

DOI: 10.11779/CJGE202209001

水平推覆作用下土 - 地下结构反应特性研究

景立平^{1,2}, 徐琨鹏^{1*}, 程新俊³, 梁海安³, 宾佳⁴

(1. 中国地震局工程力学研究所地震工程与工程振动重点实验室, 黑龙江 哈尔滨 150080; 2. 防灾科技学院, 河北 廊坊 065201;
3. 东华理工大学土木与建筑工程学院, 江西 南昌 330013; 4. 湖南工业大学土木工程学院, 湖南 株洲 412000)

摘要: 地震过程中地下结构变形受周边土层变形制约, 为揭示土 - 地下结构间复杂的相互作用, 在自行研制的岩土综合试验模型箱内, 针对砂土地中单层箱型地下结构, 开展了以土体变形为控制变量的大型推覆试验。模型箱内推覆板按照倒三角形分布位移模式进行水平推覆, 即推覆板绕底部转动, 转角由 0 逐级递增至 1/60, 重点对比了地下结构及其周围土体在推覆作用下的反应特性。试验结果表明: 转角为 1/120 时, 推覆端内侧壁中间偏上 6 cm 处产生水平贯通裂缝, 转角为 1/150 时, 被动端内侧壁中间偏下 11 cm 处产生水平贯通裂缝, 地下结构受到挤压变形和剪切变形的耦合作用; 结构推覆端侧壁顶底水平相对位移明显小于辅助观测面内等代土体, 侧壁破坏后结构与土体变形的比值由 0.44 增至 0.75, 同时土体和结构所受倒三角形水平荷载的比值由试验初期的 0.24 下降至 0.10 并趋于稳定, 结构破坏后又上升至 0.32, 土 - 结构相互作用程度会随着土和结构状态变化而改变; 土体水平基床系数随加载水平增大而减小, 且始终在规范给定的范围内变化, 而结构因失效破坏和角部应力集中等原因, 侧壁水平基床系数波动范围较大。

关键词: 地下结构; 抗震性能; 推覆试验; 土 - 结构相互作用; 基床系数

中图分类号: TU435 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2022)09-1567-10

作者简介: 景立平(1963—), 男, 博士, 研究员, 主要从事岩土地震工程、工程结构抗震等方面的教学和科研工作。

E-mail: jlp_iem@163.com。

Response characteristics of soil - underground structures under horizontal pushover

JING Li-ping^{1,2}, XU Kun-peng¹, CHENG Xin-jun³, LIANG Hai-an³, BIN Jia⁴

(1. Key Laboratory of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Institute of Engineering Mechanics, China Earthquake Administration, Harbin 150080, China; 2. Institute of Disaster Prevention, Langfang 065201, China; 3. School of Civil and Architectural Engineering, East China University of Technology, Nanchang 330013, China; 4. College of Civil Engineering, Hunan University of Technology, Zhuzhou 412000, China)

Abstract: The deformation of underground structures is restricted by that of the surrounding soil during earthquake. In order to reveal the complex interaction between the soil and the underground structures, based on the self-developed geotechnical comprehensive test model box, a large-scale pushover test on soil - underground structures is carried out with soil deformation as the control variable aiming at a single-story box type underground structure in sandy soil. The pushing plate in the model box is pushed horizontally according to the inverted triangle distribution displacement mode, namely the pushing plate is rotated around the bottom, and the rotation angle increases step by step from 0 to 1/60. The response characteristics of the underground structures and the surrounding soil under pushover action are mainly compared. The test results show that a horizontal penetration crack occurs at 6 cm above the middle of the inner wall in the pushing end when the rotation angle reaches 1/120, and a horizontal penetration crack occurs at 11 cm below the middle of the inner wall in the passive end when it reaches 1/150. The underground structures are subjected to the coupled action of extrusion deformation and shear deformation. The horizontal relative displacement between top and bottom of the side wall in the pushing end is significantly smaller than that of the soil at the corresponding position in auxiliary observation plane, and the deformation ratio of the structures to the soil increases from 0.44 to 0.75 after failure of the side wall. Meanwhile, the ratio of inverted triangle horizontal load between the soil and the structures decreases from 0.24 in the initial stage of the test to 0.10 and keeps stable, then increases to 0.32 after failure of

基金项目: 中国地震局工程力学研究所基本科研业务费专项项目
(2017B10); 国家重点研发计划项目(2016YFC0800205); 国家自然科学基金项目(52008081)

收稿日期: 2021-09-07

*通信作者(E-mail: iem_xkp@163.com)

the structures, and the degree of soil - structure interaction varies with the state change of the soil and structures. The horizontal coefficient of subgrade reaction in the soil decreases with the increase of loading level, and always changes within the given range of code. However, the horizontal coefficient of subgrade reaction on side wall fluctuates widely due to the failure of the structure and stress concentration at the corner.

Key words: underground structure; seismic performance; pushover test; soil - structure interaction; coefficient of subgrade reaction

0 引言

21世纪以来,随着中国地下空间的开发利用,地铁工程中不断涌现出大跨度、浅埋地下车站,根据以往的震害调查,在地震中这种类型的地下结构比较容易产生破坏。与地面交通工程相比,地下车站造价高昂且破坏后修复困难,同时中国地处环太平洋地震带上,地震频发,因此,越来越多的目光聚焦于地下公共设施的抗震安全问题^[1]。

物理模型试验是研究地下结构抗震问题的有效手段^[2],常见的地下结构抗震试验方法主要分为两大类:动力试验和静力试验。动力试验包括普通振动台试验和离心机振动台试验^[3-4],而静力试验包括地下结构整体静力试验和地下结构局部构件静力试验。动力试验可以主动控制输入的地震动,能够考虑地震动特性对试验的影响,但受振动台面和模型箱尺寸限制,地下结构模型通常较小,难以满足复杂的相似关系,而且动力试验资源消耗大,数据采集条件要求高(动态传感器必须具有高稳定性和采样频率,往往这类精密仪器在振动过程中又极易损坏)。静力试验可按照特定的水平加载模式,荷载逐级递增,实现破坏性试验,可分析试验体在全试验过程中的力学特性和破坏模式,此外,静力试验相比动力试验对传感器的要求低,普通传感器可以满足试验测试要求。

