

ISSN 1000-4548

CODEN YGXUEB

岩土工程学报

Chinese Journal of Geotechnical Engineering

第 42 卷 第 8 期 (总 353 期)

Vol.42 No.8 (Total 353)

8

2020

主 办

中国水利学会

中国土木工程学会

中国力学学会

中国建筑学会

中国水力发电工程学会

中国振动工程学会

ISSN 1000-4548



9 771000454209

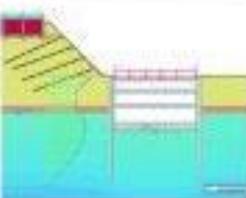
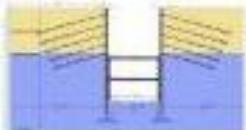


深基坑设计软件 DEEP EXCAVATION

DeepEX 来自美国，是一款集成了大量国际岩土和结构设计经验的深基坑设计软件。可以进行深基坑工程的岩土和结构设计，包含多种类型的支护结构，诸如排桩、板桩、地连墙等，同时还可以对土钉墙、预应力锚杆支护的边坡进行稳定性分析和设计。

DeepEX 软件中实现了多国结构和岩土设计规范，目前在美国、新加坡、澳大利亚、印度、俄罗斯、乌克兰、土耳其、马来西亚等多国普遍使用。在全球有 1200 家以上的正式用户，成为工程师们在深基坑设计时使用最多的软件工具。

DeepEX 中文版中包含了中国基坑设计规范的内容，将软件的强大功能与中国规范相结合，既可对国内项目进行优化设计，又可直接用于国外项目设计。

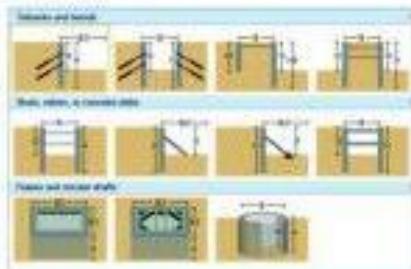


DeepEX 工程应用

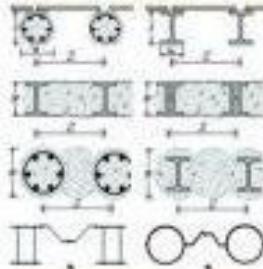


DeepEX 功能特点

- 多种形式的基坑支护方案



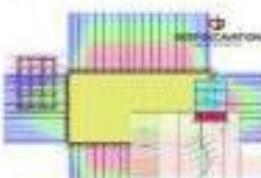
- 多种围护结构类型



- 边坡稳定与土钉墙设计：楔形体分析方法

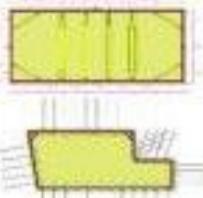


- 基坑邻近建筑物风险评估



- 多国设计规范：AISC, AASHTO, ACI 318-08, ASD 9th, LRFD, AS 3600, BS, BS 5950-2000, EC2, EC3, EC7, EC8, DIN, DM08 等

- 多种支撑类型
- 三维荷载分析
- 支撑体系的结构分析



- 导出DXF设计图纸



北京筑信达工程咨询有限公司

地址：北京市石景山区古城南路2号嘉然大厦408
电话：010-88812460 技术热线：010-88812460-206
传真：010-88812460-8 产品咨询：135 2114 1370
网址：www.cnecc.com 在线支持：support@cnecc.com
邮箱：sales@cnecc.com



扫一扫
进入官网

《岩土工程学报》第十二届编委会名单

2016年4月8日 南京

名誉编委:	周 镜	孙 钧	黄熙龄	魏汝龙	谢定义	殷宗泽		
主任:	陈生水							
副主任:	汪小刚	龚晓南	孔令伟	滕延京	陈祖煜	张建民		
编委:	(以汉语拼音为序)							
蔡袁强	蔡正银	曹文贵	陈国兴	陈龙珠	陈仁朋	陈生水	陈卫忠	
陈云敏	陈正汉	陈祖煜	程展林	邓 刚	杜修力	范嘉程	冯世进	
冯夏庭	高广运	高文生	高玉峰	葛宇甯	龚晓南	何满潮	洪振舜	
黄安斌	黄茂松	黄润秋	蒋明镜	孔令伟	赖远明	李广信	李国英	
李术才	李万红	李运辉	刘汉龙	刘松玉	卢文波	马 巍	明经平	
缪林昌	邵生俊	沈 强	沈水龙	沈小克	施 斌	施建勇	宋二祥	
孙德安	滕延京	汪 稔	汪小刚	王复明	王建华	王兰民	王立忠	
王明洋	王卫东	王 媛	韦昌富	吴宏伟	谢和平	谢康和	谢永利	
徐长节	徐永福	杨春和	杨光华	杨 庆	杨仲轩	姚仰平	于玉贞	
俞清瀚	袁晓铭	岳中琦	詹良通	张 嘎	张鸿儒	张建红	张建民	
张文忠	章为民	赵明华	郑 刚	郑 宏	郑俊杰	周 成	周创兵	
周 健	周小平	朱合华	朱俊高	卓子然				
M. D. Bolton	L. Laloui	X. S. Li	J. Chu	F. H. Lee	H. S. Yu	J. H. Yin		
W. D. Guo	J. C. Chai	J. Han	F. Zhang	Y. J. Cui	Ta-teh Chang			
主编:	蔡正银							
副主编:	汪小刚	杨春和	明经平					
责任编辑:	明经平	李运辉	胡海霞	孙振远	黄贤沙			

岩土工程学报

(月刊 1979年创刊)

第42卷第8期(总353) 2020年8月出版

Chinese Journal of Geotechnical Engineering

(Monthly, Started in 1979)

Vol. 42, No. 8 (Total No. 353) Published in Aug. 2020

主 管 中国科学技术协会
主 办 中国水利学会 中国土木工程学会
中 国 力 学 学 会 中国建筑学会
中国水力发电工程学会 中国振动工程学会

承 办 南京水利科学研究院
编 辑 出 版 《岩土工程学报》编辑部
地址:南京虎踞关34号,210024
电话:(025)85829534,85829556 传真:(025)85829555
电子信箱:ge@nhri.cn

