

预制装配式地下综合管廊地震动力响应分析

张秋实, 陈柏全

(中国十九冶集团有限公司, 四川 成都 610200)

摘要:为研究地震动荷载对大跨度浅埋明挖装配式结构受力性能产生的影响,本文以中山地下综合管廊项目为背景,借助有限元软件 ABAQUS 建立土体-管廊结构三维实体模型,通过调整埋深和加速度峰值(0.1g、0.2g、0.3g),模拟装配式管廊结构受力和变形影响。研究结果表明:1)在相同地震波荷载下,装配式结构相较于现浇结构最大主应力增加 33.75%,最小主应力提升 12.63%;2)现浇结构侧墙-中墙的相对位移波动较小,而装配结构波动范围则较大;3)结构受力最不利位置主要位于大跨度底板受拉侧和顶板与中隔墙相交的腋角处,在设计和维修加固过程中应当重点关注。本文研究成果可为类似大跨度浅埋明挖装配式管廊结构设计提供参考。

关键词:装配式综合管廊; 浅埋明挖结构; 地震动力响应; 数值分析

中图分类号: TU990.3

文献标识码: A

文章编号: 1673-8993(2024)01-0034-06

doi: 10.13402/j.gcjs.2024.01.007

Analysis on seismic dynamic response of prefabricated underground utility tunnel

ZHANG Qiushi, CHEN Baiquan

(China Nineteen Metallurgical Group Co., Ltd., Chengdu 610200, Sichuan, China)

Abstract: In order to study the influence of seismic dynamic load on the mechanical property of large-span shallow buried and open-cut prefabricated structures, the Zhongshan underground utility tunnel project is taken as the background, a three-dimensional solid model of the soil-utility tunnel structure is established with the help of finite element software ABAQUS, and the influence of force and deformation of the prefabricated utility tunnel structure is simulated by adjusting the buried depth and acceleration peak (0.1g, 0.2g, 0.3g). The results show that: 1) Compared with the cast-in-situ structure, the maximum principal stress of the prefabricated structure increases by 33.75% and the minimum principal stress increases by 12.63% compared with the cast-in-situ structure under the same seismic wave load; 2) the relative displacement fluctuation of the side wall and the middle wall of the cast-in-situ structure is smaller, while the fluctuation range of the prefabricated structure is larger; 3) the most unfavorable position of the structural stress is mainly located at the axillary angle where the tension side of the long-span bottom plate and the roof and the middle partition wall intersect, which should be focused on in the process of design and maintenance reinforcement. The results can provide references for similar structural design of large-span shallow buried and open-cut prefabricated utility tunnel.

Key words: prefabricated utility tunnel; shallow buried and open-cut structure; seismic dynamic response; numerical analysis

地下综合管廊凭借节约地面空间、改善城市面貌、提升城市形象等优点,近年来在城市建设中被

广泛应用。地下综合管廊多数为大跨度浅埋-明挖结构,受地震波荷载以及埋深的影响较大。国

收稿日期: 2023-03-30

作者简介: 张秋实(1994—),男,助理工程师,从事隧道与地下工程相关工作。

内外不少学者对综合管廊抗震问题进行了研究。如: 李杰等^[1-2]采用层状剪切砂箱设计室内单仓管廊试验, 提出使用变刚度法可近似模拟层状剪切砂箱, 并采用数值计算和试验结果进行对比, 验证了此思路的合理性; 冯立等^[3]通过振动台模型试验, 探究了地震荷载作用下的单仓综合管廊接缝处的应力变形规律, 并对场地加速度、动土压力以及管廊结构的动应变和弯矩等进行综合分析, 得出了一系列宝贵结论; 仇文岗等^[4]利用振动台试验系统开展了双仓地下管廊的抗震性能试验研究, 得出了管廊侧壁结构与其周边土体的加速度响应基本一致, 管廊侧壁最大动土压力响应沿深度呈倒立“W”形分布的结论; 潘钦锋等^[5]以某综合管廊实际工程为例, 利用数值分析方法, 探究了不同类型地震波作用、不同抗震设防等级下干式连接分片预制装配式综合管廊的地震响应规律。

大量学者对综合管廊抗震问题开展了系统研

究, 而对于大跨度浅埋明挖条件下的装配式地下结构地震动力响应研究却较少。为此, 本文以某市综合管廊项目为工程依托, 通过有限元软件建立管廊-土体三维实体模型, 采用时程分析法探究装配式管廊结构和整体现浇管廊结构在不同地震波强度和不同埋深工况下的动力响应规律, 以期对装配式管廊结构抗震设计提供参考。

