

DOI: 10.11779/CJGE20240022

基于静力推覆试验的土体-沉管隧道反应机制研究

程新俊^{1,2}, 徐琨鹏^{*1}, 景立平³, 崔杰⁴, 李亚东⁴, 梁海安²

(1. 广东石油化工学院建筑工程学院, 广东 茂名 525000; 2. 东华理工大学土木与建筑工程学院, 江西 南昌 330013; 3. 中国地震局工程力学研究所中国地震局地震工程与工程振动重点实验室, 黑龙江 哈尔滨 150080; 4. 广州大学土木工程学院, 广东 广州 510006)

摘要: 目前地下结构静力推覆试验仅限于土层一致变形, 缺乏面向土层相对变形作用时地下结构抗震分析的试验方法。为此, 设计了局部推覆试验机制, 开展了土体-沉管隧道静力推覆模型试验, 重点分析了沉管隧道、场地土的变形与受力特征, 揭示了接头失效模式, 探讨了场地土-沉管隧道相互作用机制。试验结果表明: 沉管隧道因柔性接头的作用, 对场地的适应性强, 随着土层相对变形的加剧, 靠近推覆端与远离推覆端管节相同埋深处受到的土压力差最大可达 71.6 kPa, 管节之间发生明显的相对位移; 接头失效时, 破坏现象主要集中在靠近推覆端管节剪力键处, 其层间位移角达 1/223, 而远离推覆端管节仅为 1/1024; 场地土-沉管隧道相互作用主要经历了场地土挤密、土层相对变形迅速发展及接头失效 3 个阶段, 场地土挤密阶段管节本体刚度维持较好, 靠近推覆端与远离推覆端土-结构相互作用系数发展缓慢, 土层相对变形迅速发展阶段管节之间发生明显的相对位移, 靠近推覆端土-结构相互作用系数突破 1, 远离推覆端土-结构相互作用系数仍发展较缓, 接头失效阶段, 靠近推覆端土-结构相互作用系数可达 3.1, 远离推覆端土-结构相互作用系数仅为 0.67。研究成果可为沉管隧道抗震性能分析与地震风险评估提供试验依据与技术支撑。

关键词: 地下结构抗震; 沉管隧道; 静力推覆模型试验; 接头; 变形模式

中图分类号: TU354 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2025)07-1443-11

作者简介: 程新俊(1988—), 男, 博士, 校聘副教授, 主要从事地下结构抗震方面的研究工作。E-mail: chengxinjunie@163.com。

Response mechanism of soil-immersed tunnel based on static pushover model tests

CHENG Xinjun^{1,2}, XU Kunpeng¹, JING Liping³, CUI Jie⁴, LI Yadong⁴, LIANG Hai'an²

(1. Architecture and Civil Engineering Institute, Guangdong University of Petrochemical Technology, Maoming, 525000, China; 2 School of Civil and Architectural Engineering, East China University of Technology, Nanchang 330013, China; 3. Institute of Engineering Mechanics, China Earthquake Administration, Key Laboratory of Earthquake Engineering and Engineering Vibration of China Earthquake Administration, Harbin 150080, China; 4. School of Civil Engineering, Guangzhou University, Guangzhou 510006, China)

Abstract: The static pushover tests on the underground structures mainly concentrate on consistent deformation of soils, with scarcely any studies considering soil dislocation. A regional pushover method is proposed. The static pushover model tests on soil-immersed tunnel are conducted. The deformation and mechanical features of soils and immersed tunnel are carefully analyzed. The failure mode of the immersion joint and the soil-immersed tunnel interaction mechanism are revealed. The test results show that the immersed tunnel exhibits strong adaptability to soil deformation owing to the flexible joint. With the increase of soil dislocation, the earth pressure difference at the same depth of two tunnel elements near and away from the pushover plate can reach up to 71.6 kPa, and obvious relative displacement occurs between two tunnel elements. Structural failure phenomenon is mainly concentrated at the shear key of the tunnel element near the pushover plate, and the story shifts of the two tunnel elements near and away from the pushover plate are 1/223 and 1/1024, respectively. The soil-immersed tunnel interaction can be divided into three stages: soil compacting stage, rapid development of differential deformation stage, and joint failure stage. The stiffness of the tunnel element maintains well, and the soil-structure interaction coefficients obtained

基金项目: 国家自然科学基金青年基金项目(52008081); 国家自然科学基金重点国际(地区)合作研究项目(52020105002); 国家自然科学基金地区项目(52168045); 国家自然科学基金面上项目(52178392) This work was supported by the Natural Science Foundation of China (Grant Nos. 52008081, 52020105002, 52168045, 52178392).

收稿日期(Received): 2024-01-08 修回日期(Revised): 2024-12-14 接受日期(Accepted): 2025-01-31 网络出版日期(Online): 2025-02-01

*通信作者 (E-mail: iem-xkp@163.com)

from the two observation surfaces develop slowly during the soil compacting stage. Obvious relative displacement occurs between two tunnel elements during the rapid development stage of soil dislocation. Meanwhile, the soil-structure interaction coefficient near the pushover plate exceeds 1. Furthermore, the soil-structure interaction coefficient away from the pushover plate still develops slowly. The soil-structure interaction coefficients near and away from the pushover plate are 3.10 and 0.67, respectively, during the joint failure stage. The study can provide experimental and technical support for the seismic analysis and risk assessment of immersed tunnels.

Key words: anti-seismic analysis of underground structure; immersed tunnel; static pushover model test; joint; deformation mode

0 引言

随着建设沿江、沿海城市群带动中国发展战略的实施,城市之间的联系日益紧密,水域交通需求加剧。沉管隧道作为高效的水下交通设施^[1],在水域交通建设中得到越来越多的应用。复杂的水域环境对沉管隧道的抗震稳定性要求极高,因此,针对沉管隧道的抗震问题^[2-3]开展研究非常重要。

近年来,国内外关于沉管隧道抗震研究主要可分为理论分析和试验研究两大类。在理论分析方面,Anastasopoulos 等^[4]基于弹簧-质点法对大水深环境中的沉管隧道开展了非线性地震响应计算分析;Lyngs^[5]通过建立不同的沉管隧道分析模型,对比分析了不同建模手段对动力计算精度的影响,结果表明,土体、地震动等参数对沉管隧道的地震灾变存在较大影响;基于弹性地基梁法,傅继阳等^[6]分析了广州洲头咀隧道的地震响应,研究表明,相较于刚接和铰接模型,采用半刚接的接头模型计算得到的接头内力与转角更大;严松宏等^[7]利用土质点-弹簧体系建立了南京长江沉管隧道的动力分析模型,对其纵向地震响应进行了分析;Ding 等^[8]采用高效工作站和显式算法计算了土-沉管隧道-接头三维体系的地震响应;陈红娟等^[9]采用无限元-有限元结合法模拟了土体-沉管隧道及接头动力计算模型,分析表明地震作用下接头刚度越大,接头处响应也越大。禹海涛等^[10-11]、李心熙等^[12]提出了能够体现沉管隧道纵向结构特性与接头细部特征的多尺度动力分析方法,在此基础上建立了考虑沉管隧道与接头特征的纵向易损性模型,结合工程案例给出了表征隧道特征的纵向易损性曲线,并分析了管节分段、地震激励方向、土-结构刚度等参数对地震易损性结果的影响。质点-弹簧模型简化了实际接头构造且对于复杂场地的地震响应分析具有一定的局限性,三维动力时程计算工作量大,计算耗时,对于超长沉管隧道的动力响应计算适用性较弱。模型试验可以较好地模拟沉管隧道地震反应机制,同时可以验证理论和计算分析模型。Yu 等^[13-14]基于港珠澳沉管隧道工程背景,开展了多点激励振动台模型试验,分析了非一致地震激励下沉管隧道的动力响应,研究表明非一致地震作用下对沉管隧道抗震设计时需关注纵向抗震问