Liu 等^[5]采用低周循环加载试验对比了预制拼装和现浇两种工艺对地下车站梁板柱节点抗震性能的影响;孔令俊^[6]分析了 5 组大型箱涵结构在往复荷载下的塑性发展顺序、滞回曲线和节点损伤情况;禹海涛等^[7]设计了几何比尺为 1:10 的沉管隧道管节接头拟静力试验,研究了隧道接头和管节本体相对刚度比随着接头轴向压力变化的规律;程新俊等^[8]使用橡胶垫对沉管隧道最薄弱的接头位置进行填充,采用拟静力试验研究了剪力键的荷载-位移滞回曲线和抗剪承载力;陈之毅等^[9]对上海某多层次地铁车站模型开展了单向 Pushover 静力推覆试验,分析了地下结构破坏模式以及 3 个变形阶段分别对应的层间位移角;魏奇科等^[10]针对叠合装配、整体现浇两种地下综合管廊结构的边节点和中节点抗震性能展开了 10 组静力试验,给出了节点配置箍筋间距和纵筋锚固长度的建议。上述静力

试验研究均以地下结构局部或整体为试验对象,忽略了土层条件的影响。

研究表明周边土层变形是控制地下结构地震响应的关键因素^[11],土层变形作为控制条件下土-地下结构整体模型响应、破坏模式及土-结构相互作用关系,亟待开展相关试验研究。土-地下结构系统在垂直向上传播的横波作用下,反应以一阶振型为主,且结构侧墙产生最大侧向变形时呈现为规律的倒三角形变形^[12],因此可以借鉴地面结构推覆分析中常用的倒三角形分布模式进行加载。综上所述,本文以可用于土-地下结构整体模型的岩土综合试验模型箱为试验平台,采用控制土层位移的方式施加水平单向推覆作用,研究了不同加载水平下整体模型的变形模式,详细阐述了推覆试验全过程中土和地下结构之间的相互作用机制。

1 试验设计

1.1 试验设备

要开展土-地下结构整体模型试验,须有配套模型箱,由于对整体式推覆试验的研究相对滞后,现有模型箱多是针对动力试验而设计的,鲜有静力试验箱相关介绍。仇文革等^[13]在国内率先设计了一种动静耦合剪切模型箱,并通过振动台试验和静力试验对比探索了土-地下结构整体模型试验的可靠性,但是该模型箱左右转动板的变形受前后板约束。

本次试验采用课题组自行研制的大型静力推覆模型箱^[14],该模型箱由自平衡式反力框架和试验舱两部分构成,试验舱内左右侧分别加装了两块可绕底部转动的滑板,其中一块滑板与悬挂在反力框架上的两个作动器通过滑轨连接,加载时作动器等比例施加水平位移,从而让该滑板沿深度按倒三角形位移模式转动,另一块滑板通过弹簧与试验舱端板连接,并设置了限制底部位移的凸阻块。试验舱内部净尺寸为 3 m×2 m×2 m,滑板尺寸为 0.15 m×2 m×2 m,装上两块滑板后实际净尺寸为 2 m×2 m×2 m,前后安装了钢化夹胶玻璃能减小摩擦力且便于观察,同时在试验舱底部设置了可用透水石覆盖的排水孔,模型箱如图 1 所示。

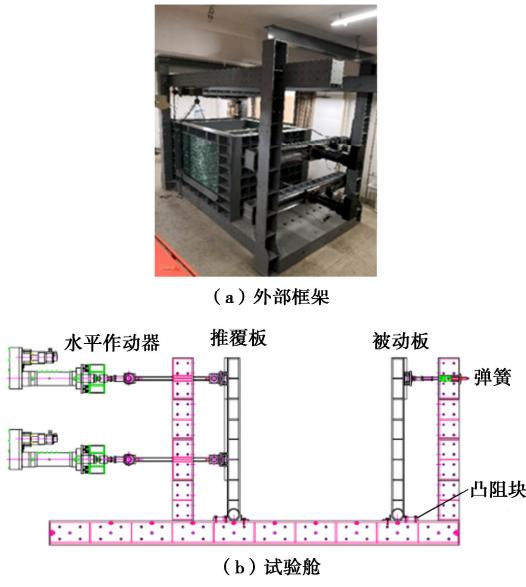


图 1 模型箱整体图

Fig. 1 Overall picture of model box

1.2 试验材料和模型制作

本次试验以 1995 年日本阪神地震中, 破坏较为轻微的大开车站单层双跨运营隧道断面作为原型结构^[15], 由于试验主要考虑土层-结构之间的相互影响, 故将原型横断面中柱取消简化为一个中空矩形, 试验模型如图 2 所示。

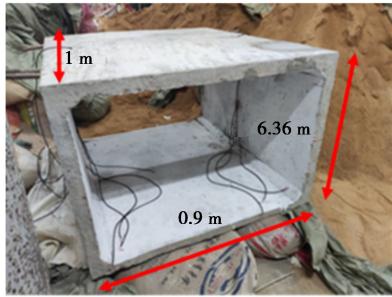


图 2 试验模型实物图

Fig. 2 Photo of test model

车站模型采用立方体抗压强度为 11.52 MPa, 弹性模量为 8.75 GPa 的微粒混凝土制作^[16], 微粒混凝土配比为 $m_{\text{水泥}} : m_{\text{细砂}} : m_{\text{粗砂}} : m_{\text{水}} = 1 : 2.68 : 4.56 : 0.82$, 结构内部布置双层镀锌铁丝网, 配筋率与原型一致, 均为 1.1%。模型结构几何缩尺为 1/10, 横截面宽为 0.9 m, 高为 0.636 m, 模型壁厚为 0.04 m, 沿纵向取 1 m。试验以结构几何尺寸、弹性模量和密度相似比作为基本量, 进一步推导出其余参量的相似比, 如表 1 所示。

试验用土采用常见中粗砂, 颗粒级配曲线如图 3 所示, 参数为: 平均粒径 D_{50} 为 0.505 mm, 不均匀系数 C_u 为 2.687, 土粒相对质量密度 G_s 为 2.627, 最大

干密度 ρ_{dmax} 为 1.966 g/cm³, 最小干密度 ρ_{dmin} 为 1.384 g/cm³, 含水率 w 为 6.2%, 相对密实度 D_r 为 0.464, 内摩擦角为 34.931°。填土过程中分层夯实, 通过环刀取样控制土体密度为 1.70 g/cm³ 从而保证土体均匀性, 受试验条件所限, 不考虑土体相似比。