1 工程概况

某市综合管廊项目的主体结构为单仓双室钢筋混凝土框架结构, 包含电力舱和综合舱, 入廊管线主要为供水、电力、通信、燃气、排水。工程全线设计长度约为 1.4 km, 净跨为 10.4 m, 截面积为 47.84 m²。现场施工采用现浇+装配相结合的方式, 每节标准预制段长为 1.5 m, 顶底板、侧墙厚度为 0.45 m, 中隔墙厚度为 0.35 m, 由上下拼接组成, 最大覆土厚度约为 3~5 m, 预制管廊标准断面如图 1 所示。

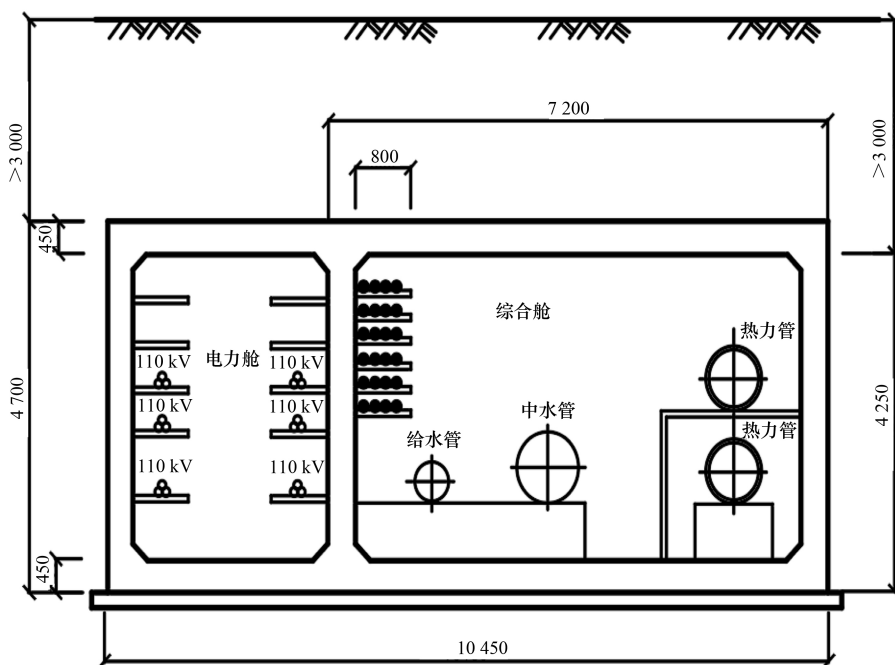


图 1 装配式综合管廊断面

mm

根据《中国地震烈度表》(GB/T 17742—2020)^[6], 项目所在地抗震设防烈度为 VII 度, 峰值加速度为 0.1g, 属重点设防结构。为确保工程安全, 探究在设防烈度为 VIII 度, 加速度峰值分别为 0.1g、0.2g、0.3g, 埋深分别为 3、5 m 工况下的管廊结构的动力响应规律。

2 管廊数值模型建立

2.1 黏弹性边界与地震波输入

2.1.1 黏弹性边界

黏弹性边界是常用的边界处理和地震荷载施加方法, 可通过有限元软件 ABAQUS 自有的弹簧

单元 Spring 单元和阻尼单元 Dashpot 实现。采用 MATLAB 语言生成 ABAQUS 的 Input 文件,然后将生成的 Input 文件插入在模型文件中运行。通过在边界点上定义连续分布的弹簧-阻尼器系统,用阻尼器来模拟无限地基对能量的吸收作用。刘晶波等^[7]提出的黏弹性人工边界条件如下。

切向公式:

$$K_{BN} = a_N \frac{G}{R} \quad (1)$$

$$C_{BN} = \rho C_p \quad (2)$$

法向公式:

$$K_{BT} = a_T \frac{G}{R} \quad (3)$$

$$C_{BT} = \rho C_s \quad (4)$$

式中: K_{BN} 、 K_{BT} 分别为法向和切向弹簧刚度, N/mm; C_{BN} 、 C_{BT} 分别为法向和切向阻尼系数; R 为波源至人工边界的距离, m; C_p 、 C_s 分别为 P 波和 S 波波速, m/s; G 为剪切模量, MPa; ρ 为介质密度, g/m³; a_N 、 a_T 分别为黏弹性人工边界修正系数。