题;Chen 等^[15]、陈红娟等^[16]开展了锯末混合土-沉管隧道-接头振动台模型试验,研究表明水平横、纵向地震激励下接头位移趋势基本一致,沉管隧道服从场地土的动力响应。程新俊等^[17]开展了不同场地条件下含柔性接头沉管隧道的振动台模型试验,研究表明柔性接头提高了沉管隧道对场地的适应性,且能发挥一定的减震作用;为克服振动台模型试验限于相似比无法还原接头的构造特征,一些学者开展了静力、拟静力模型试验研究沉管隧道接头的力学行为。Hu 等^[18]通过大比尺静力堆载模型试验分析了沉管隧道管段接头在竖向差异荷载下的内力,研究表明竖向剪力键是抵御竖向差异荷载的关键,可通过构造措施减小剪力键的应力集中现象;袁勇等^[19]设计并开展了相似比为 1/10 的沉管隧道接头压-剪模型试验,得到了管节接头的压-剪刚度曲线,指出接头与单个剪力键的实际承载力要高于设计值;为探讨水平往复荷载作用下沉管隧道管节接头的破坏模式,程新俊等^[20]开展了大比尺管节接头拟静力试验,研究表明,在水平循环作用下管节接头变形主要分为橡胶垫的弹性变形、橡胶垫和剪力键共同变形、以及剪力键的塑性变形 3 个阶段,剪力键之间具有协同作用。

许成顺等^[21]、杨靖等^[22]开展了地下结构静力推覆模型试验,一致认为地下结构静力推覆模型试验可较好地反映地下结构特征及再现地下结构抗震性能水平。

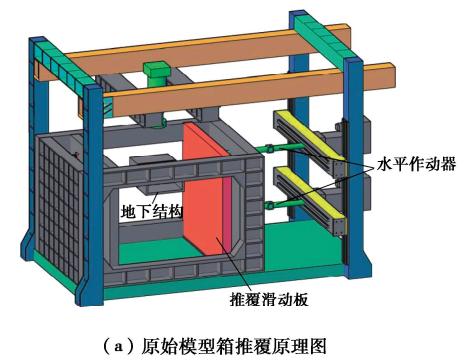
综上所述,沉管隧道抗震方面已取得一些理论分析、模型试验方面的成果。然而,沉管隧道通常位于软弱场地土层中,在非一致地震激励作用下,场地土的相对运动量对隧道的地震影响非常关键,沉管隧道或因此发生结构性破坏,振动台模型试验难以考虑管节接头的细部构造特征,现有关于沉管隧道的静力和拟静力试验均未考虑场地土非一致变形的影响,无法反映土层相对运动引起的接头变形与力学机制。基于课题组自行研发的模型箱,设计了局部推覆试验机制,以土体-沉管隧道为研究对象开展大型静力推覆模型试验,探究局部推覆作用下土体位移、沉管隧道变形及土压力随推覆水平的演变规律,揭示接头的失效模式,探究土体-沉管隧道相互作用机制,为沉管隧道抗

震安全性分析提供试验依据与技术支撑。

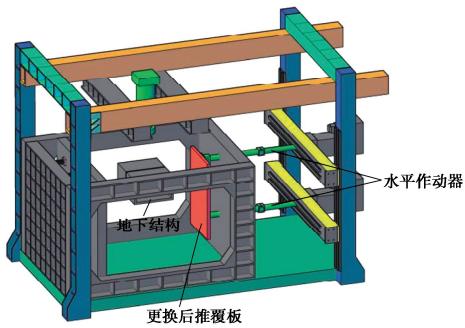
1 水平推覆模型试验介绍

1.1 模型箱介绍

模型箱是制约土-地下结构体系模型试验的关键因素, 以往的模型箱多以刚性箱和叠层剪切箱为主^[23], 而刚性箱无法施加水平推覆作用, 叠层剪切箱主要服务于振动台模型试验, 难以满足土-沉管隧道体系推覆模型试验。基于此, 徐琨鹏等^[24]研发了大型综合试验模型箱, 由自平衡反力架和试验加载舱组成。反力架在竖向安有可调节位置的作动器, 水平向两组作动器通过固定在加载侧立柱的两根水平横梁实现定位, 竖向作动器可实现轴向荷载的施加, 水平作动器连接试验舱内的主动加载板, 可根据试验目的选择倒三角或平推位移加载模式实现土-地下结构的推覆试验。试验舱安装加载板后的净空间为 $2\text{ m} \times 2\text{ m} \times 2\text{ m}$ 。由于原模型箱试验舱内主动加载板为整体式(推覆范围 2 m)覆盖全断面如图 1(a)所示, 而本次推覆模型试验的加载目标是实现土层的局部推覆, 即通过在某一管节侧土体施加推覆位移, 故在课题组原有的模型箱基础上设计了一块局部推覆钢板(推覆范围 0.82 m)替代与推覆方向相同尺寸的整体钢板连接作动器, 以实现沿沉管隧道模型纵向土层的水平相对变形, 如图 1(b)所示。推覆板采用 6061 型号的高强铝合金材料, 通过 M16 高强螺栓将其与模型箱的两个水平向作动器相连以实现推覆板与作动器的协同运动。



(a) 原始模型箱推覆原理图



(b) 改造模型箱推覆原理图

图 1 模型箱改造设计

Fig. 1 Improvement design of soil container

1.2 相似比设计

本试验以某沉管隧道工程为背景, 隧道模型采用微粒混凝土^[25]制作, 配比为水泥:细砂:粗砂:水 = $1:1.62:2.77:0.53$, 混凝土试块留样养护 28 d 后测得其标准抗压强度为 12.15 MPa , 弹性模量为 11.5 GPa , 确定结构混凝土弹性模量的相似比为 $1/3$ 。结构模型几何缩尺比为 $1/27$, 包含两节管节, 管节横断面大小为 $0.67\text{ m} \times 0.42\text{ m}$, 单节管节长度为 0.5 m , 管壁厚 0.04 m , 由于试验以水平倒三角推覆为主, 故而仅在管节顶底板对接处设置剪力键, 剪力键之间采用橡胶垫进行填充, 单个剪力键大小为 $0.1\text{ m} \times 0.04\text{ m} \times 0.06\text{ m}$, 模型接头处横断面尺寸设计详见图 2。管节墙体与顶底板采用两层直径为 1 mm 、间距为 10 mm 的镀锌铁丝网进行配筋, 剪力键采用 6 根直径为 3 mm 镀锌铁丝模拟受力筋, 箍筋采用直径为 1.2 mm 的镀锌铁丝。结构模型根据相似比原则以几何尺寸、弹性模量、密度为基本量, 进一步计算得到其余物理量的相似比, 如表 1 所示。结构利用微粒混凝土进行浇筑, 模型管节端部采用厚 1 mm 的 PVC 材质进行封口, 详见图 3。

