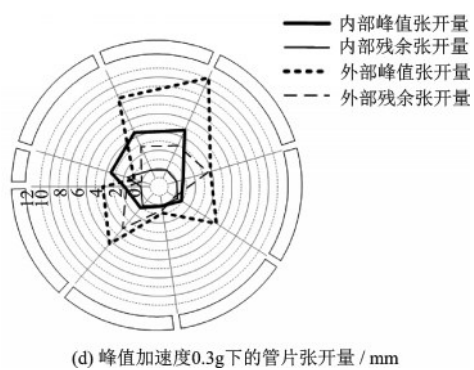
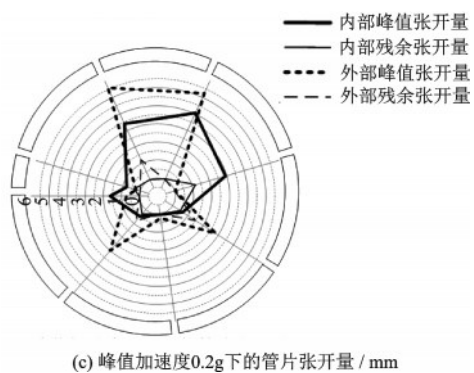
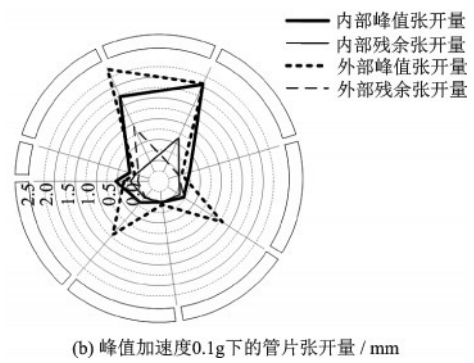
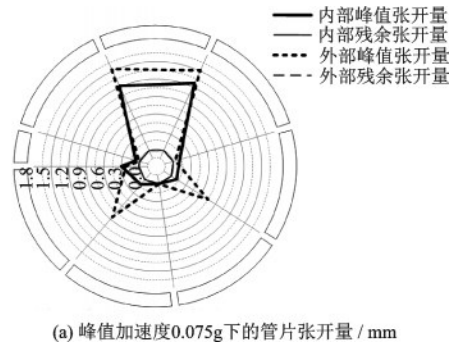


图8 输入Kobe波时GIL管廊结构剖面5的盾构管片张开量

Fig.8 Openings of shield segments subjected to Kobe waves for Section No. 5

加速度较大时,地震后盾构隧道管片之间存在明显的残余张开量。总体来看,隧道外侧残余张开量也明显大于内侧,受支架的加固作用,与底部支架接触范围内的管片接缝内侧残余张开量基本为零。当输入峰值加速度为0.075g时,盾构隧道管片接缝的内外侧残余张开量基本为0;随着输入峰值加速度从0.1g增大到0.3g,外侧残余张开量分别为0.8、1.0、3.0 mm,内侧残余张开量分别为0.4、0.6、1.0 mm。