主 编 蔡正银
印 刷 河海大学印刷厂
发 行 范 围 公开发行
订 阅 全国各地邮局(南京邮局总发行)
国内邮发代号 28-62
国外总发行 中国国际图书贸易总公司(北京399信箱)
国外发行代号 MO 0520

网 址 www.cgejournal.com

广告登记 江苏省工商行政管理局登记编号:广登32000000054

Competent Authority:

China Association for Science and Technology

Sponsors:

Chinese Hydraulic Engineering Society, China Civil Engineering Society, The Chinese Society of Theoretical and Applied Mechanics, The Architectural Society of China, Chinese Society for Hydropower Engineering and Chinese Society for Vibration Engineering

Published under the Auspices of

Nanjing Hydraulic Research Institute

Edited and Published by

Editorial Office of Chinese Journal of Geotechnical Engineering
Address: 34 Hujuguan, Nanjing 210024, China
Tel: 86-25-85829534, 85829556 Fax: 86-25-85829555
E-mail: ge@nhri.cn

Editor-in-Chief:

CAI Zheng-yin

Printed by

Hohai University Printing Factory

Overseas Distributor:

China International Book Trading Corporation
P. O. Box 399, Beijing, China

Web Site:

www.cgejournal.com

《岩土工程学报》征稿简则

本刊于1979年创刊，是中国水利学会、中国土木工程学会、中国力学学会、中国建筑学会、中国水力发电工程学会、中国振动工程学会联合主办的学术性科技期刊。本刊被《中文核心期刊要目总览》连续多年确认为核心期刊，并在建筑类核心期刊位于前列；本刊被科技部“中国科技论文统计源期刊”（中国科技核心期刊）及“中国科技论文与引文数据库”收录；本刊被中国科学院“中国科学引文数据库”收录；本刊被“中国知网”全文收录及“中国学术期刊综合评价数据库”收录；本刊被“工程索引Ei Compendex数据库”和“日本科学技术振兴机构数据库JST”等国际数据库收录。本刊网址（www.cgejournal.com）全文发布本刊所有刊载文章。

1 宗旨及内容

（1）本刊旨在促进学科理论和实践的发展、促进海内外学术交流、加速科研成果向现实生产力转化。

（2）刊登土力学和岩石力学领域中能代表当今先进理论和实践水平的科学研究和工程实践成果等。欢迎国家自然科学基金项目及其他重要项目的研究成果向本刊投稿，倡导和鼓励有实践经验的作者撰稿，并优先刊用这些稿件。

（3）本刊为月刊，主要栏目有：黄文熙讲座、综述、论文、短文、工程实录、焦点论坛、讨论和简讯等。

2 来 稿

（1）来稿应符合科技论文写作惯例和基本要求，作者自留底稿。请优先采取网络在线投稿（www.cgejournal.com），本刊保留书面投稿（一式两份）和电子邮件投稿（ge@nhri.cn）。

（2）来稿一般在3个月内提出处理意见，请不要一稿两投，若3个月后仍未收到稿件处理通知，作者有权自行处理来稿。

（3）来稿注明作者姓名、性别、出生年月、出生地、学历、学位、技术职称、简历以及研究课题、单位全称及所属部门、地址、电话、传真、电子信箱及邮编等。

（4）署名者应为稿件执笔人或稿件内容的主要责任者。

（5）稿件可能涉及机密资料时应由作者单位出具非泄密证明。

（6）凡被海内外正式出版物公开发表或已录用的稿件本刊不再受理。

3 稿件选用和清稿体例

（1）稿件文责由作者自负。编者对稿件内容和论点不作改动。稿件一经选用应由第一作者参考审阅意见、稿面质疑、本刊体例作必要的修改补充或删减。文图、资料、数据力求准确无误，一次定稿。

（2）作者收到稿件录用通知后，应在45天内将修改清稿（WORD排版打印）连同同意发表稿件的作者声明一并寄回本部，并在线上载或E-mail发送修改清稿的电子文件。

（3）修改清稿版面，黄文熙讲座和综述文章一般不超过15页，论文一般不超过9页，短文和工程实录不超过7页，焦点论坛不超过2页，讨论不超过1页。

（4）稿件一经发表即付稿酬，并按发表文章页数收取版面费。

（5）凡本刊刊登的稿件均收入相应期刊光盘版及期刊网，并与印刷稿一次性付稿酬。

（6）本刊版面为A4开本，双栏排版，版芯为25.4 cm×17.8 cm。

（7）文章清稿层次体例为：中文文题、作者姓名、单位及所属部门、单位地址邮编、摘要、关键词、中图分类号、文献标识码、文章编号、作者简介；英文文题、作者姓名、单位及所属部门、单位地址邮编、摘要、关键词；基金项目及编号（首页下注）；正文（按1 2 3, 1.1 1.2 1.3, (1) (2) (3), a b c分章节）；参考文献。

（8）图表设计恰当，具自明性；先见引文，后见图表；表名和图名一律中英文并列。表格用三线表。单栏图幅宽为8.0 cm，双栏图幅宽为17.0 cm。插图比例宜适当，图面宜清晰，线条宜均匀，主线选5号线，坐

标线选4号线，辅助线选3号线，图中汉字为小5号宋体字，图中字符务必与正文一致。

（9）计量单位使用我国法定计量单位，公式及中外文字符务必分清大小写，正斜体，黑白体，上下角标等，易混淆字符第一次出现时用铅笔注明。

（10）摘要应写成报道性内容，直接阐明研究的目的、方法、结果和结论，具独立性和自明性，以300字左右为宜。摘要应排除本学科领域中常识性内容，引言中出现的内容不宜写入摘要；不对论文的内容作自我评价；不要简单重复题目中已有的信息；不出现数学公式、化学结构式、插图和表格，不引入参考文献序号。关键词选词规范，以3~8个为宜。鼓励内容较为丰富详细的英文摘要，且语法正确、术语规范。