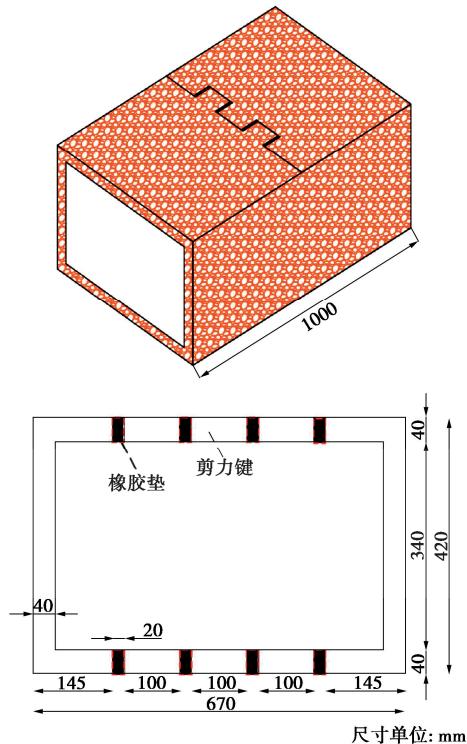


图 2 管节模型设计

Fig. 2 Design of tunnel element model

试验模型用土为中砂, 砂土颗粒级配见图 4。成型时每间隔 200 mm 整平夯实, 箱内各处土体的夯击次数与高度尽量保持一致, 每层取样测试密度控制在 1.705 g/cm^3 。土体物理性质指标见表 2。

表 1 主要参数相似比

Table 1 Similarity ratios of key parameters

| 类型 | 物理量 | 相似关系 | 相似比 |
|------|------|-----------------------------|-------------------|
| 几何特性 | 长度 | S_L | 1/27 |
| | 线位移 | $S_d = S_L$ | 1/27 |
| | 惯性矩 | $S_I = S_L^4$ | 1/27 ⁴ |
| 材料特性 | 密度 | S_ρ | 1 |
| | 弹性模量 | S_E | 1/3 |
| | 应变 | S_ϵ | 1 |
| | 应力 | $S_\sigma = S_\epsilon S_E$ | 1/3 |



图 3 试验模型

Fig. 3 Testing model

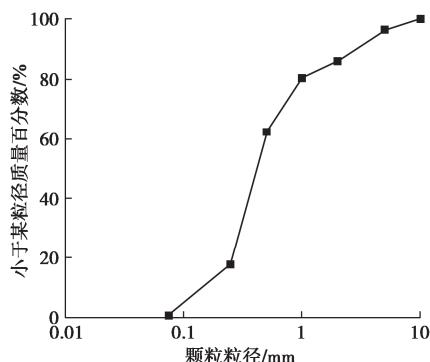


图 4 砂土颗粒级配曲线图

Fig. 4 Grain-size distribution curve of sandy soil

表 2 土体物理性质

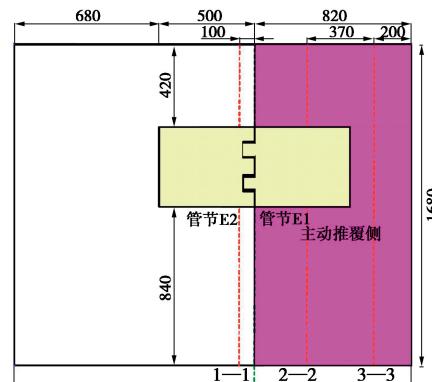
Table 2 Physical properties of soils

| 含水率 w/% | 密度 $\rho /(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$ | 平均粒径 d / mm | 不均匀系数 C_u | 内摩擦角 $\varphi /(^{\circ})$ |
|------------|---|-------------------------|----------------|-------------------------------|
| 4.12 | 1.705 | 0.6 | 5 | 33.21 |

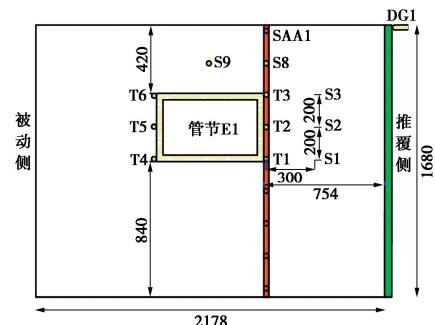
1.3 监测方案

试验重点监测土体的应力与变形、管节与接头处的应变、位移水平, 试验观测面与传感器布置见图 5。试验中沉管隧道管节 E1 位于主动推覆板一侧土体中, 距推覆板 754 mm, 观测面 1—1 为管节 E1 中间断面, 管节 E2 靠近接头部位设有观测面 2—2, E1 端部土层中设有观测面 3—3。DG1 为推覆板位移计。采用进口 SAA (Shape Acceleration Array) 阵列位移计捕捉土体与管节位移, 紧贴管节 E1 和管节 E2 侧壁各布置

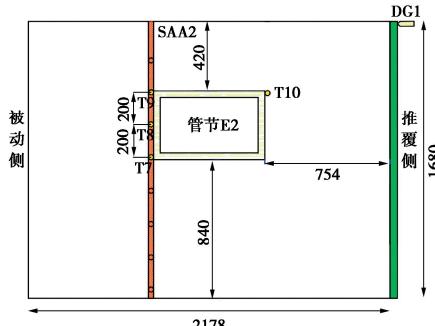
了一条 SAA, SAA 共 9 个有效测点, 间距为 20 cm, 可覆盖管节侧壁底、中、顶 3 个位置, 另外, 在观测面 3—3 土体中布置了一条 SAA 以监测自由场土体变形。T 为管节侧壁处土压力计, S 为监测面 1—1 中土体中布置的土压力计, SP 为监测面 3—3 土体中布置的土压力计。K 表征接头剪力键处布置的应变片。试验加载与数据采集系统见图 6。



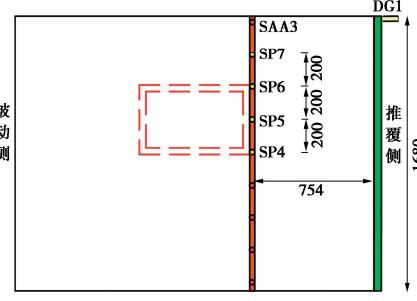
(a) 观测面布置



(b) 观测面1—1传感器布置



(c) 观测面2—2传感器布置



(d) 观测面3—3传感器布置

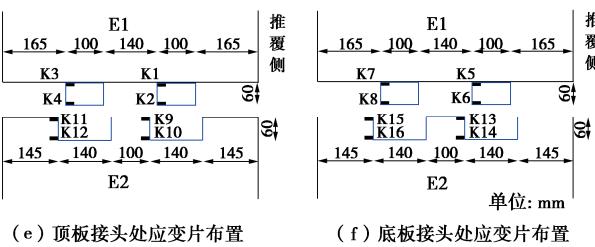


图 5 观测面与传感器布置

Fig. 5 Arrangement of observation surfaces and sensors



图 6 加载与数据采集系统

Fig. 6 Loading and data acquisition system

1.4 加载制度

试验为水平推覆, 故水平两个作动器实现联动, 以倒三角位移控制加载过程 (地震作用下地下结构发生最不利变形时, 土体变形呈近似倒三角形^[26])。《地下结构抗震设计标准: GBT 51336—2018》^[27]提出矩形断面地下结构的弹塑性层间位移角限值应小于1/400, 由于本次试验目的之一是研究沉管隧道在该推覆作用下的失效模式, 故需超出弹塑性层间位移角限值, 考虑到推覆中土体应力和变形会产生衰减^[28], 故推覆板端的目标位移设为65 mm, 分33级逐渐加载, 第一级为1 mm, 此后每级位移增量为2 mm。