2.1.2 地震波输入

选取 EI-Centro 波为模型输入地震波,其加速度时程曲线如图 2 所示。根据 EI-Centro 地震波特征,能量变化范围主要集中在前 4 s,因此以 7.8 s 结构 X 方向水平地震动力响应为研究内容。

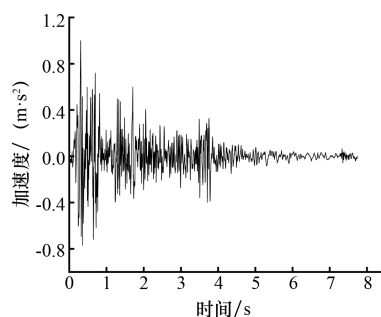


图 2 EI-Centro 加速度时程曲线

2.2 模型计算思路

采用三维实体单元建立地层-管廊结构模型,如图 3 所示。为尽可能消除边界条件对管廊结构的影响,将地基计算宽度取 150 m (约为管廊结构宽度的 10 倍),地基高度取 80 m。依据《混凝土结构设计规范(2015 版)》(GB 50010—2010)^[8]中混凝土应力应变关系,考虑弹性状态下的应变,土体的本构模型采用 Mohr-Coulomb 法则计算。混凝土和土体的材料参数如表 1 所示^[4]。

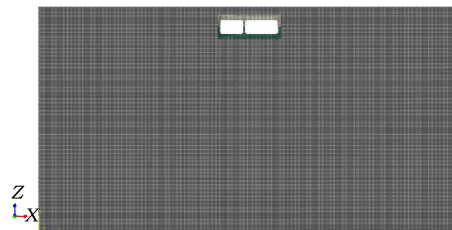


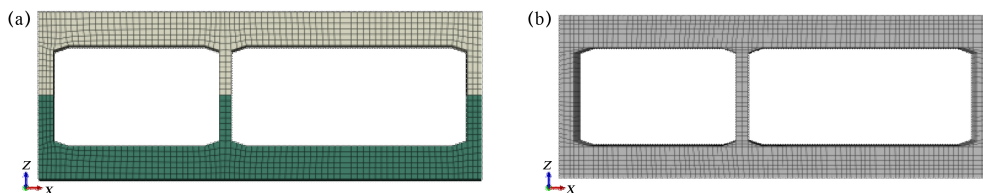
图 3 管廊模型

表 1 土体、混凝土材料参数

材料	密度/ (kg · m ⁻³)	弹性模 量/MPa	泊松 比	摩擦 角/(°)	剪胀 角/(°)	膨胀 角/(°)	黏聚 力/kPa	等效塑 性应变	偏心 率	受压极限 强度比	应力 比	黏性 参数
土体	1 840	30.6	0.3	27.8	13.9	—	27	0	—	—	—	—
混凝土	2 400	32 500.0	0.2	—	—	30	—	—	0.1	1.16	0.666 7	0.000 5

采用静力-通用分析步计算管廊结构在土体约束重力荷载下所受的地应力平衡,使用动力-隐式分析步将地应力结算结果作为初始预定义场,输入 EI-Centro 地震波加速度时程曲线。管廊结构与土体相互作用设置面-面接触,切向方向服

从库伦摩擦定律,摩擦系数取 0.3。土体和管廊结构网格划分采用六面体 C3D8R 单元,共 142 185 个土层单元和 1 344 个混凝土管廊单元(图 4)。在模型底部和两侧施加黏弹性边界, X 方向施加水平地震动,设置 Y 方向约束为 0。



(a) 预制装配式管廊; (b) 整体现浇管廊

图 4 管廊模型与网格划分

3 计算结果

3.1 结构受力分析

在 3 m 埋深 0.1g 地震峰值加速度作用下, 7.8 s 时刻两种类型管廊结构的主应力云图分布如图 5、6 所示。由图 5、6 可以看出两种类型结构的应力分布规律相似, 最大主应力均发生在大跨底板上部和顶板与中隔墙相交上部, 分别为