（11）参考文献限于作者亲自阅读、本文明确引用、公开发表或有案可查者。参考文献全部列于文后，按正文首次引用的先后次序编号，并在正文引用处右上角注明参考文献序号。多次引用同一著者的同一文献时，在正文标注首次引用的文献序号，并在序号的“[]”外著录引文页码。原始语种非英文参考文献后同时附相应的英文项目，并注明其原始语种。参考文献著录项目、体例如下：

a) 专著（普通图书、会议文集、学位论文、报告、汇编、标准等）：[参考文献序号] 主要责任者. 题名：其他题名信息[文献类型标识/文献载体标识]. 其他责任者. 版本项. 出版地：出版者，出版年：引文页码[引用日期]. 获取和访问路径. 数字对象唯一标识符。

b) 专著中析出文献：[参考文献序号] 析出文献主要责任者. 析出文献题名[文献类型标识/文献载体标识]. 析出文献其他责任者//专著主要责任者. 专著题名：其他题名信息. 版本项. 出版地：出版者，出版年：析出文献起止页码[引用日期]. 获取和访问路径. 数字对象唯一标识符。

c) 连续出版物（期刊、报纸等）中析出文献：[参考文献序号] 析出文献主要责任者. 析出文献题名[文献类型标识/文献载体标识]. 连续出版物题名：其他题名信息，年，卷(期)：起止页码[引用日期]. 获得和访问路径. 数字对象唯一标识符。

d) 专利：[参考文献序号] 专利申请者或所有者. 专利题名：专利号[文献类型标识/文献载体标识]. 公告日期或公开日期[引用日期]. 获得和访问路径. 数字对象唯一标识符。

e) 电子资源：[参考文献序号] 主要责任者. 题名：其他题名信息[文献类型标识/文献载体标识]. 出版地：出版者，出版年：引文页码（更新或修改日期）[引用日期]. 获得和访问路径. 数字对象唯一标识符。

外文文献著录规则同中文文献。外国人名，姓前名后，名用缩写，不加缩写点。

注：①文献类型标识：M—普通图书，C—会议录，G—汇编，N—报纸，J—期刊，D—学位论文，R—报告，S—标准，P—专利，DB—数据库，CP—计算机程序，EB—电子公告，A—档案，CM—舆图，DS—数据集，Z—其他。②文献载体标识：MT—磁带，DK—磁盘，CD—光盘，OL—联机网络。③a),b),c),d) 4项中文献属于原始电子资源的著录“文献载体标识、引用日期、获取和访问路径”项，文献属于二次电子资源的不著录；e) 项电子资源指除a),b),c),d) 4项中包含的文献类型以外的电子资源；“数字对象唯一标识符”依照原文献如实著录，“获取和访问路径”项中已包含的省略。

4 退 稿

（1）未录用稿件一般以E-mail发送退稿通知。

（2）作者收到稿件录用通知3个月仍未寄回修改清稿又未向编辑部说明情况者，即视为作者自动撤稿。

（3）退稿不承诺提供审阅意见。

5 本刊编辑部

本刊编辑部设在南京水利科学研究院岩土工程研究所内。地址：南京市虎踞关34号，邮政编码：210024，电话：(025) 85829534, 85829556, 85829553, 85829543，传真：(025) 85829555，电子信箱：ge@nhri.cn，网址：www.cgejournal.com。

(2019年12月修订)

目 次

论 文

- 振杆密实法处理湿陷性黄土地基试验研究 刘松玉, 杜广印, 毛忠良, 高常辉, 曾彪, 杨泳, 章定文 (1377)
填充沟对地铁运营引起地基振动隔振效果研究 蔡袁强, 江乾明, 曹志刚, 袁宗浩, 楼佳悦, 张盈哲 (1384)
冻融条件下加筋碎石桩复合地基路堤性状研究 陈建峰, 顾子昂, 王兴涛, 牛富俊, 叶观宝, 冯守中 (1393)
缓冲/回填材料——膨润土颗粒及其混合物研究进展 刘樟荣, 崔玉军, 叶为民, 王琼, 张召, 陈永贵 (1401)
基督城易液化场地震后小应变剪切刚度演化规律研究 周燕国, 沈涛, 王越, 丁海军 (1411)
平面 P 波入射下海底衬砌隧道地震响应解析分析 朱赛男, 李伟华, Vincent W Lee, 赵成刚 (1418)
基于双台阵模拟地震空间差动效应的模型箱参数解析 禹海涛, 陈希卓, 李攀 (1428)
地铁车站结构端部效应影响范围研究 王国波, 郝朋飞, 孙富学 (1435)
分数阶黏弹性地基中洞周超孔隙水压力消散特性分析 黄明华, 胡可馨, 赵明华 (1446)
岩土工程简化可靠度设计方法——修正分位数法 杨智勇, 唐栋, 张蕾, 祁小辉 (1456)
软土区双线盾构施工引起的土体变形及孔压研究 丁智, 洪哲浩, 冯从烈, 魏新江, 徐涛, 王涛 (1465)
一种模拟节点达西渗透流速的双重网格多尺度有限单元法 赵文凤, 谢一凡, 吴吉春 (1474)
基于耐震时程分析法的地下结构抗震性能评价 钟紫蓝, 甄立斌, 申轶尧, 赵密, 杜修力 (1482)
基于对数骨架曲线的时域本构及其应用 董青, 苏杰, 周正华, 李小军 (1491)
薄层充填岩石节理剪胀特性试验研究 肖维民, 余欢, 朱占元, 李锐, 刘伟超 (1499)
基于单试件法的节理岩体抗剪强度参数分析 邓华锋, 熊雨, 肖瑶, 齐豫, 李涛, 许晓亮 (1509)
考虑蠕变影响的深部煤体分数阶渗透率模型研究 张雷, 周宏伟, 王向宇, 荣腾龙, 王路军, 车俊, 王雷 (1516)
不同阳离子对泥水盾构泥浆稳定性影响试验研究 孙金鑫, 钟小春, 付伟, 罗近海, 邓有春 (1525)
管土界面摩擦疲劳效应对深水井口导管贯入阻力的影响 王腾, 何家龙, 刘锦昆 (1532)
细观结构的非均质性对花岗岩强度及变形影响的颗粒流模拟 胡训健, 卞康, 谢正勇, 刘建, 陈明, 李冰洋 (1540)
致密砂岩水平井多裂缝扩展及转向规律研究 夏彬伟, 刘浪, 彭子烨, 高玉刚 (1549)

短 文

- 基于电机双轴加载的中小型隧道物理模拟试验系统研制与应用 李元海, 刘德柱, 杨硕 (1556)

- 大型贯穿层间错动带尺寸效应研究 张春生, 沈俊良, 褚卫江, 刘宁, 石安池 (1564)

- 基于级配方程的粗粒土渗透系数经验公式及其验证 包孟碟, 朱俊高, 吴二鲁, 王龙, 陈鸽 (1571)