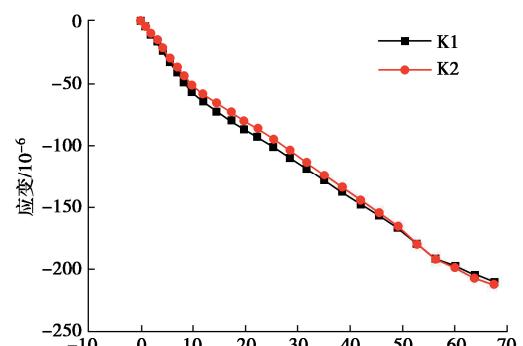
2 变形特征分析

2.1 接头应变

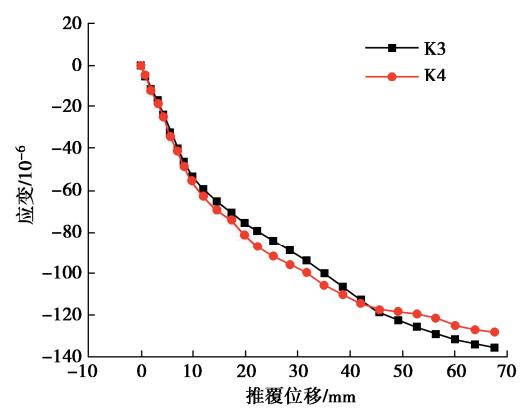
为监测沉管隧道接头的应变传递机制, 在管节E1、E2顶、底板接头处分别布置了4片应变片。正式加载前对应变信号点进行清零, 试验监测结果均为加载引起的结构应变增量。

由于顶、底板处应变片监测整体趋势相近, 限于篇幅, 仅列出管节E1、E2顶板处应变结果进行分析, 如图7所示。由图7可知, 不论是管节E1还是管节E2接头处的应变幅值随着推覆水平的提高而逐渐增大; 靠近推覆侧的测点K1、K2、K9、K10整体应变水平要明显高于远离推覆侧的K3、K4、K11、K12,

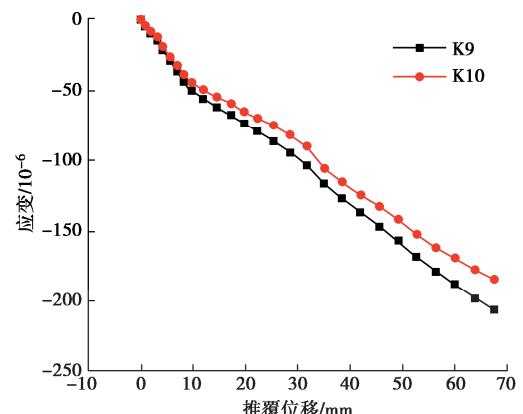
节接头处应变呈现由推覆端向被动端渐进减小的特征, 越靠近推覆侧, 其所受荷载越大; 管节E1相同剪力键上布置的应变片结果基本相同 (K1、K2应变峰值分别为 -210×10^{-6} , -212×10^{-6} ; K3、K4应变峰值分别为 -135×10^{-6} , -129×10^{-6}), 受力相对均匀, 管节E2相同剪力键上应变随着推覆水平的提高存在较大差异: 剪力键端部应变要高于根部即剪力键与管节顶板衔接处 (K9与K10的应变幅值差异最大可达 23×10^{-6} , K11与K12的应变幅值差异最大可达 85×10^{-6}), 这主要是因为随着推覆水平的提升, 管节相对变形加剧, 管节E2处剪力键端部较其根部更靠近推覆端, 其应变差异也越明显。



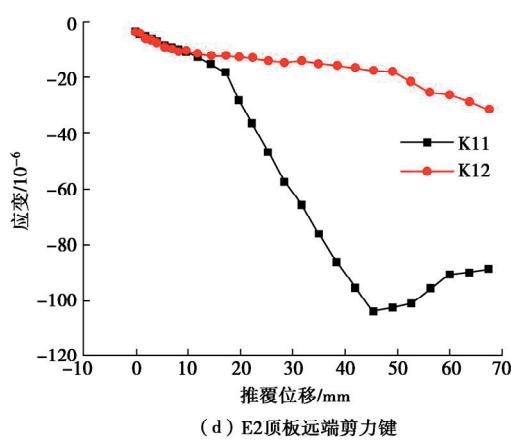
(a) E1顶板近端剪力键



(b) E1顶板远端剪力键



(c) E2顶板近端剪力键



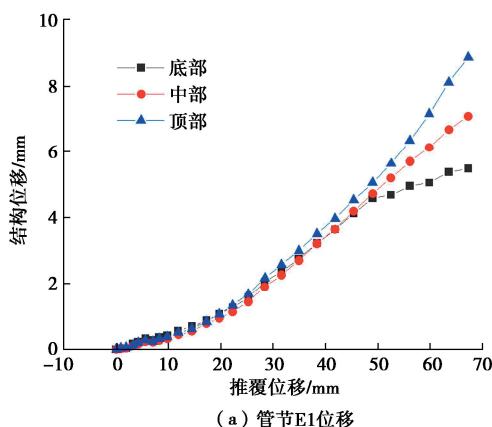
(d) E2顶板远端剪力键

图 7 接头应变

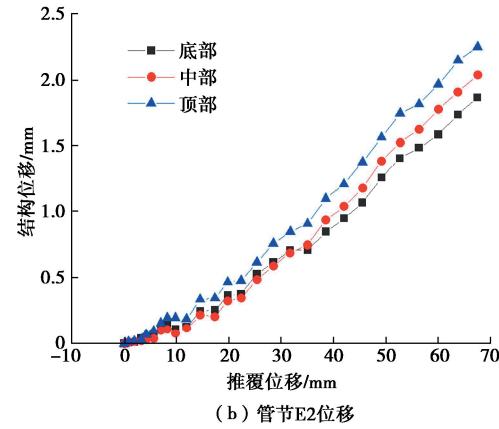
Fig. 7 Strains of immersion joint

2.2 土体-管节位移

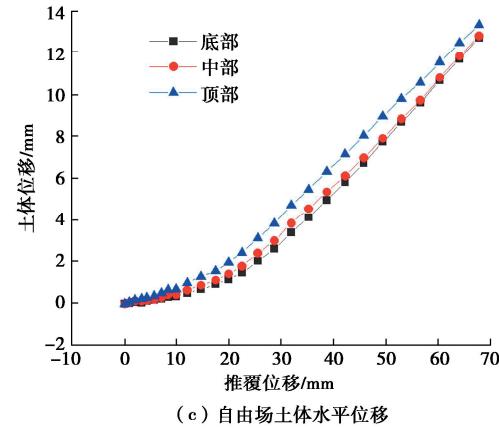
管节各测点的水平位移如图 8 (a), (b) 所示。由图 8 可知, 管节 E1、E2 各测点的水平位移均随推覆位移的增大而增大, 相同高度处, 管节 E1 测点的水平位移远高于 E2 测点, 这是因为管节 E1 位于推覆板范围内, 受到来自场地土的变形影响较大, 而管节 E2 位于推覆板范围之外, 来自土层的变形影响较小。管节各测点的整体位移形状呈近似倒三角模式, 这主要是受土体变形模式的影响, 加载工况为倒三角推覆模式, 土层由地表往下呈近似倒三角变形, 如图 8 (c) 所示。另外, 由图 8 (d) 管节 E1、E2 相同高度处测点的位移差可知, 当加载位移在 21 mm 之内, 两管节侧壁各监测点处相对位移较小, 当加载位移超过 21 mm 时, 各测点的相对位移逐渐提升, 当加载位移为 51~65 mm 时, 管节侧壁顶部的相对位移增长显著, 达 6.6 mm, 中、底部分别为 5.0, 3.6 m, 管节之间出现了明显的相对位移。一方面是因为推覆侧和被动侧土体的非一致变形导致较大的剪切作用, 另一方面是因管节接头由受力构件剪力键与橡胶垫组成, 其在传力的同时允许管节追随地基土的变形, 故管节 E1、E2 受接头特征与土层相对变形的双重影响发生了相对位移。