图9给出了输入峰值加速度为0.3g的不同地震

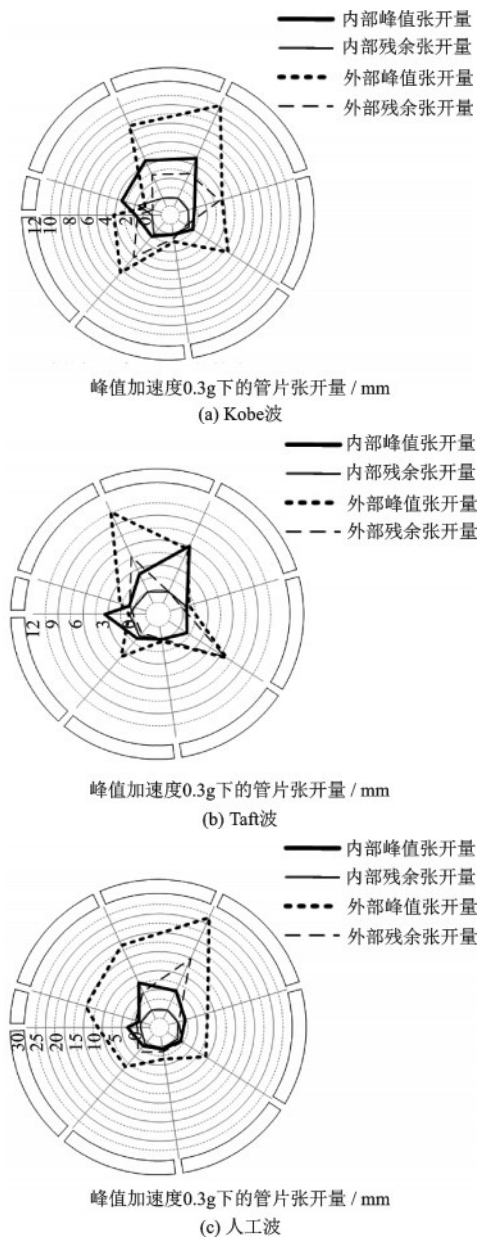


图9 输入0.3g的不同地震波时GIL管廊盾构剖面5处的张开量

Fig.9 Openings of shield segments subjected to different seismic waves ($PGA=0.3g$) for Section No. 5

波时盾构隧道张开量的对比。总体来看,还是输入无锡人工波时的隧道张开量最大,而输入Kobe波和Taft波时的计算结果较为接近。输入Kobe波、Taft波和无锡人工波时,隧道结构的最大外侧张开量幅值分别为10、9、24 mm。

2.3 GIL管廊结构地震损伤

图10给出了输入Kobe波时GIL管廊结构剖面5的地震受拉损伤云图,当输入峰值加速度为0.075g时(相当于该工程场地对应的基本地震),GIL管廊结构整体均未发生受拉损伤,完全处于弹性工作状态。当输入峰值加速度增大到0.1g时(相当于该工程场地对应的罕遇地震),GIL管廊结构的底部框架结构的连接位置出现明显的受拉损伤,但盾构隧道仍处于弹性工作状态。当输入峰值加速度增大到0.2g时,底部框架结构的连接位置受拉损伤已经非常严重,且受拉破坏贯穿结构的整个横截面,同时在靠近底部支架顶板的盾构隧道发生了严重的受拉损伤破坏,且贯穿整个盾构管片截面。当输入峰值加速度增大到0.3g时(相当于该工程场地对应的极罕遇地震),除了底部支架连接部位结构的受拉损伤范围和程度不断扩大,在与水平方向成45度的盾构隧道管片上出现明显的受拉损伤,但并未贯穿整个管片横截面。

图11给出了输入Kobe波时不同计算剖面的GIL管廊结构地震受拉损伤云图。总体来看,计算剖面5

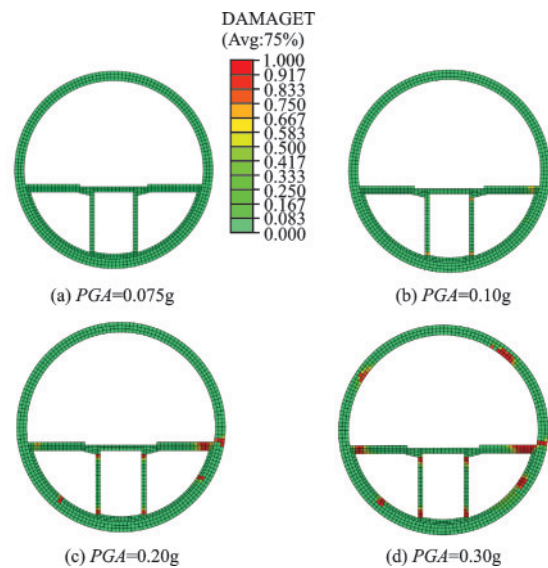


图10 输入Kobe波时GIL管廊结构剖面5的地震受拉损伤云图

Fig.10 Contours of tensile damage in shield segments subjected to Kobe wave in Section No. 5