简 讯

- 2020 年黄文熙讲座(第 23 讲)学术报告会成功举行 (1400)

- 岩土及地下工程教育部重点实验室(同济大学)2020 年度开放课题申请指南 (1417)

- 《岩土工程学报》征订启事 (1455)

- 本期广告索引 (1464)

- 《岩土工程学报》第十二届编委会名单 (扉页 I)

- 征稿简则 (扉页 II)

CONTENTS

PAPERS

Field tests on improvement of collapsible loess by vibratory probe compaction method	LIU Song-yu, DU Guang-yin, MAO Zhong-liang, GAO Chang-hui, ZENG Biao, YANG Yong, ZHANG Ding-wen (1377)
Vibration-isolation effectiveness of in-filled trench on ground vibration induced by subway operation	CAI Yuan-qiang, JIANG Qian-ming, CAO Zhi-gang, YUAN Zong-hao, LOU Jia-yue, ZHANG Ying-zhe (1384)
Behaviour of embankment on composite foundation with geosynthetic-encased stone columns under freeze-thaw condition	CHEN Jian-feng, GU Zi-ang, WANG Xin-tao, NIU Fu-jun, YE Guan-bao, FENG Shou-zhong (1393)
Advances in researches on buffer/backfilling materials—bentonite pellets and pellet mixtures	LIU Zhang-rong, CUI Yu-jun, YE Wei-min, WANG Qiong, ZHANG Zhao, CHEN Yong-gui (1401)
Post-earthquake evolution of small-strain shear stiffness at liquefiable deposit in Christchurch	ZHOU Yan-guo, SHEN Tao, WANG Yue, DING Hai-jun (1411)
Seismic response of undersea lining tunnels under incident plane P waves	ZHU Sai-nan, LI Wei-hua, Vincent W Lee, ZHAO Cheng-gang (1418)
Analytical solution for design parameters of model box to simulate seismic spatial variability effect using double-array shaking tables	YU Hai-tao, CHEN Xi-zhuo, LI Pan (1428)
Spatial influence scope of end wall of metro station structures	WANG Guo-bo, HAO Peng-fei, SUN Fu-xue (1435)
Dissipation characteristics of excess pore-water pressure around tunnels in viscoelastic foundation using a fractional-derivative model	HUANG Ming-hua, HU Ke-xin, ZHAO Ming-hua (1446)
Simplified reliability-based design method for geotechnical structures—modified quantile value method	YANG Zhi-yong, TANG Dong, ZHANG Lei, QI Xiao-hui (1456)
Soil deformation and excess pore water pressure caused by excavation of twin-bored tunnels in soft soil	DING Zhi, HONG Zhe-hao, FENG Cong-lie, WEI Xin-jiang, XU Tao, WANG Tao (1465)
A dual-mesh multiscale finite element method for simulating nodal Darcy velocities in aquifers	ZHAO Wen-feng, XIE Yi-fan, WU Ji-chun (1474)
Seismic performance evaluation of underground structures using endurance time analysis	ZHONG Zi-lan, ZHEN Li-bin, SHEN Yi-yao, ZHAO Mi, DU Xiu-li (1482)
Time-domain constitutive model based on logarithmic skeleton curve and its application	DONG Qing, SU Jie, ZHOU Zheng-hua, LI Xiao-jun (1491)
Experimental study on shear dilatancy characteristics of thinly-infilled rock joints	XIAO Wei-min, YU Huan, ZHU Zhan-yuan, LI Rui, LIU Wei-chao (1499)
Shear strength parameters of jointed rock mass based on single test sample method	DENG Hua-feng, XIONG Yu, XIAO Yao, QI Yu, LI Tao, XU Xiao-liang (1509)
Fractional permeability model for deep coal considering creep effect	ZHANG Lei, ZHOU Hong-wei, WANG Xiang-yu, RONG Teng-long, WANG Lu-jun, CHE Jun, WANG Lei (1516)
Experimental study on effects of different cations on stability of slurry within slurry shield	SUN Jin-xin, ZHONG Xiao-chun, FU Wei, LUO Jin-hai, DENG You-chun (1525)
Influences of friction fatigue effects of conductor-soil interface on penetration resistance of conductor of wellhead in deep water	WANG Teng, HE Jia-long, LIU Jin-kun (1532)
Influence of meso-structure heterogeneity on granite strength and deformation with particle flow code	HU Xun-jian, BIAN Kang, XIE Zheng-yong, LIU Jian, CHEN Ming, LI Bing-yang (1540)
Multi-fracture propagation and deflection laws of horizontal wells in tight sandstone	XIA Bin-wei, LIU Lang, PENG Zi-ye, GAO Yu-gang (1549)
NOTES	
Development and application of physical simulation test system for small and medium-sized tunnels based on biaxial motor loading	LI Yuan-hai, LIU De-zhu, YANG Shuo (1556)
Size effects of large penetrable bedding fault zone ...	ZHANG Chun-sheng, SHEN Jun-liang, CHU Wei-jiang, LIU Ning, SHI An-chi (1564)
Empirical formula for permeability coefficient of coarse grained soil based on gradation equation and its verification	BAO Meng-die, ZHU Jun-gao, WU Er-lu, WANG Long, CHEN Ge (1571)
NEWS	(1400, 1417, 1455, 1464)
Members of Editorial Board of Chinese Journal of Geotechnical Engineering	(head page I)
Invitation for original papers	(head page II)

DOI: 10.11779/CJGE202008001

振杆密实法处理湿陷性黄土地基试验研究

刘松玉^{1, 2}, 杜广印^{1, 2}, 毛忠良³, 高常辉^{1, 2}, 曾彪^{1, 2}, 杨泳⁴, 章定文^{*1, 2}

(1. 东南大学交通学院, 江苏南京 210096; 2. 江苏省城市地下工程与环境安全重点实验室, 江苏南京 210096;
3. 中铁第五勘察设计院集团有限公司, 北京 102600; 4. 江苏盛泰建设工程有限公司, 江苏连云港 222000)