表 1 主要参量相似比

Table 1 Similarity ratios of key parameters

类型	物理量	量纲	数值
几何特性	长度 L	L	1/10
	面积 S	L^2	1/100
	惯性矩 I	L^4	1/10000
材料特性	密度 ρ	ρ	1
	弹性模量 E	E	1/4
	质量 m	ρL^3	1/1000
反应特性	抗弯刚度 EI	EL^4	1/40000
	应变 ε	1	1
	应力 σ	E	1/4
	力 F	EL^2	1/400
	弯矩 M	EL^3	1/4000

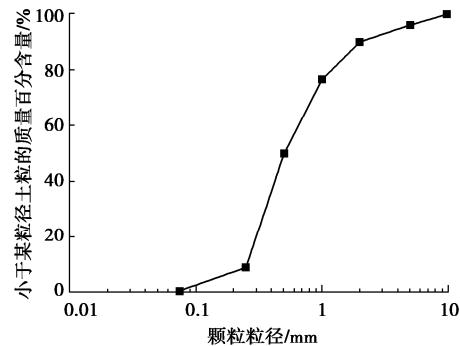


图 3 砂土粒径级配曲线

Fig. 3 Grain-size distribution curve of sand

1.3 传感器布置

为监测试验中砂土场地、地下结构的响应规律及其相互作用, 本次试验所采用的传感器包含应变片、阵列式位移计 SAA (shape acceleration array)、顶杆位移计和土压力计, 传感器布置如图 4 所示。图 4 中以地下结构中间作为 $A-A$ 主观测断面, 结构旁边 250 mm 处的横断面作为 $B-B$ 辅助观测面。

TP 为粘贴在结构左右侧壁的水平土压力计, 共 8 个; T 为土体内水平土压力计, 主观测面 8 个, 辅助观测面内对应结构侧壁位置 4 个; 阵列式位移计 SAA 共 3 条, 紧贴地下结构左右侧壁分别布置了一条, 辅助观测面内布置了一条; IY 与 OY 分别对应着地下结构同一测点内外侧对称布置的应变片, 10 个测点绕结构周身顺时针布置; D 为顶杆位移计, 共 5 个, 其中 D1 至 D3 监测挡板的转动, D4 和 D5 监测结构侧壁顶

底相对位移。

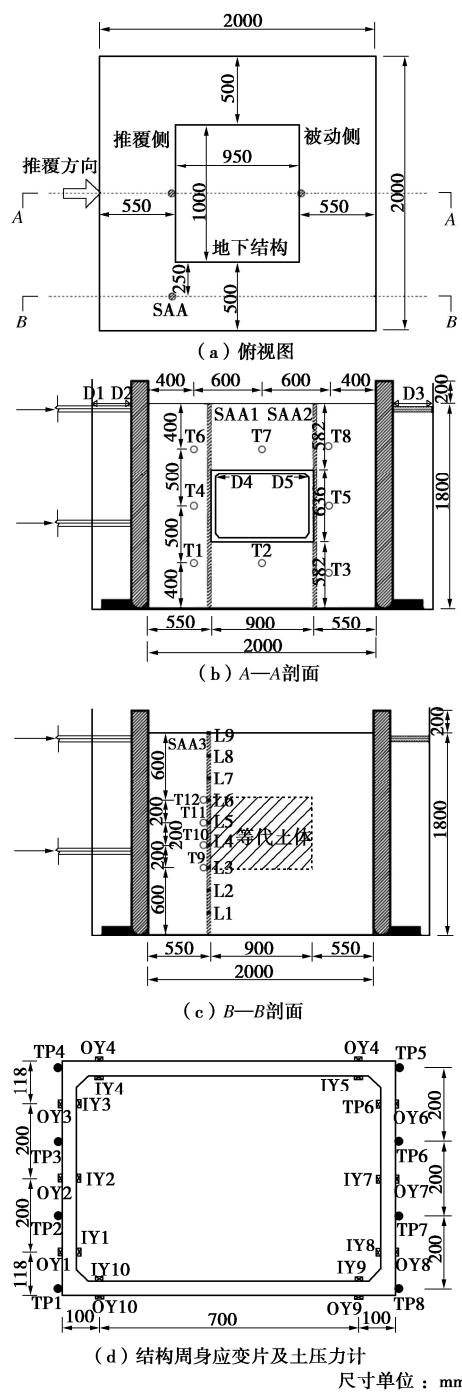


图 4 传感器布置方案

Fig. 4 Arrangement of sensors

1.4 试验步骤及加载工况

(1) 试验开始前通过控制台调整作动器, 使滑板处于竖直状态。

(2) 将 SAA 与钢筋绑扎在一起, 使其笔直地竖立在预留位置, SAA 底端与固定在模型箱底部的磁性表座绑扎在一起。

(3) 采用分层夯实、控制密度的方法填土, 砂土填筑的同时, 在预定的位置埋入各传感器及结构, 隧道端头覆盖两块 1 mm 厚 PVC 塑料布, 并用环氧树脂

进行密封, 土体总高度 1.8 m。

(4) 填土完毕后拔出与 SAA 绑在一起的钢筋, 并连接数据采集系统。

(5) 将两个水平作动器运动模式设置为等比例伸长, 令推覆板按倒三角形位移模式转动。

(6) 推覆板转动过程中通过距离板底 1.8 m 高的顶杆位移计 D1 实时监测, 从而保证每次加载能够达到预先设定的转动角度。

(7) 每级荷载施加完毕后让作动器稳定一段时间, 待传感器示数恒定后再进一步加载。转动至预定的最大角度后加载结束, 挖除砂土, 拆除试样。

董正方等^[17]通过统计分析给出了矩形地下结构在大震下层间位移角限值为 1/70, 为了实现破坏, 将推覆板转角限值设为 1/60, 加载工况见表 2。韩润波等^[18]通过数值模拟验证了静力推覆模型的土体宽度取为结构外宽的 2~3 倍较为合理, 而本试验土体宽度与结构宽度比值为 2.22, 基本符合要求。

表 2 加载工况

Table 2 Loading conditions of tests

Δ_{D1} /mm	推覆板转角	Δ_{D1} /mm	推覆板转角
0.9	1/2000	12.0	1/150
1.8	1/1000	15.0	1/120
3.6	1/500	18.0	1/100
5.0	1/360	20.0	1/90
6.0	1/300	25.0	1/72
9.0	1/200	30.0	1/60
10.0	1/180		