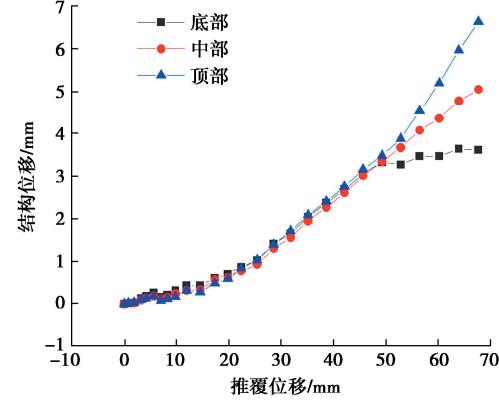
(a) 管节E1位移



(b) 管节E2位移



(c) 自由场土体水平位移



(d) 管节E1、E2相对位移

图 8 位移分析

Fig. 8 Analysis of displacement

2.3 失效模式

试验加载结束后, 挖出沉管隧道模型周围土体与传感器, 可观察模型的变形情况。如图 9 沉管隧道管节并没有产生明显的裂缝, 失效部位主要集中在接头。靠近推覆板的接头剪力键间的橡胶垫发生了明显的压缩变形, 远离推覆板的橡胶垫基本处于弹性状态, 没有发生明显的残余变形。管节 E1 顶板与剪力键衔接处混凝土可见微小裂缝, 剪力键根部与端部出现斜向裂缝, 部分根部裂缝延伸至管节顶板; 管节 E2 顶板与接头衔接处并未出现裂缝, 管节 E2 处于基本完好状态。

局部推覆作用下, 沉管隧道接头与管节本体剪切刚度比会随推覆水平的增加而变化: 推覆前刚度比可等效为剪力键与管体的刚度比, 当推覆作用施加后,

橡胶垫参与工作, 刚度比有较小的提升, 此后随着推覆水平的增加, 橡胶垫发生残余变形, 剪力键进入塑性阶段, 接头刚度衰减, 根据沉管隧道等效剪切刚度计算方法^[29], 本模型接头工作区间内(以剪力键不进入塑性阶段为判别标准^[30]), 剪切刚度比变化范围在1/386~1/125, 剪切刚度比低于1/386时剪力键带裂缝工作, 剪切刚度比至1/500时, 剪力键裂缝明显延伸, 推覆侧橡胶垫产生不可恢复性变形。

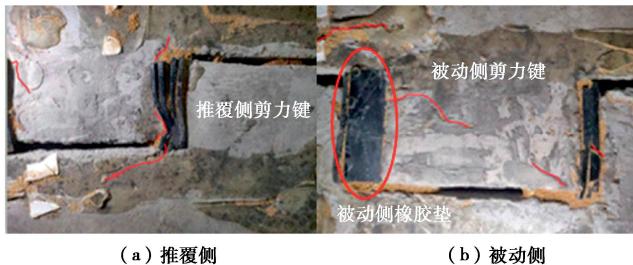
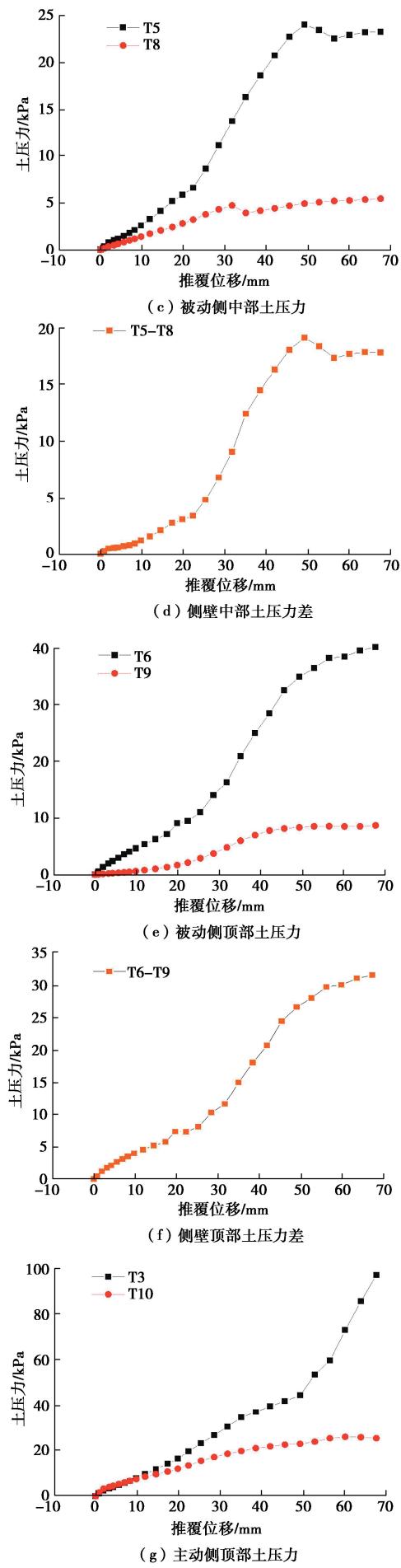
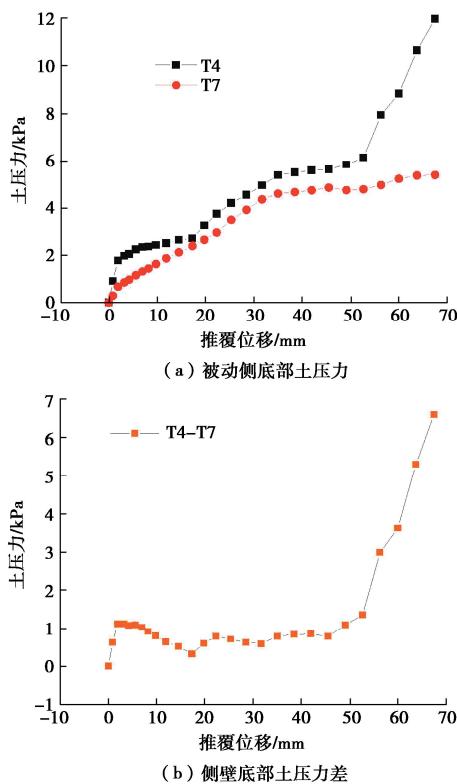