摘要: 湿陷性黄土地基加固处理是中国西部开发建设工程项目中面临的问题之一, 且面广量大。振杆密实法技术处理湿陷性黄土地基, 采用自主研发的振杆密实设备, 以甘肃中兰铁路客专项目工程场地为依托, 提出了气动振杆密实法处理湿陷性黄土地基的施工工艺, 并对处理效果进行了测试评价。原位测试和室内试验结果表明: 处理后黄土为非湿陷性, 平均湿陷系数为 0.003; 处理范围内土层锥尖阻力、侧壁阻力和标贯击数较处理前显著提高, 表波波速提高 15% 左右, 且土层各项物理力学性能指标均有明显改善。结果表明振杆密实法是湿陷性黄土地基处理的一项全新技术, 具有节能环保、经济高效等优点, 在黄土地区有推广应用前景。

关键词: 振杆密实法; 湿陷性黄土; 室内试验; 原位测试; 湿陷性; 振动影响

中图分类号: TU472 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)08-1377-07

作者简介: 刘松玉(1963—), 男, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事特殊地基处理、原位测试技术等方面的研究工作。E-mail: liusy@seu.edu.cn。

Field tests on improvement of collapsible loess by vibratory probe compaction method

LIU Song-yu^{1, 2}, DU Guang-yin^{1, 2}, MAO Zhong-liang³, GAO Chang-hui^{1, 2}, ZENG Biao^{1, 2}, YANG Yong⁴,
ZHANG Ding-wen^{1, 2}

(1. School of Transportation, Southeast University, Nanjing 210096, China; 2. Jiangsu Key Laboratory of Urban Underground Engineering and Environmental Safety, Nanjing 210096, China; 3. China Railway Fifth Survey and Design Institute Group Co., Ltd., Beijing 102600, China; 4. Jiangsu Shengtai Construction Engineering Co., Ltd., Lianyungang 222000, China)

Abstract: The improvement of collapsible loess is one of the technical problems in the development and construction of western China. The collapsible loess covers a large area, and there are many ground treatment projects under construction. The vibratory probe compaction method is first proposed to treat collapsible loess. During the project of Zhongwei-Lanzhou high speed railway, the technology of pneumatic vibratory probe compaction method to treat collapsible loess is proposed by using the self-developed vibratory probe compaction equipment, and the treatment effect is evaluated. The results of the in-situ and laboratory tests show that the collapsibility of subsoil is eliminated after treatment, with an average collapsibility coefficient of 0.003. The cone resistance, sleeve friction and SPT blow counts in the treated soil are significantly higher than those before treatment. Moreover, the surface wave velocity of subsoil increases by 15% and its physical and mechanical properties are also significantly improved. The vibratory probe compaction method is effective for the treatment of collapsible loess. The new construction technique is energy-efficient, environment-friendly, fast in construction and low-cost, and it can be applied in loess areas.

Key words: vibratory probe compaction method; collapsible loess; laboratory test; in-situ test; collapsibility; vibration effect

0 引言

黄土覆盖中国西北、华北以及东北松辽平原等地, 具有分布广、层厚大和工程性质复杂的特征, 黄土的水敏性、大孔性、结构性、湿陷性和地震液化性等^[1-2], 对中国西部大开发战略的黄土工程建设带来了巨大挑战。工程实践中一般均需要对黄土进行加固处理, 目

前, 常用的处理湿陷性黄土地基的方法有强夯法、灰土挤密桩法、预浸水法、垫层法和化学加固法^[3-6]等, 分析表明, 上述方法已在黄土地区的工程建设中得到

基金项目: 国家自然科学基金项目(41977241)

收稿日期: 2019-10-15

*通信作者(E-mail: zhangdw@seu.edu.cn)

表 1 处理前土层室内试验结果统计表
Table 1 Laboratory test results of subsoil before treatment

土层	深度/m	统计项目	含水率/%	孔隙比	干密度/(g·cm ⁻³)	液限/%	塑限/%	塑性指数	直剪		压缩模量/MPa		湿陷系数
									内摩擦角/(°)	黏聚力/kPa	100~200 kPa	200~400 kPa	
① 0.0~4.5	平均值	9.200	1.001	1.35	25.0	16.0	9.0	23.200	11.500	5.900	7.500	0.021	
	标准差	0.918	0.029	0.019	1.431	0.525	0.908	0.611	1.320	1.325	1.477	0.004	
② 4.5~7.3	平均值	10.900	1.043	1.32	25.9	16.2	9.6	23.500	10.700	6.500	8.200	0.016	
	标准差	1.172	0.030	0.021	1.028	0.378	0.653	1.154	1.498	1.301	1.094	0.003	
③ 7.3~10	平均值	11.900	1.015	1.35	27.9	16.9	11.0	18.300	10.100	7.300	8.100	0.014	
	标准差	0.559	0.030	0.022	0.965	0.308	0.668	—	0.306	1.569	1.471	0.004	

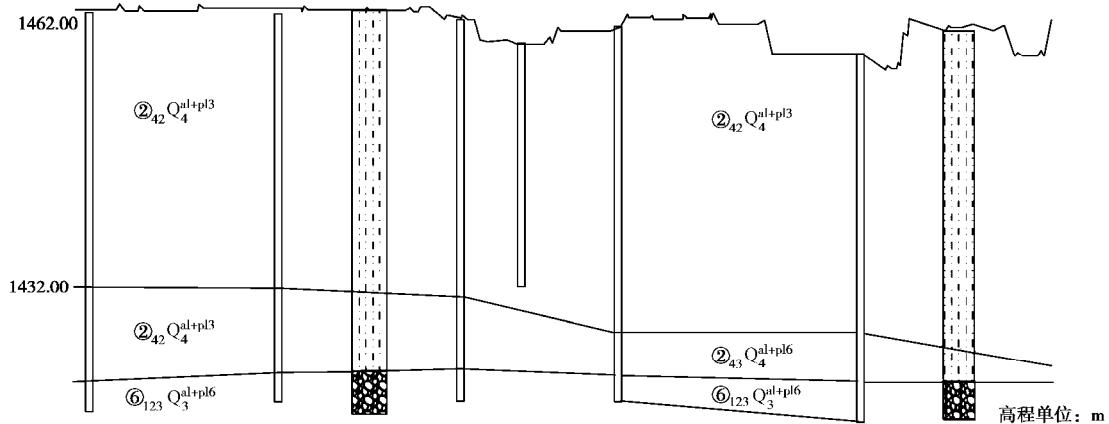


图 1 试验场地工程地质剖面图(局部)