2 试验结果及分析

2.1 被动端滑板位移

顶杆位移计 D3 实时监测了被动端滑板与土表齐平处的水平位移, 如图 5 所示, 对比推覆端和被动端滑板在相同高度的水平位移可知, 由于两块滑板运动彼此独立, 推覆端 Δ_{D1} 达到 30 mm 时, 被动端 Δ_{D3} 仅为 0.632 mm, 被动端滑板位移很小。

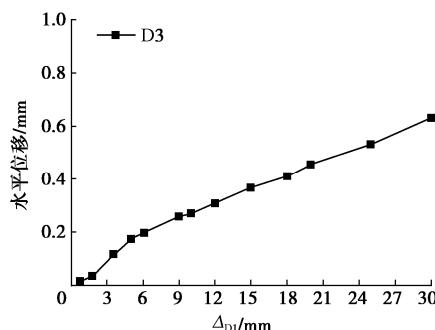


图 5 被动端滑板水平位移

Fig. 5 Horizontal displacements of plate in passive end

2.2 结构应变反应及破坏模式

本次试验沿着结构周身顺时针布置了 10 个应变测点, 为消除加载前初始变形的影响, 对试验加载阶段的所有数据进行了清零处理。为了方便比较, 记同一测点位置内外侧应变片的应变差为 ε_m , 以定性表征结构的弯曲变形, 结构外侧受拉时 ε_m 为正, 受压时为负。

图 6 给出了推覆过程中部分测点内外侧应变差的变化曲线, 从图 6 中可以看出: Δ_{D1} 为 15 mm 时(即推覆板转角为 1/120), 推覆端各测点处弯曲应变同时出现峰值拐点, 此时推覆端侧壁中部、上部和顶部的附加弯曲应变最大值分别为 $-439.7 \mu\epsilon$, $-293.7 \mu\epsilon$, $-357.9 \mu\epsilon$, 其中测点#4 的外侧应变片在试验后期发生破坏, 导致了数值突然增大; Δ_{D1} 为 12 mm 时(即推覆板转角为 1/150), 被动端侧壁下部和底部的附加弯曲应变最大值为 $-284.8 \mu\epsilon$, $-121.9 \mu\epsilon$, 其中测点#7 附加弯曲应变在试验过程中持续增大, 最大为 $-455.1 \mu\epsilon$ 。

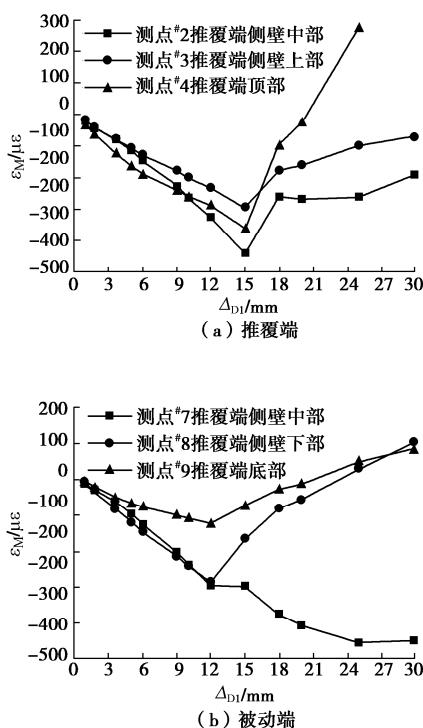


图 6 模型结构应变响应

Fig. 6 Strain responses of model structures

可见在推覆过程中结构侧壁中部的应变测点#2、#7 会产生较大的弯曲变形, 是结构破坏最可能产生的位置; 同时峰值拐点的出现则表明结构模型产生了破坏, 在结构破坏后多数测点的弯曲应变逐渐减小; 结构角部测点#3、#4 和#8、#9 的弯曲应变均为负值, 表明监测的这两个角部都是内侧受拉。产生这些现象的

原因为: ①随着到推覆板距离的增大, 土体内水平应力传递存在衰减现象(土体内 T4、T5 的最大值分别为 72.8, 38.4 kPa), 导致被动板转角远小于主动板, 当主动板转角不断增大时, 便会对地下结构模型产生水平挤压作用, 导致结构侧壁中部产生较大弯曲变形, 甚至产生破坏; ②由于主动板绕底部转动形成倒三角形水平变形模式, 该变形通过土体传递到结构上便形成了剪切变形, 因此两个角部内侧受拉。两种变形的耦合作用如图 7 所示。

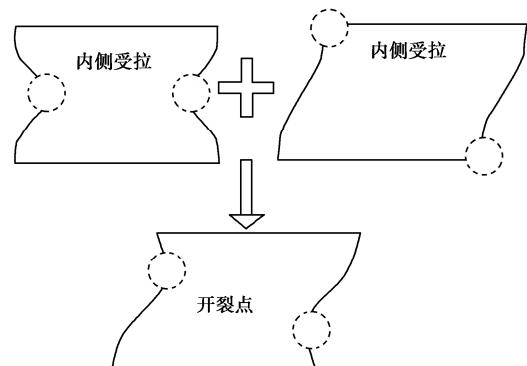


图 7 结构变形示意图

Fig. 7 Diagram of structural deformation

试验结束后挖出模型结构, 模型结构宏观破坏现象如图 8 所示, 结构两侧壁内部出现明显的贯通裂缝, 通过卷尺测量发现推覆端裂缝距离模型底板 38 cm, 由侧壁中部向上偏移了约 6 cm; 而被动端裂缝起伏较大, 最低点距离模型底板仅 21 cm, 即由侧壁中部向下偏移了约 11 cm。分析可知, 结构内侧壁贯通裂缝主要是由挤压变形导致的, 而剪切变形的加入使得裂缝在两侧壁的位置发生了一定的偏移。