3.511、2.625 MPa, 装配结构相较于现浇结构最大主应力增加 33.75%; 最小主应力发生在大跨侧墙与底板相交的腋角处, 分别为 4.664、4.141 MPa, 装配结构相较于现浇结构最小主应力提升 12.63%。由此可见, 在地震动荷载作用下, 地下管廊结构主要发生张拉剪切破坏, 装配结构损伤程度大于现浇结构。

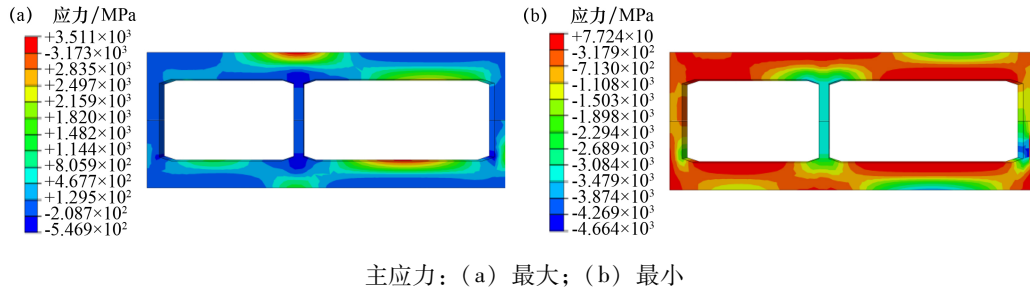


图 5 装配式管廊结构主应力云图

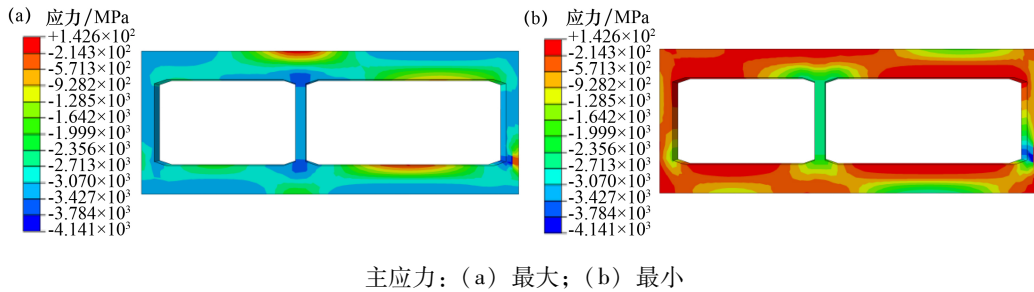


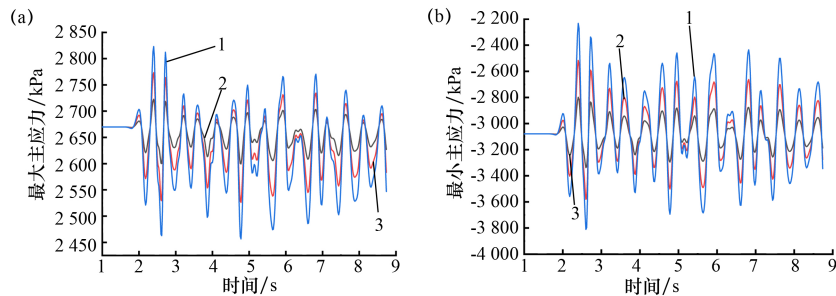
图 6 整体现浇管廊结构主应力云图

3.2 动力响应分析

3.2.1 地震动作用对结构应力响应分析

不同抗震设防烈度下的装配式结构和整体现浇结构的最大、最小主应力时程曲线如图 7、8 所示。由图 7、8 可知: 两种结构在不同强度地震波加速度作用下的主应力变化规律一致, 应力时程曲线与地震波强度呈正相关。装配式结构底板处

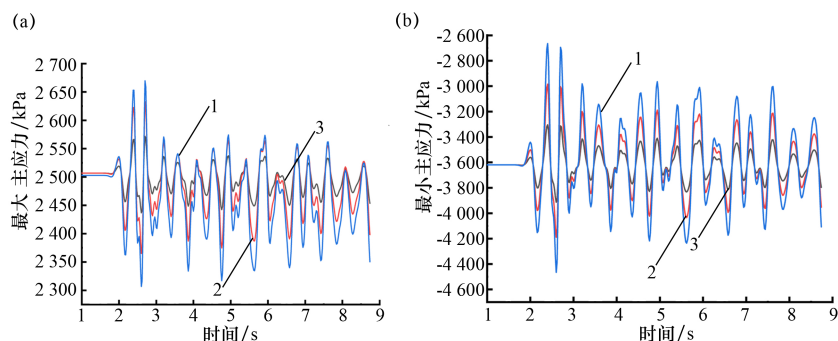
最大主应力峰值由 0.1g ~ 0.2g 和 0.2g ~ 0.3g 分别增长 1.87% 和 1.80%, 最小主应力分别提升 10.11% 和 11.29%; 现浇结构底板处最大主应力峰值分别增长 2.18% 和 1.18%, 最小主应力分别提升 9.68% 和 10.72%。由此可见, 地震动作用对结构最小主应力的影响相较于最大主应力影响更大。