图9 沉管隧道接头破坏形态
Fig. 9 Failure modes of immersion joint

3 土压力分析

沉管隧道管节E1、E2两侧土压力演变曲线如图10所示。由图10可知, 整体上来看, 随着推覆位移的增加, 管节E1、E2侧壁各监测点土压力均随推覆水平呈整体增长的趋势。对比管节E1和E2相同高度处测点, 管节E1中的土压力整体高于管节E2, 这种趋势随着推覆水平的提高而更加显著。对比相同管节同一深度处土压力结果, 相同推覆水平下, 推覆侧明显高于被动侧(管节E1: T3高于T4, 管节E2: T10高于T6)。



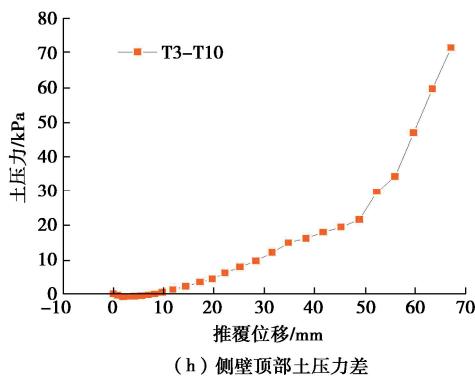


图 10 土压力
Fig. 10 Earth pressures

加载初期即推覆位移为 0~21 mm 时, 管节 E1、E2 两侧土压力以较为缓慢的速度增长, 管节 E1、E2 被动侧顶、底端即 T4-T7、T6-T9 最大土压力增量差分别为 7.2, 1.3 kPa, 管节 E1、E2 各测点位移均在 1 mm 以内, 管节间的相对位移在 0.51 mm 以内, 管节均处于稳定阶段; 当推覆位移为 21~51 mm 时, 管节 E1、E2 两侧土压力快速增长, 管节 E1 的增速更为明显, E1、E2 被动侧顶、底端最大土压力增量差分别为 28.0, 1.1 kPa, 管节 E1 和 E2 被动侧顶部土压力差显著, 此时侧壁顶部的土压力增量差的差值达到 26.9 kPa, 管节受到地层差异位移引起的剪切作用增强, 管节之间最大相对位移可达 3.9 mm; 随着推覆位移为 51~65 mm 阶段时, 管节 E1、E2 被动侧顶、底端土压力达到峰值, T4-T7、T6-T9 最大土压力增量差分别为 33.3, 6.6 kPa, 管节 E1、E2 主动侧顶部最大土压力增量差即 T3-T10 达到 71.6 kPa, 该阶段两管节的相对位移得以进一步发展 (最大可达 6.63 mm)。

4 管节层间位移角分析

层间位移角是评价地下结构损伤程度的重要指标, 本处层间位移角定义为管节顶、底板处位移差与沉管隧道高度的比值, 由 2.2 节可知沉管隧道模型在水平推覆位移为 21 mm 范围内相对位移较小, 故选取加载推覆位移为 11, 21, 31, 55, 65 mm 时管节 E1、E2 的层间位移角进行对比, 如图 11 所示。随着水平推覆位移的增长, 管节 E1、E2 的层间位移角逐渐增大。加载位移为 31 mm 之前, 管节 E1 的层间位移角在 1/1280 以内, 此后随着加载水平的提高, 层间位移角增长率明显提升; 当水平推覆位移为 55 mm 时, 管节 E1 的层间位移角增至 1/625; 当水平推覆位移为 65 mm 时, 层间位移角达到 1/223, 超过了《地下结构抗震设计标准: GBT 51336—2018》给出的弹性层间位移角限值 1/400, 管节出现了一定的损伤, 由于推覆作用下管节之间发生明显的位移差, 管节接头承担了大部分的荷载, 故顶板剪力键处橡胶垫发生明显的

不可恢复变形, 剪力键及顶板衔接处也出现了结构性裂缝。由于管节 E2 和 E1 存在一定的位移差, 故二者之间的层间位移值存在区别, 主要体现在加载全过程中管节 E2 的层间位移角最大值为 1/1024, 远小于 1/400, 管节 E2 整体仍处于弹性阶段, 可见, 在土层差异性变形条件下, 管节之间变形程度存在显著差别。

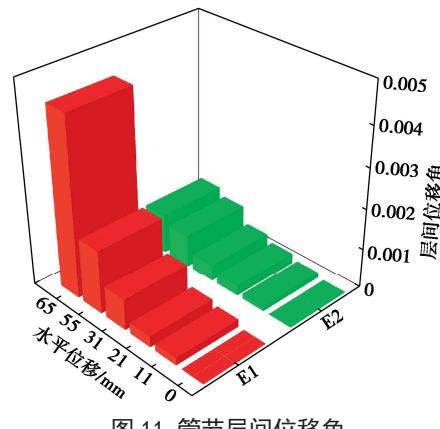


图 11 管节层间位移角
Fig. 11 Story shifts of tunnel elements

5 土-结构相互作用分析

土-结构相互作用系数^[31-32] $\beta = \Delta_{\text{STR}} / \Delta_s$, Δ_{STR} 为地下结构顶底板处水平相对位移值, Δ_s 为自由场中地下结构顶底板高度处土体水平相对位移值, 其计算模型如图 12。图 13 所示为土-沉管隧道管节相互作用系数随加载位移的演变曲线。结果表明, 管节 E1 与 E2 处土-结构相互作用系数 β 均随加载位移的增大而单调增大。加载位移为 21 mm 以内, 管节 E1 与 E2 处土-结构相互作用系数 β 差别不大, 均增长缓慢, 管节吸收场地位移, 管节 E1 和 E2 顶底板处相对位移远小于自由场沉管隧道顶底板深度处土层相对位移, 管节刚度维持较好; 当加载位移水平在 21~51 mm 时, 管节 E1 顶底板相对位移开始增长, 管节 E2 相对位移依然较小, 二者的土-结构相互作用系数 β 开始出现一定差异 (管节 E1 处土-结构相互作用系数 β 高于管节 E2 处), 但差异水平相对较低, 该阶段管节进一步吸收场地位移; 当加载位移超过 51 mm 时, 管节 E1 处土-结构相互作用系数 β 超过 1 (即管节 E1 顶底板处相对位移水平远高于自由场对应土层相对位移), 受接头刚度明显退化效应的影响, 管节 E1 出现结构损伤 (进一步验证了第 4 节层间位移角值分析的可靠性), 随着推覆水平的提升, 管节 E1 的损伤程度进一步得到发展, β 值随之增大; 与之不同的是当加载位移在 57 mm 以内, 管节 E2 处土-结构相互作用系数 β 一直维持在 0.34 以内, 当加载位移超过 57 mm 至试验加载结束, β 值增长速度有所提高, 但远小于管节 E1 处土-结构相互作用系数 β 的增长速度, 至加载结束, 其最大值为 0.67, 管节 E2 依然维持较好的刚度, 结

构未发生损伤(由第4节层间位移角结果可知管节E2在全加载过程中层间位移角最大值仅为1/1024)。景立平等^[33]利用整体式加载方式对某地铁车站开展了试验研究,结果表明,纵向土层呈一致变形,就同侧而言地下结构侧墙相同高度处的位移几乎一致,破坏阶段左右侧壁的变形具有对称性。同一推覆水平,推覆侧土-结构相互作用程度相同。相较于文献[33]中的地下结构,由于本文柔性接头的存在,沉管隧道管节受到来自周围土层的非一致变形作用时,管节之间会发生明显的差异性变形,其对地层的适应性较刚性接头隧道更强,但需关注的是在大震引起的极大地层差异性变形时需要注意管节接头的抗震、减震问题,以保护接头受力构件,提升沉管隧道的抗震安全性。