(a) 整体视图



(b) 推覆端侧壁



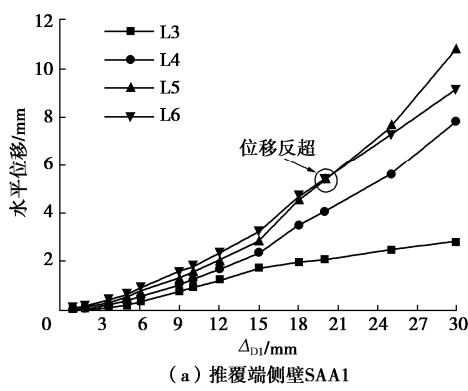
图 8 结构宏观破坏现象
(c) 被动端侧壁

Fig. 8 Macroscopic failure phenomena of structures

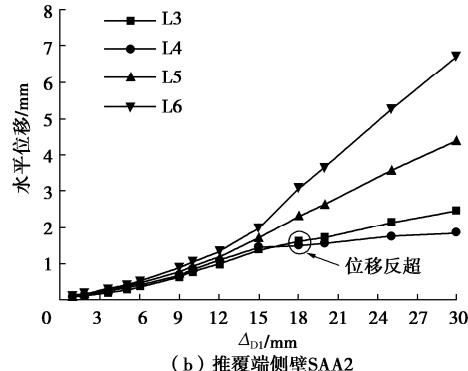
2.3 结构位移反应

长度为 1.8 m 的 SAA 上间隔 200 mm 均匀分布了 9 个测点监测土体和地下结构位移情况, 见图 4 (c), 由低至高分别命名为 L1~L9: 其中 L3 和 L6 与结构的底板、顶板平齐, L3~L6 四个测点经过结构埋深位置, 与图 4 (d) 中土压力计 TP1~TP4 高度相对应。

结构两侧壁在试验过程中的水平位移如图 9 所示, 从图 9 中可以看到地下结构两侧壁水平位移随推覆板转角的增大而增大, 而且在同一时刻高度越大水平位移越大, 总体呈现出倒三角形位移模式, 说明剪切变形主导着结构整体的变形模式。但是当 Δ_{D1} 为 20 mm 时, SAA1 上 L5 测点处水平位移赶上了 L6, 之后更是进一步反超; Δ_{D1} 达到 18 mm 之后, SAA2 上 L4 测点处水平位移比 L3 更小。由于结构侧壁破坏主要是挤压变形导致的, 而 SAA1 上 L5 测点处和 SAA2 上的 L4 测点处正好是裂缝产生的地方, 这两处在结构开裂后迅速向结构内部凹陷, 才造成了上述特征。



(a) 推覆端侧壁 SAA1



(b) 推覆端侧壁 SAA2

Fig. 9 Horizontal displacements of structural side wall

2.4 结构侧壁土压力反应

图 10 为试验过程中地下结构推覆端和被动端侧壁外表面的水平土压力增量, 从整体趋势上来看由于推覆板的转动, 模型箱内土体被不断压实, 模型结构四周土压力逐渐增加。

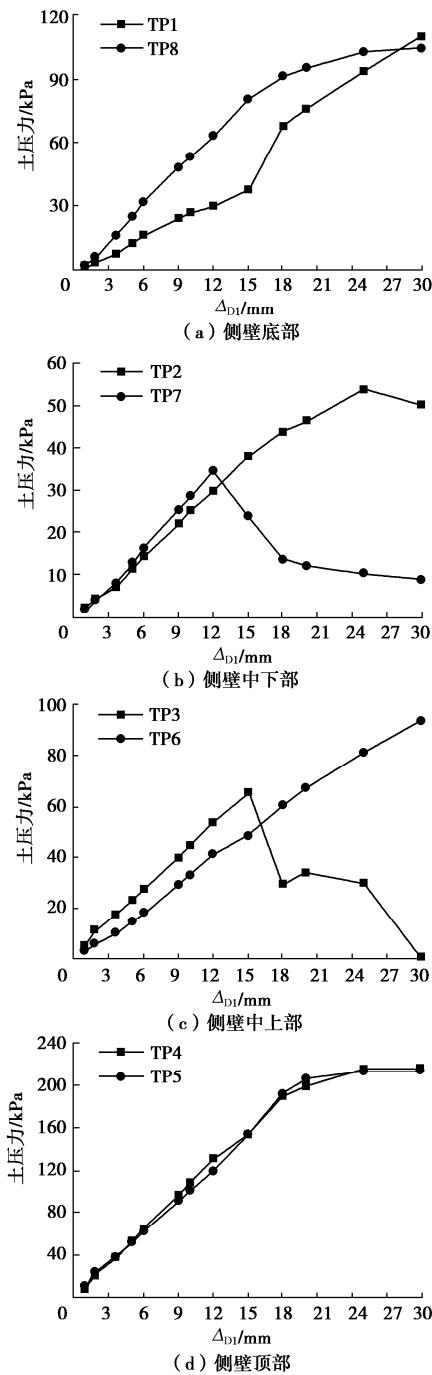


图 10 结构侧壁水平土压力

Fig. 10 Horizontal earth pressures of structural side wall

加载初期 Δ_{D1} 为 9 mm 时, TP1 和 TP8 的值分别为 23.9, 48.0 kPa, TP3 和 TP6 的值分别为 39.9, 29.2 kPa, 可见加载初期结构中部以上推覆端侧壁产生的土压力较大, 而中部以下则是被动端侧壁产生的土压力较大, 因此结构产生了剪切变形; 加载中期 Δ_{D1} 为 15

mm 时推覆端侧壁中上部 TP3 达到最大值 65.5 kPa, Δ_{Dl} 为 12 mm 时被动端侧壁中下部 TP7 达到最大值 34.4 kPa, 随后结构破坏导致这两个部位丧失承载力; 加载后期 Δ_{Dl} 达到最大 30 mm 时, 推覆端和被动端侧壁顶部土压力最大分别为 216.1, 213.4 kPa, 底部最大值分别为 104.4, 109.9 kPa, 两侧应力水平相当, 挤压效应明显。从受力角度阐明了图 7 结构产生“剪切+挤压”效果的原因。

2.5 土-结构相互作用分析

图 11 给出了 Δ_{Dl} 分别为 15 mm (临界破坏点)、30 mm 时 SAA1 和 SAA3 沿深度各测点的水平位移, 其中 SAA1 紧贴结构侧壁, 与之平行埋置的 SAA3 偏离结构 250 mm, 视其所在的 B-B 剖面为不受结构影响的自由场。从图 11 中可见, 当 Δ_{Dl} 为 15 mm 时 SAA1 测得结构侧壁顶底水平相对位移为 1.51 mm, 而辅助观测面内 SAA3 测得土体在对应高度间的水平相对位移为 3.42 mm, 当 Δ_{Dl} 为 30 mm 时两者分别为 6.34, 8.44 mm, 导致两者变形不一致的原因为结构的整体刚度比相同截面尺寸的等代土体大, 结构抵抗变形的能力更强。