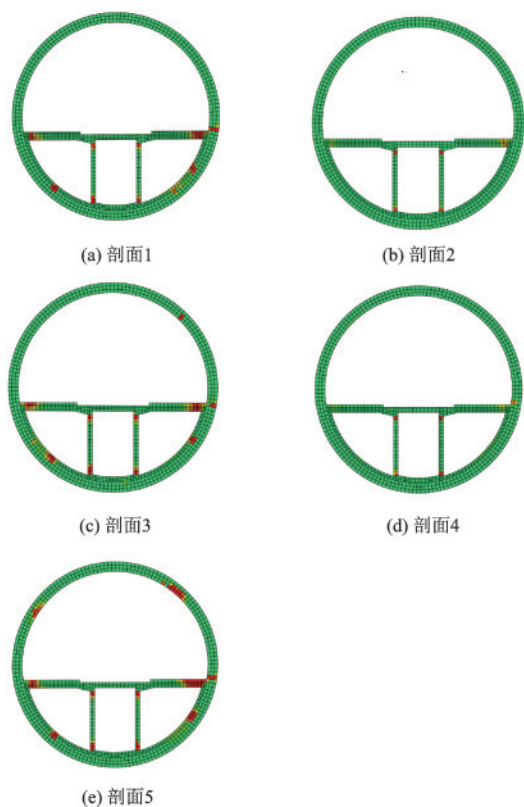


图 11 输入 0.3g 的 Kobe 波时 GIL 管廊结构不同剖面的地震受拉损伤云图

Fig.11 Contours of tensile damage in shield segments for $PGA=0.3g$ in Section No. 5

的 GIL 管廊结构盾构隧道部分和底部支架结构的受拉损伤都最为严重,计算剖面 1 的结构地震受拉损伤次之,计算剖面 3 的结构地震受拉损伤居中。而计算剖面 2 和 4 的结构地震受拉损伤非常接近且最弱。

3 结 论

通过水平向地震作用下 GIL 综合管廊结构横向地震反应的二维有限元数值模拟,重点分析了 GIL 管廊结构的隧道变形、底部支架结构层间位移角、结构加速度、结构地震损伤和管片张开量等,得到的主要结论如下:

(1)就 GIL 综合管廊底部结构而言,当输入地震动峰值加速度小于等于 0.2g 时(相当于极罕遇地震),计算剖面 2~4 的 GIL 综合管廊底部支架的层间位移角均未超过《地下结构抗震标准》^[18]中 6.9.1 条规定的 2%,底部支架处于弹性工作状态;当输入 0.3g 的无锡人工波时计算剖面 1 和剖面 5,以及输入 0.2g 和 0.3g 的计算剖面 1,其层间位移角均超过《地下结构抗震标准》^[18]中 6.9.2 条规定的弹塑性层间位移角限值为 1/250,说明

此时底部之间已经发生较为严重的地震破坏。

(2)根据对 GIL 综合管廊结构的地震损伤分析表明,随着输入地震动峰值加速度的增大,管廊结构最先出现损伤的位置未底部支架的连接结点位置,其次时出现在底部支架顶板端部附近的盾构隧道截面处。最后,与水平方向成 45° 的盾构隧道截面处均出现严重的地震受拉损伤。与隧道的变形反应规律一致,计算剖面 5 的 GIL 管廊结构地震损伤最为严重,且输入低频振动为主的人工波时管廊结构的地震损伤最为严重。

(3)通过对 GIL 管廊结构的盾构隧道管片张量的分析表明,结构的外侧最大张开量幅值明显大于内侧最大张开量幅值。受底部支架的影响,底部支架与隧道接触范围内的管片接缝张开量小于该接触范围外的管片张开量。当输入峰值加速度较大时,盾构隧道出现明显的震后残余张开量,随着输入地震动的增大,盾构的最大残余张开量也明显增大,同时外侧残余张开量要大于内侧残余张开量。总体上,隧侧向土层和输入地震动对管片张量的影响规律基本与对隧道变形和地震损伤的影响规律保持一致。

参 考 文 献:

- [1] 袁勇,陈之毅.城市地下空间抗震与安全[M].上海:同济大学出版社,2014.
Yuan Y, Chen Z Y. Seismic performance and safety of urban underground space [M]. Shanghai: Tongji University Press, 2014.(in Chinese)
- [2] Wang J M, Litehiser J J. The distribution of earthquake damage to underground facilities during the 1976 Tang-Shan earthquake [J]. Earthquake Spectra, 1985, 1(4): 741-757.
- [3] Ayala A G, O'Rourke, et al. Effects of the 1985 Michoacan earthquake on water systems and other buried life-lines in Mexico [R]. Technical Report, 1989.
- [4] Iida H, Hiroto T, Yoshida N, et al. Damage to Daikai Subway Station [J]. Special Issue of Soils and Foundations, JSCE, 1996, 36: 283-300.
- [5] Penzien J. Seismically induced racking of tunnel linings [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2000, 29(5): 683-691.
- [6] 刘晶波,王文晖,赵冬冬.地下结构横截面地震反应拟静力计算方法对比研究[J].工程力学,2013,30(1): 105-111.
Liu J B, Wang W H, Zhao D D. Comparison of the

- pseudo-static methods for seismic analysis of the underground structures[J]. *Engineering Mechanics*, 2013, 30(1): 105-111.(in Chinese)
- [7] Khoshnoudian F, Shahroui I. Numerical analysis of the seismic behavior of tunnels constructed in liquefiable soils [J]. *Soils and Foundations*, 2002, 42(6): 1-8.
- [8] Chen R R, Taiebat M, Wang R, et al. Effects of layered liquefiable deposits on the seismic response of an underground structure [J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2018, 113:124-135.
- [9] Iwatate T, Kobayashi Y, Kusu H, et al. Investigation and shaking table tests of subway structures of the Hyogoken-Nanbu earthquake [C]// *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering*, New Zealand: New Zealand Society for Earthquake Engineering, 2000: 1043-1051.
- [10] 景立平, 孟宪春, 孙海峰, 等. 三层地铁车站振动台试验分析[J]. *地震工程与工程振动*, 2011, 31(6): 159-166.
Jing L P, Meng X C, Sun H F, et al. Numerical simulation of three-story subway station shaking table test [J]. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 2011, 31(6): 159-166.(in Chinese)
- [11] Chen Z Y, Liang S B, Shen H, et al. Dynamic centrifuge tests on effects of isolation layer and cross-section dimensions on shield tunnels [J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2018, 109:173-187.
- [12] 庄海洋. 土-地下结构非线性动力相互作用及其大型振动台试验研究[D]. 南京: 南京工业大学, 2006.
Zhuang H Y. Study on nonlinear dynamic soil-underground structure interaction and its large-size shaking table test[D]. Nanjing: Nanjing Tech University, 2006. (in Chinese)
- [13] Jeeho L, Gregory Fenves L. Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures[J]. *Journal of Engineering Mechanics*, 1998(4): 892-900.
- [14] Lubliner J, Oliver J, Oller S, et al. A plastic-damage model for concrete [J]. *International Journal of Solids and Structures*, 1989, 25(3): 299 - 326.
- [15] 楼梦麟, 王文剑, 朱彤. 土-结构体系振动台模型试验中土层边界影响问题 [J]. *地震工程与工程振动*, 2000, 20(2): 30-36.
Lou M L, Wang W J, Zhu T. Soil lateral boundary effect in shaking table model test of soil-structure system [J]. *Earthquake Engineering and Engineering Dynamics*, 2000, 20(2): 30-36.(in Chinese)
- [16] Tso W, Zhu T, Heidebrecht A. Engineering implication of ground motion A/V ratio [J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 1992, 11(3): 133-144.
- [17] GB 50909—2014, 城市轨道交通结构抗震设计规范[S]. 北京: 中华人民共和国住房和城乡建设部, 2014.
- [18] GB/T 51336—2018, 地下结构抗震设计标准[S]. 北京: 中华人民共和国住房和城乡建设部, 2018.

(本文责编: 周小潭)