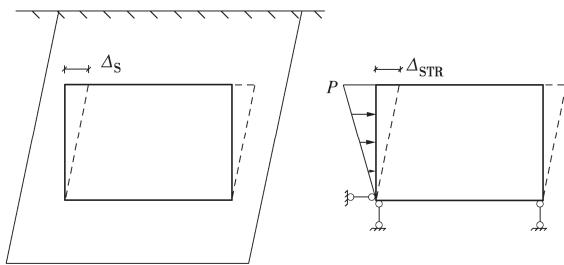


图12 土-结构相互作用计算模型

Fig. 12 Computational model for soil-structure interaction

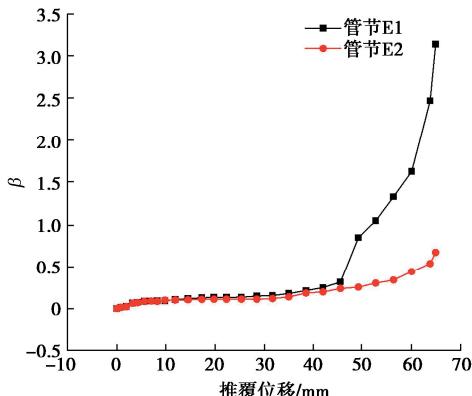


Fig. 13 Soil-structure interaction coefficients

综合前述管节应变、位移、层间位移角、场地土变形及土压力的分析,可以将场地土-沉管隧道的相互作用机制划分为3个阶段:①场地土挤密阶段(推覆位移范围在21 mm以内):该阶段以场地土挤密且发生近似倒三角推覆机制的变形,管节之间的相对位移较小,沉管隧道整体刚度维持较好。②土层相对变形迅速发展阶段(推覆位移范围在21~51 mm):该阶段靠近推覆端土体与远离推覆端土体之间的相对变形急剧发展,与之对应的管节受到显著的场地土差异变形影响出现明显的相对位移,靠近推覆端接头及附近管节E1出现损伤,管节E1刚度下降,小于场地土刚度,而远离推覆端管节E2依然维持较好的刚度。③接头失效阶段(推覆位移超过51 mm):该阶段靠近

推覆端管节E1与远离推覆端管节E2顶部土压力差达到峰值,接头承担较大的相对变形,橡胶垫与剪力键出现明显破坏,接头发生结构性失效,管节E1顶板与接头衔接处发生塑性变形,土-结构相互作用系数陡增,管节E2相对位移出现了一定的增长,相较于管节E1其自身刚度维持较好,基本处于弹性阶段,土-结构相互作用系数维持在较为稳定的水平。

6 结 论

基于课题组自行研发的岩土工程静力推覆模型箱,开展了土体-沉管隧道静力推覆模型试验,重点分析了沉管隧道变形机制、管节相对位移、层间位移角、土压力及土-结构相互作用发展规律,主要得出以下4点结论。

(1)相较于整体推覆试验,局部推覆试验可较好地模拟地层的差异变形,以揭示地震引起的场地非一致变形对沉管隧道的作用机理。

(2)近推覆端管节E1受到的土压力远高于远离推覆端管节E2,管节之间的土压力差随着推覆水平的提升而显著增大,土压力差最大可达71.6 kPa,就相同管节而言,主动侧土压力明显高于被动侧(相同高度处二者土压力差最大可达56.8 kPa),沉管隧道因柔性接头的存在,对场地的适应性强(近推覆端与远离推覆端管节之间的变形模式与场地土的差异变形规律基本一致)。

(3)接头与管节本体剪切刚度比随着纵向土层相对变形水平的变化而变化,接头工作区间内剪切刚度比范围在1/386~1/125,当剪切刚度比小于1/386,剪力键进入塑性工作阶段,近推覆端橡胶垫发生明显的塑性变形,接头处剪力键根部及端部开始出现斜向裂缝并不断延伸。

(4)局部推覆作用下,场地土-沉管隧道相互作用主要经历了场地土挤密、土层相对变形迅速发展及接头失效3个阶段,场地土挤密阶段管节之间相对位移较小,土层相对变形迅速发展阶段,管节之间产生明显的相对位移,接头及附近管节衔接处出现损伤,接头失效阶段,靠近推覆端管节刚度小于场地土刚度,接头发生塑性破坏,远离推覆端管节依然维持较好的本体刚度,基本处于弹性阶段。

利益冲突声明/Conflict of Interests: 所有作者声明不存在利益冲突。All authors disclose no relevant conflict of interest.

作者贡献/Authors' Contributions: 程新俊、景立平和崔杰参与实验设计;程新俊、徐琨鹏和梁海安完成实验操作;程新俊和徐琨鹏完成实验数据分析;程新俊,徐琨鹏和李亚东参与论文

的写作和修改。所有作者均阅读并同意最终稿件的提交。The study was designed by CHENG Xinjun, JING Liping and CUI Jie. The experimental operation was completed by CHENG Xinjun, XU Kunpeng, and Liang Haian. The experimental data analysis was finished by CHENG Xinjun and XU Kunpeng. The manuscript was drafted and revised by CHENG Xinjun, XU Kunpeng, and LI Yadong. All the authors have read the last version of paper and consented for submission.