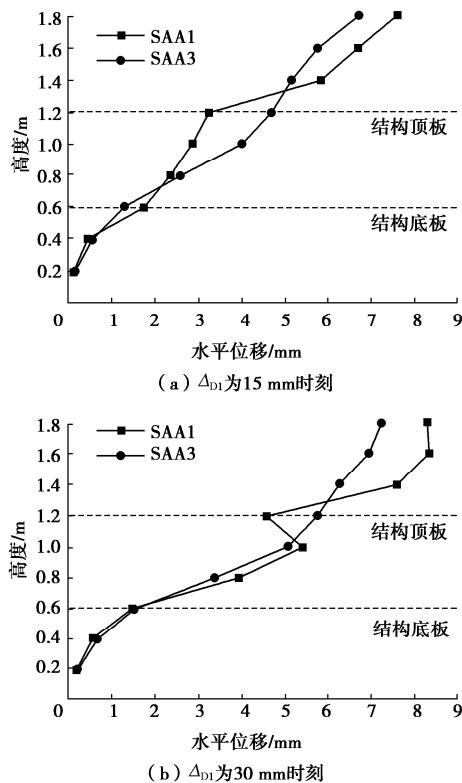


图 11 SAA 上不同高度测点的水平位移

Fig. 11 Horizontal displacements of SAA measuring points at different heights

参考相互作用系数法^[19-20], 计算模型如图 12 所示。结构的层间位移 Δ_{STR} 可以用自由场土体相应的层间位移 Δ_s 乘以土-结构相互作用系数 β 来表示:

$$\Delta_{STR} = \beta \Delta_s , \quad (1)$$

式中, β 取值的大小与土-结构相对刚度有关, 当结构刚度比土体大时 β 取值小于 1, 反之则大于 1。

本试验两个工况下 β 可分别取为 0.44 和 0.75, β 值增大是因为结构产生破坏后整体刚度退化。同时可以发现 SAA3 上各点变化较为均匀平缓, 而 SAA1 测得结构顶板上方土体水平位移会突然增大, 原因在于结构顶板和土间的刚度突变, 变形不协调可能导致该分界面上产生了水平滑移。

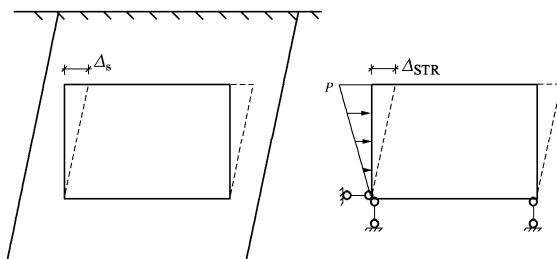


图 12 相互作用系数法计算模型

Fig. 12 Computational model for interaction coefficient method

对于浅埋结构, 相互作用系数法建议在结构侧壁施加倒三角形荷载进行计算。图 13 给出了辅助观测面内对应结构侧壁位置的土体水平应力, 从图中可知随着推覆板转角增大土体水平应力整体上涨, 且上涨幅度随高度的增加而增加, 水平应力沿深度呈倒三角形分布。为简化分析, 以顶底板处水平荷载的差值来表征倒三角形荷载 P , 即结构所受倒三角形荷载的峰值 P_T 为 TP4 与 TP1 的差值 (TP4 与 TP1 见图 9); 相同截面等代土体所受倒三角形荷载峰值 P_s 为 T12 与 T9 的差值。

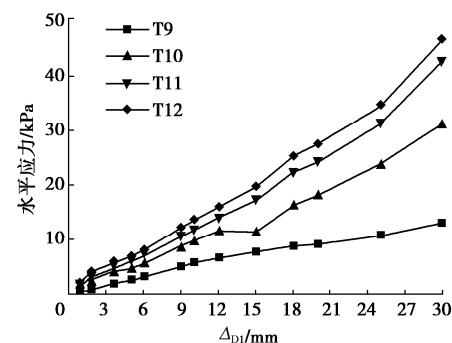


图 13 辅助观测面内土体水平应力

Fig. 13 Horizontal stresses of soil in auxiliary observation plane

图 14 给出了 P_s 与 P_T 的比值关系。从图 14 中可知: Δ_{Dl} 为 5 mm 时比值从 0.24 下降到 0.10, 此时土体塑性发展导致刚度下降; Δ_{Dl} 处于 5 mm 至 15 mm 时, 土体完全进入塑性, 比值在 0.10 附近波动; Δ_{Dl} 超过 15 mm 后, 结构破坏引起刚度退化, 比值持续上升至 0.32, 超过初始比值。

由此可见：土-地下结构整体模型主要经历了土体变形引起的土体塑性发展阶段，土体进入塑性后以结构受荷为主的稳定阶段，和结构开裂破坏导致的结构刚度退化阶段，土-结构状态变化对整体模型进入各受力阶段的时效性存在重要影响。

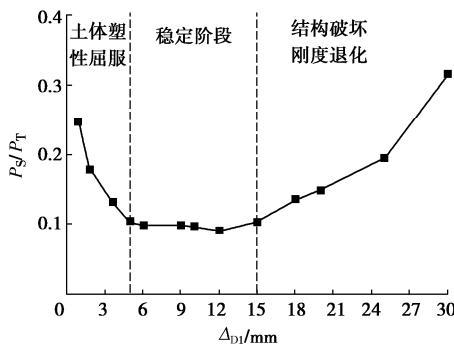


图 14 土体荷载与结构荷载比值

Fig. 14 Ratios of soil load to structural load

2.6 水平基床系数

反应位移法是中国地下结构抗震设计规范普遍推荐的简化设计方法，该方法通过在地下结构周边布置集中地基弹簧以反映周边土层和结构的相互作用。弹簧刚度等于基床系数乘以作用面积，目前基床系数的试验方法包括： K_{30} 荷载板试验、三轴试验和固结试验，但是 3 种方法都没有考虑实际地下结构的存在，且忽略了基床系数随加载水平的变化。