(a) 底板处最大主应力; (b) 腋角处最小主应力

1—0.3g; 2—0.2g; 3—0.1g。

图 7 装配式管廊结构主应力时程曲线



(a) 底板处最大主应力; (b) 腋角处最小主应力

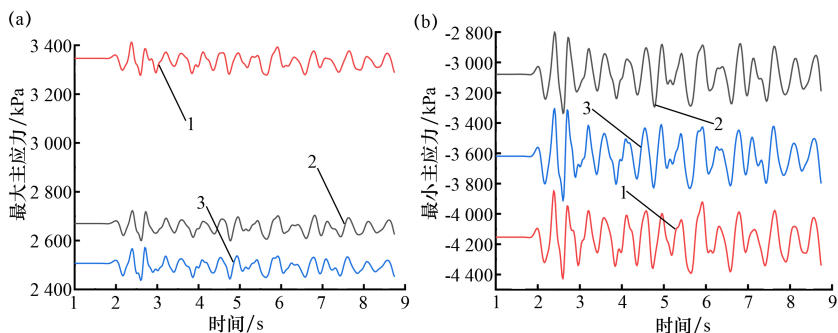
1—0.3g; 2—0.2g; 3—0.1g。

图 8 整体现浇管廊结构主应力时程曲线

3.2.2 埋深对结构应力响应分析

在 0.1g 地震波加速度荷载下, 结构埋深分别设定为 3、5 m 时的装配式结构和整体现浇结构的最大、最小主应力时程曲线如图 9 所示。由图 8 可知: 两种结构的主应力变化规律具有同步性, 但主应力值变化范围区别较大。在 3 m 埋深情况下, 装配结构的最大主应力峰值较现浇结构增长

约 1.06 倍; 装配结构最大主应力峰值提升约 1.25 倍。现浇结构的最小主应力峰值较装配结构增长约 1.17 倍; 装配结构最小主应力峰值提升约 1.36 倍。综上, 在相同埋深工况下, 装配结构的最大主应力大于现浇结构, 最小主应力小于现浇结构; 同类型结构, 埋深与结构主应力呈正相关。



主应力: (a) 最大; (b) 最小

1—装配式结构埋深 5 m; 2—现浇结构埋深 3 m; 3—装配式结构埋深 3 m。

图 9 不同埋深两种结构最大、最小主应力时程曲线

3.3 位移响应分析

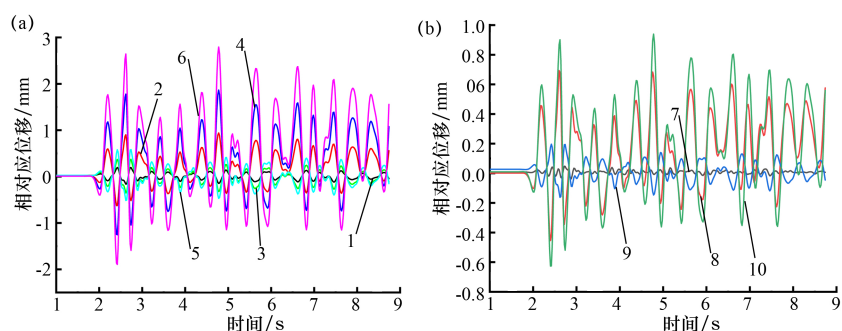
3.3.1 地震作用对结构位移响应分析

不同抗震设防烈度下, 分别提取装配式结构和整体现浇结构的顶板—底板、侧墙—中墙的最大水平位移作差, 得到结构的相对位移时程曲线如图 9 所示。由图 9 可知: 两种结构在不同强度地震波加速度作用下的相对位移变化规律相似。装配式管廊沿结构高度方向, 顶板—底板的相对位移为侧墙—中墙相对位移的约 3.26 倍; 在不同加速度波作用下, 装配结构顶板—底板的相对位移峰值由 0.1g ~ 0.2g 和 0.2g ~ 0.3g 分别提升两倍、1.25 倍, 侧墙—中墙分别增长 1.89 倍和