Fig. 1 Engineering geological section of test site

了推广应用，并已形成相应的规范标准，但也存在各自的局限性。因此，研发经济、高效、环保的新型黄土地基处理技术对中国西北地区黄土工程建设具有重大意义。

振杆密实法是 20 世纪 90 年代发展起来的一种处理可液化地基的新方法，该方法使用一种类似国内沉管灌注桩的施工机械，将一根细长扁平的杆件以振动的方式沉入土中，通过沉杆过程中的垂直振动使杆件周围的土层发生剧烈振动，调整其上振动器频率来达到土-振杆系统的共振频率^[7-8]，使振杆获得的能量能以最佳的方式传递到周围的土体，进而实现土体的密实。该方法无需额外的填料，且施工简单、方便，加固效果显著。东南大学采用自主研发的十字形振动翼^[9]及施工设备^[10]，在多个液化地基处理工程中得到了成功应用，取得了显著的社会经济效益^[11-14]。然而，关于振杆密实法处理湿陷性黄土地基的相关理论与应用研究还未见报道。

本文结合中卫至兰州客运专线（中兰客专）项目，采用自主研发施工设备，对振杆密实法处理湿陷性黄土地基技术进行了现场试验研究，并对试验效果进行

了检测和评价。

1 试验场地概况

振杆密实法处理湿陷性黄土地基试验段位于甘肃省白银市靖远县，为设计的中兰客专靖远北车站场坪区附近。场地地处黄河高级阶地，地形平坦、开阔，属于地震烈度Ⅷ度区。地面高程为 1463.610~1417.932 m，相对高差 45.6 m。根据勘察资料，场地内地层岩性主要为第四系全新统冲积层 (Q₄^{al+pl}) 砂质黄土、第四系上更新统冲积层 (Q₃^{al+pl}) 粗圆砾土、卵石土，如图 1 所示。其中，②₄₂ 砂质黄土 (Q₄^{al+pl3}) 具自重湿陷性，湿陷系数 $\delta_s=0.015\sim0.087$ ，自重湿陷系数 $\delta_{zs}=0.015\sim0.089$ ，湿陷性土层厚 21.0~37.3 m；且②₄₂ 砂质黄土承载力较低，物理力学性质差，为松软土。

根据专项补勘结果，结合土性和物理力学指标，可将勘察深度范围内的土层分为 3 层，如表 1 所示。场地土层含水率随着深度的增加而逐渐增大，数值介于 7.9%~11.9%；干密度随深度也有增大的趋势，介于 1.32~1.35 g/cm³；孔隙比介于 1.001~1.038；内摩擦角和黏聚力随深度变化不明显，内摩擦角介于 18.3°~

23.7°, 黏聚力介于 9.9~11.5 kPa; 压缩模量为 5.1~7.3 MPa, 随深度整体上有缓慢增大的趋势。试验区黄土的湿陷系数随深度增加逐渐减小, 地表下 10.0 m 范围土层湿陷性等级为中等到轻微湿陷性。根据设计要求, 需要对 8.0 m 以上的黄土进行加固处理。

2 气动振杆密实法处理湿陷性黄土地基施工工艺

2.1 振杆密实法装备

研发的振杆密实法处理湿陷性黄土地基的装备如图 2 所示, 主要由振动锤、振动杆、控制系统和附属设备四部分组成, 其中附属设备包括行走机构、导向架、组合钻头、高压气泵、发电机、托盘机构、填土机构等。



图 2 湿陷性黄土地基处理施工装备

Fig. 2 Ground treatment construction equipment

采用 DZ-90KS 变频式防音型电动振动锤, 由激振器、减振弹簧和提升滑轮等组成。振动杆是由两根垂直相交、设有圆形通孔的钢板交叉连接成横截面呈十字型的振杆, 该振杆的四条直翼外侧边设有连续的凸形三角齿, 内侧边均布尖刺齿, 利于破坏土体结构, 减小沉杆阻力。此外, 振动杆下端钻头处沿环向布置 6 个喷气孔, 其喷射的高压气体能够辅助振动杆的下沉。控制系统分自动和手动两种操作模式, 其中自动操作模式只需设置处理深度、振动频率、喷气压力、起重机放线速度即可实现简便操控; 为了避免自动操作模式出现问题, 在施工过程中亦可利用手动操作模式进行调节。

2.2 气动振杆密实法施工工艺

针对湿陷性黄土的特点和黄土地区干旱缺水的环境条件, 通过现场工艺试验总结, 提出了边喷气边振动下沉的气动振杆密实法施工工艺(图 3), 主要包括

振点定位、高压喷气、振动下沉、留振、振动反插、振动提升、回填振压和圆板静压等过程。根据不同场地的施工条件和地质情况, 施工工艺可适当调整。

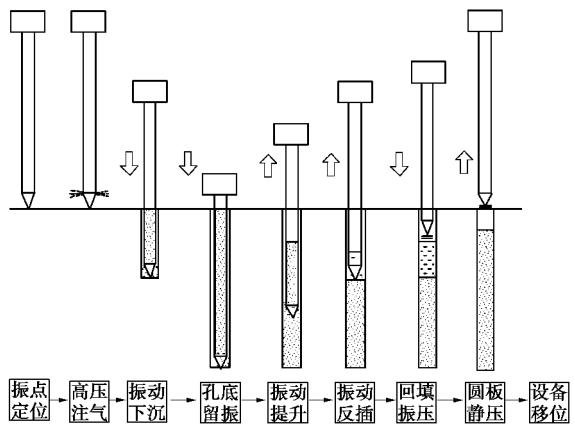


图 3 振杆密实法处理湿陷性黄土地基施工工艺流程图

Fig. 3 Flow chart of vibratory probe compaction method for collapsible loess treatment

具体施工过程如下:

(1) 施工前准备: 整平场地, 清表; 根据施工图编制施工方案, 按照平面图布置振点位置; 对设备进行全面检查, 尤其是喷气孔是否通畅。

(2) 振点定位: 起重机悬吊振动杆通过行走机构移动到指定点位并对中。

(3) 高压喷气: 根据设计压力操作空气压缩机, 使喷气孔保持高压注气状态(图 4(a))。

(4) 振动下沉: 启动振动锤, 控制起重机放线速度使振动杆在振动锤高频振动和其自重作用下缓慢振入土中(图 4(b)), 直至 8.0 m(设计深度), 并留振 15 s。振动杆下沉过程中, 始终要观察振动杆的稳定性、垂直度和下沉深度。