本次试验采用 SAA1 和 SAA3 分别监测了结构侧壁和辅助观测面内对应位置处土体的水平位移 δ ，在位移测点处布置了相应的土压力计以获取水平应力 q ，从而计算结构侧壁和土体的水平基床系数 K ($K = q/\delta$)。辅助观测面内土体水平基床系数如图 15 所示，T12~T9 对应埋深为 600~1200 mm。从图 15 中可以发现：随着推覆水平增加，各测点基床系数值逐渐减小，且随埋深的减小而减小。整体来看土体水平基床系数值在 3.8~44.6 MN/m³ 间变化，《城市轨道交通岩土工程勘察规范》^[21] 规定了土体水平基床系数经验值的变化范围 (3~60 MN/m³)，表明试验测得基床系数值在规范规定的范围内，具有一定的参考价值。

图 16 给出了地下结构推覆端侧壁上各测点处水平基床系数值，TP4~TP1 对应埋深为 600~1200 mm。从图 16 可以发现：在结构破坏之前，随着推覆水平增加，各测点水平基床系数逐渐减小，除了埋深 1200 mm 的侧壁底部测点 TP1 外（角部应力集中导致），埋深越浅处基床系数值越大；结构破坏之后侧壁中间偏上位置 TP3 处作为开裂点，承载力丧失导致基床系数值迅速下降，且破坏后的应力重分布导致侧壁底部 TP1 处水平基床系数发生反向增长。整体来看结构侧壁水

平基床系数值在 0.06~102.0 MN/m³ 变化，最小值是侧壁开裂破坏、丧失承载力引起的，而最大值是由于土体和结构挤压，且侧壁上角部应力集中造成的。

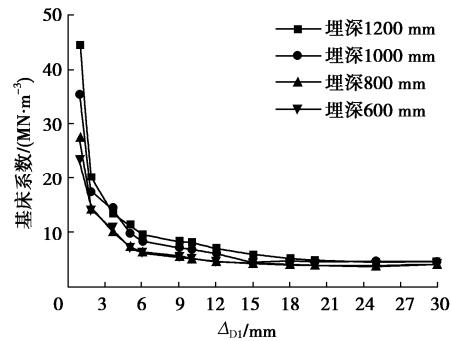


图 15 辅助观测面内土体水平基床系数

Fig. 15 Horizontal coefficients of subgrade reaction of soil in auxiliary observation plane

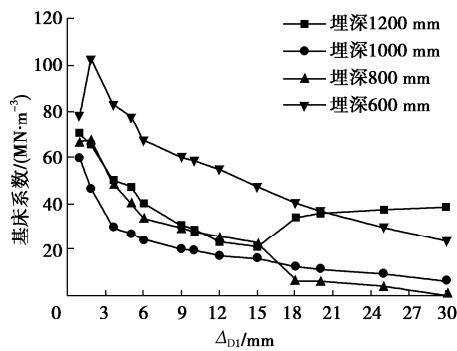


图 16 推覆端侧壁水平基床系数

Fig. 16 Horizontal coefficients of subgrade reaction on side wall of the pushed end

图 17 给出了侧壁破坏前，埋深 800, 1000 mm 处土体水平基床系数 K_s 和结构侧壁水平基床系数 K_T 之比（侧壁中间的两个测点）。从图 17 可以发现， K_s 与 K_T 的比值在试验开始时约为 0.5，随着加载水平增加，其比值骤降至 0.28 左右，且比值基本在 0.25~0.28 波动，直至结构破坏。

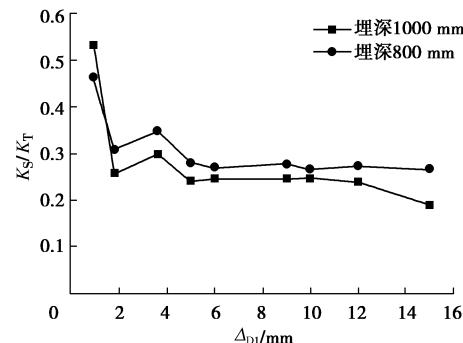


图 17 土体与结构水平基床系数比值

Fig. 17 Ratios of the horizontal coefficient of subgrade reaction between soil and structures

由此可见: 针对无结构的土体所获得的基床系数与结构侧壁上实测基床系数之间存在较大差异, 差异的来源包括结构的破坏失效和结构角部可能存在的应力集中; 而对于非角点位置, 在稳定阶段土体和结构水平基床系数之间存在一定的比例关系, 本次试验中该比值在 0.25~0.28 波动。

3 结 论

为探究水平推覆作用下土 - 地下结构的反应规律, 开展了大型推覆试验, 分别从土层、结构及土结相互作用 3 个层面开展了分析讨论, 得到以下 4 点结论。

(1) 相较于动力模型试验, 静力模型试验可较好地反映土层和结构的变形, 便于揭示最不利荷载条件下土 - 地下结构整体模型的破坏模式。

(2) 在土 - 地下结构整体模型试验中, 通过水平作动器控制推覆板转动给土体边界施加倒三角形变形, 由于土层的非均匀变形(主因)和边界效应(模型箱左右滑板独立运动, 次因), 地下结构受到剪切变形和挤压变形的耦合作用。

(3) 通过设置辅助观测面对土 - 结构相互作用展开研究, 针对变形和受力两方面进行对比发现: 结构推覆端侧壁顶底水平相对变形小于相同截面尺寸的等代土体, 侧壁破坏刚度退化后结构与土体变形比值由 0.44 上升至 0.75; 而土体和结构所受倒三角形水平荷载的比值会经历土体塑性发展引起的下降阶段、稳定阶段和结构破坏后的上升阶段。说明土 - 结构相互作用并不恒定, 会随着土、结构状态变化而改变, 具有显著时效性。

(4) 土体水平基床系数随推覆水平增加而减小, 且埋深越浅基床系数值越小, 试验值在 3.8~44.6 MN/m³ 变化, 与规范规定的经验值相符。而结构侧壁水平基床系数受到结构破坏、角部应力集中的影响, 其波动范围较大。稳定阶段土体和结构非角点位置处水平基床系数具有较为稳定的比例关系, 试验测得比值在 0.25~0.28 波动。

参考文献:

- [1] HASHASH Y M A, HOOK J J, SCHMIDT B, et al. Seismic design and analysis of underground structures[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2001, **16**(4): 247~293.
- [2] 陈国兴, 陈 苏, 杜修力, 等. 城市地下结构抗震研究进展[J]. 防灾减灾工程学报, 2016, **36**(1): 1~23. (CHEN Guo-xing, CHEN Su, DU Xiu-li, et al. Review of seismic

damage, model test, available design and analysis methods of urban underground structures: retrospect and prospect[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2016, **36**(1): 1~23. (in Chinese))

- [3] TAO L J, DING P, YANG X R, et al. Comparative study of the seismic performance of prefabricated and cast-in-place subway station structures by shaking table test[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2020, **105**: 103583.
- [4] YATSUMOTO H, MITSUYOSHI Y, SAWAMURA Y, et al. Evaluation of seismic behavior of box culvert buried in the ground through centrifuge model tests and numerical analysis[J]. Underground Space, 2019, **4**(2): 147~167.
- [5] LIU H T, XU C S, DU X L. Seismic response analysis of assembled monolithic subway station in the transverse direction[J]. Engineering Structures, 2020, **219**: 110970.
- [6] 孔令俊. 大型钢筋混凝土箱涵结构拟静力试验与数值分析[D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2014. (KONG Ling-jun. Pseudo-Static Test and Numerical Analysis of Large Reinforced Concrete Box Culvert[D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture and Technology, 2014. (in Chinese))
- [7] 禹海涛, 萧文浩, 袁 勇, 等. 沉管隧道接头与管节本体刚度比试验[J]. 中国公路学报, 2016, **29**(12): 134~141. (YU Hai-tao, XIAO Wen-hao, YUAN Yong, et al. Experiment on stiffness ratio of immersion joint to immersed tunnel element[J]. China Journal of Highway and Transport, 2016, **29**(12): 134~141. (in Chinese))
- [8] 程新俊, 景立平, 崔 杰, 等. 沉管隧道管节接头剪切破坏试验[J]. 中国公路学报, 2020, **33**(4): 99~105. (CHENG Xin-jun, JING Li-ping, CUI Jie, et al. Experimental failure analysis on immersed tunnel joint subjected to shear loading[J]. China Journal of Highway and Transport, 2020, **33**(4): 99~105. (in Chinese))
- [9] 陈之毅, 刘文博, 陈 炜. 多层地铁车站结构性能试验研究[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2020, **48**(6): 811~820. (CHEN Zhi-yi, LIU Wen-bo, CHEN Wei. Performance experiment of a multi-story subway station[J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2020, **48**(6): 811~820. (in Chinese))
- [10] 魏奇科, 王宇航, 王永超, 等. 叠合装配式地下综合管廊节点抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2019, **40**(2): 246~254. (WEI Qi-ke, WANG Yu-hang, WANG Yong-chao, et al. Experiment study on seismic performance of joints in prefabricated sandwich structures of utility tunnels[J]. Journal of Building Structures, 2019, **40**(2): 246~254. (in Chinese))

- [11] 庄海洋, 王雪剑, 王 瑞, 等. 土–地铁动力相互作用体系侧向变形特征研究[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(10): 1761 – 1769. (ZHUANG Hai-yang, WANG Xue-jian, WANG Rui, et al. Characteristics of lateral deformation of soil-subway dynamic interaction system[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(10): 1761 – 1769. (in Chinese))
- [12] CHEN Z Y, CHEN W, LI Y Y, et al. Shaking table test of a multi-story subway station under pulse-like ground motions[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2016, **82**: 111 – 122.
- [13] 仇文革, 段东亚, 李冰天, 等. 动静耦合剪切模型箱的设计分析及试验验证[J]. 土木工程学报, 2017, **50**(增刊 2): 274 – 280. (QIU Wen-ge, DUAN Dong-ya, LI Bing-tian, et al. Design and test verification of coupling dynamic and static shear model box[J]. China Civil Engineering Journal, 2017, **50**(S2): 274 – 280. (in Chinese))
- [14] 徐琨鹏, 景立平, 宾 佳, 等. 地下结构抗震分析中基床系数取值试验研究[J]. 西南交通大学学报, 2021, **56**(5): 1035 – 1042. (XU Kun-peng, JING Li-ping, BIN Jia, et al. Experimental study on coefficient value of subgrade reaction in seismic analysis of underground structures[J]. Journal of Southwest Jiaotong University, 2021, **56**(5): 1035 – 1042. (in Chinese))
- [15] PARRA-MONTESINOS G J, BOBET A, RAMIREZ J A. Evaluation of soil-structure interaction and structural collapse in Daikai subway station during Kobe earthquake[J]. ACI Structural Journal, 2006, **103**(1): 113 – 122.
- [16] 杨 政, 廖红建, 楼康禹. 微粒混凝土受压应力应变全曲线试验研究[J]. 工程力学, 2002, **19**(2): 92 – 96. (YANG Zheng, LIAO Hong-jian, LOU Kang-yu. Experimental study of the full curve of the stress-strain relationship for microconcrete[J]. Engineering Mechanics, 2002, **19**(2): 92 – 96. (in Chinese))
- [17] 董正方, 王君杰, 姚毅超, 等. 城市轨道交通地下结构抗震性能指标体系研究[J]. 地震工程与工程振动, 2014, **34**(增刊 1): 699 – 705. (DONG Zheng-fang, WANG Jun-jie, YAO Yi-chao, et al. Research on the seismic performance index system of urban mass transit underground structures[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2014, **34**(S1): 699 – 705. (in Chinese))
- [18] 韩润波, 许成顺, 许紫刚, 等. 对称地下结构抗震分析的边界强制反应位移法[J]. 工程力学, 2021, **38**(5): 50 – 60. (HAN Run-bo, XU Cheng-shun, XU Zi-gang, et al. A boundary forced response displacement method for seismic analysis of symmetrical underground structures[J]. Engineering Mechanics, 2021, **38**(5): 50 – 60. (in Chinese))
- [19] WANG J N. Seismic Design of Tunnels: A Simple State-of-the-Art Design Approach[M]. New York: Parsons Brinckerhoff Quade and Douglas Inc., 1993.
- [20] PENZIEN J. Seismically induced racking of tunnel linings[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2000, **29**(5): 683 – 691.
- [21] 城市轨道交通岩土工程勘察规范: GB 50307—2012[S]. 北京: 中国计划出版社, 2012. (Code for Geotechnical Investigations of Urban Rail Transit: GB 50307—2012[S]. Beijing: China Planning Press, 2012. (in Chinese))