1.56 倍; 在相同埋深下, 装配结构顶板—底板的相对位移为同位置现浇结构的 1.37 倍; 侧墙—中墙的相对位移为同位置现浇结构的 114.28 倍。由此可见, 在地震波作用下, 现浇结构侧墙—中墙的相对位移波动较小, 而装配结构波动范围则较大, 在设计过程中应重点关注接头连接方式。

3.3.2 埋深对结构位移响应分析

在 0.1g 地震波加速度荷载下, 结构埋深分别设定为 3、5 m 时提取装配式结构和整体现浇结构的最大相对位移时程曲线如图 10 所示。由图 10 可知: 两种结构的相对位移变化规律相似。相同装配结构, 当埋深由 3 m 增加至 5 m 后, 顶板—



(a) 装配式管廊结构; (b) 装配结构-现浇结构

1—0.1g; 2—0.1g; 3—0.2g; 4—0.2g; 5—0.3g; 6—0.3g;

7—现浇结构侧墙中墙; 8—现浇结构顶板底板; 9—装配结构侧墙中墙; 10—装配结构顶板底板。

图 10 两种类型结构相对位移时程曲线

底板的相对位移峰值降低约 9.76%，侧墙-中墙的相对位移同比降低约 18.25%。由此可见，增加装配结构埋深，可显著降低结构侧墙-中墙的相对位移。

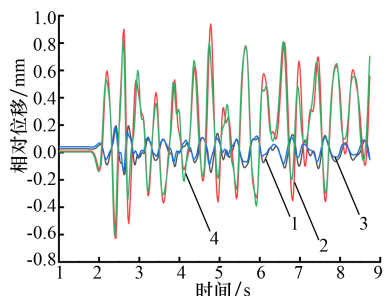
1—侧墙埋深 3 m; 2—顶板埋深 3 m;
3—侧墙中墙埋深 5 m; 4—顶板埋深 5 m。

图 11 埋深对结构相对位移时程曲线的影响

4 结 论

(1) 在相同地震波工况下，最大主应力发生在大跨底板上部和顶板与中隔墙相交上部，最小主应力发生在大跨侧墙与底板相交的腋角处；装配式管廊结构相较于现浇结构最大主应力增加 33.75%，最小主应力提升 12.63%。现浇结构侧墙-中墙的相对位移波动较小，而装配结构波动范围则较大。

(2) 在相同埋深工况下，装配结构的最大主应力大于现浇结构，最小主应力小于现浇结构。增加装配式结构埋深，可显著降低结构侧墙-中

墙的相对位移约 18.25%。

(3) 根据管廊结构的受力和变形情况可知，最不利位置主要位于大跨度底板受拉侧和顶板与中隔墙相交的腋角处，在设计和维修加固过程中应当重点关注。

参考文献:

- [1] 李杰,岳庆霞,陈隽. 地下综合管廊结构振动台模型试验与有限元分析研究[J]. 地震工程与工程振动, 2009,29(4):41-45.
- [2] 靳涛,刘大召,李雪飞,等. 近断层地震动作用下黏滞阻尼器的减震研究[J]. 工程建设,2023,55(1):12-18.
- [3] 冯立,丁选明,王成龙,等. 考虑接缝影响的地下综合管廊振动台模型试验[J]. 岩土力学,2020,41(4):1295-1304.
- [4] 仇文岗,韩亮,陈志雄,等. 双仓综合管廊抗震性能模型试验研究[J]. 岩土工程学报,2020,42(1):100-108.
- [5] 潘钦锋,许立英,郭瑞,等. 干式连接分片预制装配式综合管廊的地震响应分析[J]. 南昌大学学报(工科版),2021,43(4):327-332.
- [6] 中国地震烈度表:GB/T 17742—2020[S]. 北京:中国标准出版社,2020.
- [7] 刘晶波,谷音,杜义欣. 一致黏弹性人工边界及黏弹性边界单元[J]. 岩土工程学报,2006(9):1070-1075.
- [8] 混凝土结构设计规范(2015版):GB 50010—2010[S]. 北京:中国标准出版社,2011.