(5) 振动提升: 起重机在振动锤工作状态下缓慢收线并将振动杆提升, 直至第一次反插深度 4.0 m 处。

(6) 振动反插: 喷气上拔至 4.0 m 时进行第一次反插, 反插至 6.5 m, 再次提升至 2.0 m, 反插至 5.0 m, 提至地面, 停止喷气。

(7) 回填振压: 振动杆提至地面后, 需对振孔进行回填, 回填前先在振动杆底端加上圆板, 再辅助填土机构, 边填土边振压(图 4(c))。

(8) 圆板静压: 回填振压结束后, 关闭振动锤, 利用振动锤与振动杆的自重作用将表层松散土体静压密实, 最后将振杆提至地表。

2.3 施工参数与测试内容

根据工艺性试振试验总结, 主要施工参数确定为: 振动频率为 16.0 Hz, 喷气压力为 0.8 MPa。正三角形布点, 振点间距 1.2 m, 处理深度根据设计要求为 8.0 m。



图 4 施工现场照片

Fig. 4 Photos of construction site

处理后在振点中心和三点形心处(图 5)分别进行挖探取样和原位测试,对处理后的黄土土层强度、湿陷性和承载力等进行评价。具体检测项目包括 10 d 龄期的室内土性基本参数测试、湿陷系数、静力触探试验(CPT)、标准贯入试验(SPT) 和瞬态瑞利面波测试。

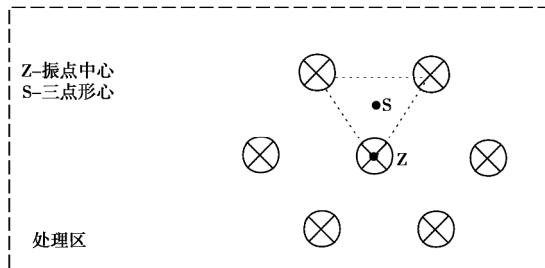


图 5 测点布置示意图

Fig. 5 Layout of test points

3 振杆密实法处理湿陷性黄土地基效果评价

3.1 振后地表沉降

振杆密实法通过振动杆的高频振动和高压喷气作用破坏振点周围黄土的结构,引起振点附近下沉,形成振孔,如图 6 所示,单点振孔深约 2.5 m, 直径约 0.7 m。每个振孔经回填振压,试验区群点振后地表整体沉降 0.7 m 左右,如图 7 所示。

3.2 土性基本参数变化分析

随机选取试验区内 3 个振点,采用洛阳铲分别在振点中心和三点形心处挖孔,人工下井每隔 1 m 取样一件,及时送往实验室检测。室内试验内容与结果如表 2 所示。



图 6 振孔的深度和直径

Fig. 6 Depth and diameter of vibration hole

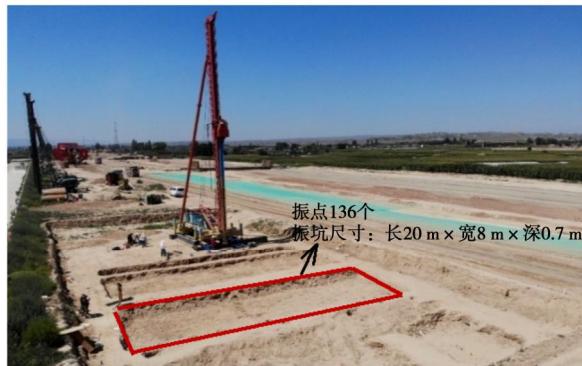


图 7 试验区地面沉降

Fig. 7 Ground subsidence in test area

表 2 处理前后土性基本参数变化

Table 2 Changes of soil properties before and after treatment

测试项目	土层	处理前	测试结果		
			测点位置	处理后	提高幅度/%
孔隙比	①	1.001	1.2-Z	0.775	-22.58
			1.2-S	0.799	-20.18
	②	1.043	1.2-Z	0.817	-21.67
			1.2-S	0.867	-16.87
干密度 /($\text{g} \cdot \text{cm}^{-3}$)	①	1.35	1.2-Z	1.53	13.33
			1.2-S	1.50	11.11
	②	1.32	1.2-Z	1.49	12.88
			1.2-S	1.45	9.85
压缩模量 (100~200 kPa) /MPa	①	5.9	1.2-Z	13.9	135.59
			1.2-S	11.3	91.53
	②	6.5	1.2-Z	11.9	83.07
			1.2-S	12.7	95.38
内摩擦角 /($^{\circ}$)	①	23.2	1.2-Z	24.8	6.90
			1.2-S	29.2	25.86
	②	23.5	1.2-Z	24.3	3.40
			1.2-S	24.9	5.96
黏聚力/kPa	①	11.5	1.2-Z	14.2	23.48
			1.2-S	14.6	26.96
	②	10.7	1.2-Z	16.0	49.53
			1.2-S	12.2	14.02

由表 2 可知,振杆密实法处理后土层的物理力学指标均有明显改善。其中,孔隙比降低 16%~23%,干密度提高 9%~14%,压缩模量大幅提高,增幅在 83%~136%,内摩擦角和黏聚力也具有一定幅度的增加,土层密实度得到显著提高。

3.3 振后黄土湿陷性评价

振点间距 1.2 m 处理区黄土的湿陷系数随深度分布如图 8 所示。处理后土层湿陷系数较处理前有了一个数量级的降低, 湿陷系数平均值为 0.003, 均为非湿陷性黄土。8.0 m 以下一定范围内黄土的湿陷系数也有一定程度降低。振点中心和三点形心处各土层湿陷系数差异不明显。

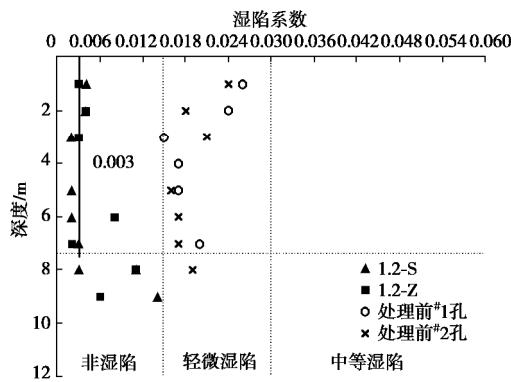


图 8 处理前后黄土湿陷系数随深度分布图

Fig. 8 Distribution of loess collapsibility coefficient with depth before and after treatment