参考文献：

- [1] 刘凌峰, 林 巍, 尹海卿, 等. 世界交通沉管隧道工程建造情况与我国沉管科技发展现状[J]. 中国港湾建设, 2021, 41(8): 71-79. (LIU Lingfeng, LIN Wei, YIN Haiqing, et al. Construction of immersed tunnel engineering in the world and development status of immersed tunnel technology in China[J]. China Harbour Engineering, 2021, 41(8): 71-79. (in Chinese))
- [2] 禹海涛, 袁 勇, 徐国平, 等. 超长沉管隧道抗震设计及其关键性问题分析[J]. 上海交通大学学报, 2012, 46(1): 94-98. (YU Haitao, YUAN Yong, XU Guoping, et al. Issues on the seismic design and analysis of ultra-long immersed tunnel[J]. Journal of Shanghai Jiao Tong University, 2012, 46(1): 94-98. (in Chinese))
- [3] KIYOMIYA O. Earthquake-resistant design features of immersed tunnels in Japan[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 1995, 10(4): 463-475.
- [4] ANASTASOPOULOS I, GEROLYMOS N, DROSOS V, et al. Nonlinear response of deep immersed tunnel to strong seismic shaking[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2007, 133(9): 1067-1090.
- [5] LYNGS J H. Model Accuracy in Aseismic Design of Immersed Tunnel[D]. Greece: Aalborg University, 2008.
- [6] 傅继阳, 吴玖荣, 徐 安. 广州洲头咀沉管隧道地震响应研究[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2008, 35(9): 23-27. (FU Jiyang, WU Jiurong, XU An. Seismic response of Zhoutouzui immersed tunnel in Guangzhou[J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2008, 35(9): 23-27. (in Chinese))
- [7] 严松宏, 潘昌实. 沉管隧道地震响应分析[J]. 现代隧道技术, 2006, 43(2): 15-21. (YAN Songhong, PAN Changshi. Seismic response analyses of an immersed tube tunnel[J]. Modern Tunnelling Technology, 2006, 43(2): 15-21. (in Chinese))
- [8] DING J H, JIN X L, GUO Y Z, et al. Numerical simulation for large-scale seismic response analysis of immersed tunnel[J]. Engineering Structures, 2006, 28(10): 1367-1377.
- [9] 陈红娟, 闫维明, 陈适才, 等. 基于有限元-无限元的沉管隧道三维动力响应分析[J]. 现代隧道技术, 2018, 55(3): 106-111. (CHEN Hongjuan, YAN Weiming, CHEN Shicai, et al. Analysis of 3D dynamic response of immersed tunnels based on finite element/infinite element[J]. Modern Tunnelling Technology, 2018, 55(3): 106-111. (in Chinese))
- [10] 禹海涛, 宋 毅, 李亚东, 等. 沉管隧道多尺度方法与地震响应分析[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2021, 49(6): 807-815. (YU Haitao, SONG Yi, LI Yadong, et al. Multi-scale method and seismic response analysis of immersed tunnel[J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2021, 49(6): 807-815. (in Chinese))
- [11] 禹海涛, 李心熙, 袁 勇, 等. 沉管隧道纵向地震易损性分析方法[J]. 中国公路学报, 2022, 35(10): 13-22. (YU Haitao, LI Xinxi, YUAN Yong, et al. Seismic vulnerability analysis method for longitudinal response of immersed tunnels[J]. China Journal of Highway and Transport, 2022, 35(10): 13-22. (in Chinese))
- [12] 李心熙, 禹海涛. 沉管隧道纵向抗震韧性评价方法研究[J]. 震灾防御技术, 2023, 18(1): 37-43. (LI Xinxi, YU Haitao. Seismic resilience assessment for longitudinal response of immersed tunnels[J]. Technology for Earthquake Disaster Prevention, 2023, 18(1): 37-43. (in Chinese))
- [13] YU H T, YAN X, BOBET A, et al. Multi-point shaking table test of a long tunnel subjected to non-uniform seismic loadings[J]. Bulletin of Earthquake Engineering, 2018, 16(2): 1041-1059.
- [14] YU H T, YUAN Y, XU G P, et al. Multi-point shaking table test for long tunnels subjected to non-uniform seismic loadings-part II: Application to the HZM immersed tunnel[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2018, 108: 187-195.
- [15] CHEN H J, LI X J, YAN W M, et al. Shaking table test of immersed tunnel considering the geological condition[J]. Engineering Geology, 2017, 227: 93-107.
- [16] 陈红娟, 闫维明, 陈适才, 等. 沉管隧道 - 接头 - 场地土振动台试验研究[J]. 岩土工程学报, 2018, 40(4): 634-644. (CHEN Hongjuan, YAN Weiming, CHEN Shicai, et al. Shaking table tests on immersed tunnel-joint-soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, 40(4): 634-644. (in Chinese))
- [17] 程新俊, 景立平, 崔 杰, 等. 不同场地沉管隧道振动台模型试验研究[J]. 西南交通大学学报, 2017, 52(6): 1113-1120. (CHENG Xinjun, JING Liping, CUI Jie, et al. Research of shaking table model tests on immersed tunnels under different conditions[J]. Journal of Southwest Jiaotong University, 2017, 52(6): 1113-1120. (in Chinese))
- [18] HU Z N, XIE Y L, XU G P, et al. Segmental joint model tests of immersed tunnel on a settlement platform: a case study of the Hongkong-Zhuhai-Macao Bridge[J]. Tunnelling and

- Underground Space Technology, 2018, **78**: 188-200. (in Chinese))
- [19] 袁 勇, 禹海涛, 萧文浩, 等. 沉管隧道管节接头混凝土剪力键压剪破坏试验研究[J]. 工程力学, 2017, **34**(3): 149-154, 181. (YUAN Yong, YU Haitao, XIAO Wenhao, et al. Experimental failure analysis on concrete shear keys in immersion joint subjected to compression-shear loading[J]. Engineering Mechanics, 2017, **34**(3): 149-154, 181. (in Chinese))
- [20] 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 Xinjun, JING Liping, 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))
- [21] 许成顺, 韩润波, 杜修力, 等. 考虑土-结构相互作用的弹簧-地下结构体系静力推覆试验技术及其试验研究[J]. 建筑结构学报, 2023, **44**(1): 248-258. (XU Chengshun, HAN Runbo, DU Xiuli, et al. Static pushover test technology and experimental study of spring-underground structure system considering soil-structure interaction[J]. Journal of Building Structures, 2023, **44**(1): 248-258. (in Chinese))
- [22] 杨 靖, 庄海洋, 王 伟, 等. 地下结构地震破坏的大比尺循环推覆加载模型试验方法及其验证[J]. 岩土工程学报, 2023, **45**(4): 796-804. (YANG Jing, ZHUANG Haiyang, WANG Wei, et al. Large-scale cyclic-loading pushover test method and its verification for seismic damage of underground structures[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2023, **45**(4): 796-804. (in Chinese))
- [23] 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. (HAN Runbo, XU Chengshun, DU Xiuli, et al. Optimization of model box type in quasi-static pushover test of soil-underground structure system[J]. Rock and Soil Mechanics, 2021, **42**(2): 462-470. (in Chinese))
- [24] 徐琨鹏, 景立平, 程新俊, 等. 基于边界位移法的地下结构推覆试验可行性研究 [J]. 岩土力学, 2022, **43**(1): 127-138. (XU Kunpeng, JING Liping, CHENG Xinjun, et al. Feasibility study of pushover test of underground structure based on boundary displacement method[J]. Rock and Soil Mechanics, 2022, **43**(1): 127-138. (in Chinese))
- [25] 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): 90-94. (YANG Zheng, LIAO Hongjian, LOU Kangyu. Experimental study of the full curve of the stress-strain relationship for microconcrete[J]. Engineering Mechanics, 2002, **19**(2): 90-94. (in Chinese))
- [26] 禹海涛, 张正伟, 朱春成, 等. 关于反应位移法中地层变形模式的讨论[J]. 结构工程师, 2018, **34**(2): 145-151. (YU Haitao, ZHANG Zhengwei, ZHU Chuncheng, et al. Discussion on the ground deformation mode in response displacement method[J]. Structural Engineers, 2018, **34**(2): 145-151. (in Chinese))
- [27] 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 Zhengfang, WANG Junjie, YAO Yichao, 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))
- [28] 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 Kunpeng, JING Liping, 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))
- [29] 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 Haitao, XIAO Wenhao, 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))
- [30] 公路隧道抗震设计规范:TJG 2232—2019[S]. 北京: 人民交通出版社股份有限公司, 2020. (Specification for Seismic Design of Highway Tunnels: TJG 2232—2019[S]. Beijing: China Communications Press Co., Ltd., 2020. (in Chinese))
- [31] PENZIEN J. Seismically induced racking of tunnel linings[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2000, **29**(5): 683-691.
- [32] 杜修力, 康凯丽, 许紫刚, 等. 地下结构地震反应的主要特征及规律[J]. 土木工程学报, 2018, **51**(7): 11-21. (DU Xiuli, KANG Kaili, XU Zigang, et al. Main characteristics and rules of seismic response for underground structures[J]. China Civil Engineering Journal, 2018, **51**(7): 11-21. (in Chinese))
- [33] 景立平, 徐琨鹏, 程新俊, 等. 水平推覆作用下土-地下结构反应特性研究[J]. 岩土工程学报, 2022, **44**(9): 1567-1576. (JING Liping, XU Kunpeng, CHENG Xinjun, et al. Response characteristics of soil-underground structures under horizontal pushover[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2022, **44**(9): 1567-1576. (in Chinese))