3.4 原位测试

(1) 标准贯入试验

试验区标准贯入试验结果见图 9 所示, 土层①和②处理前平均标贯击数分别为 4.0 击和 5.7 击, 处理后分别为 11 击~13 击、12 击~13 击, 提高了 2 倍以上, 地基加固效果显著。振点中心处标贯击数略大于三点形心, 这是圆板振压在振点中心处土层施加了多次“冲击夯实”产生的效果。

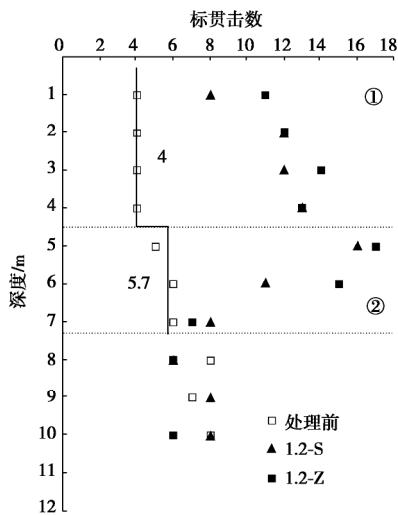


图 9 处理前后标准贯入试验结果对比

Fig. 9 Comparison of standard penetration test results before and after treatment

(2) 静力触探试验

采用双桥静力触探试验, 配套 10 cm^2 双桥静探探头, 可同时测得锥尖阻力 (Q_c) 和侧壁阻力 (P_s)。试

验结果如图 10 所示。

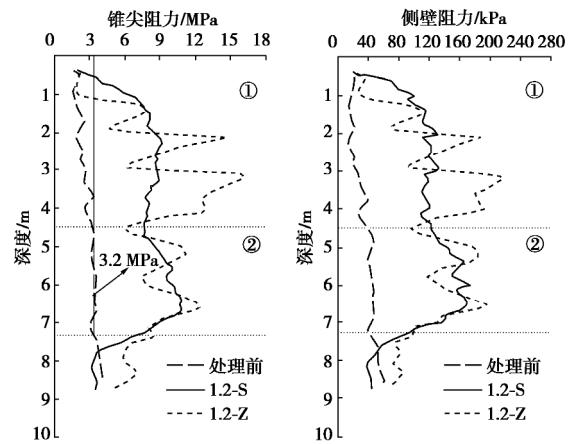


图 10 处理前后土层静力触探试验结果对比

Fig. 10 Comparison of static penetration test results before and after treatment

由图 10 可以发现, 振杆密实法处理后的土层锥尖阻力和侧壁阻力远大于处理前土层, 其中锥尖阻力均值都在 6.5 MPa 以上, 侧壁阻力在 100 kPa 以上, 较处理前提高 1 倍以上, 说明场地地基承载力显著提高。对比振点中心和三点形心处的土层发现, 三点形心处土层加固的均匀性较好, 而振点中心处土层有着更高的承载力, 但分层现象明显, 这主要是圆板振压和反插作用引起。

(3) 瞬态瑞利面波测试

采用 YL-SWS 面波仪对处理前后的场地进行了瞬态瑞利面波测试, 采用 12 个检波器, 道间距 1 m, 偏移距分别为 3, 5, 8 m, 测试现场如图 11 所示。

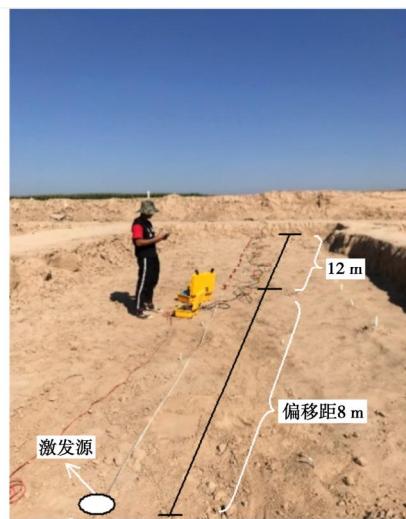


图 11 面波测试现场

Fig. 11 Photo of surface wave tests

面波测试结果如图 12 所示, 处理前土层波速随深度增加略有增大, 勘察深度范围内平均波速为 145 m/s。经振杆密实法处理后, 8.0 m 以上范围内不同深度土层的波速均有明显提高, 数值介于 166~176 m/s, 较处理前增加 15% 左右, 且超过处理深度(8.0~10.0 m)

的土层亦受到振杆密实影响，土层密实度得到改善。

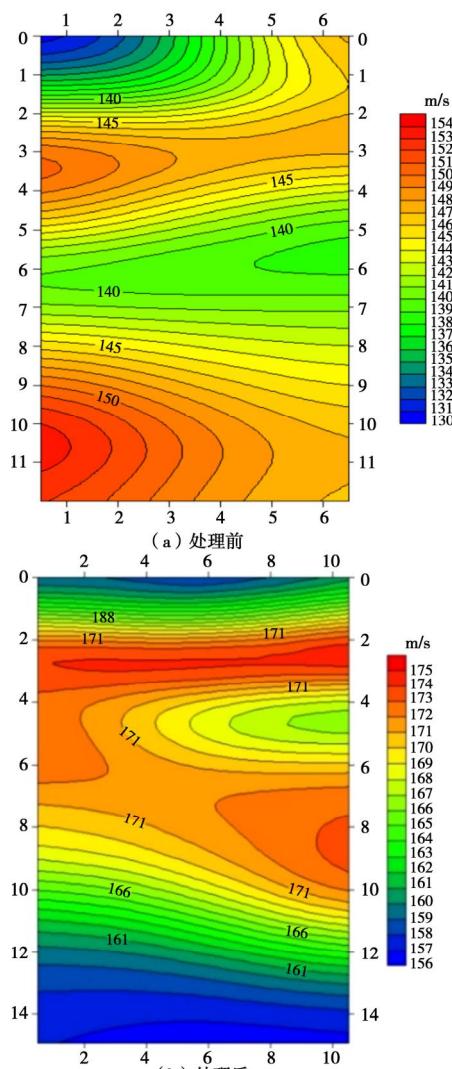


Fig. 12 Results of surface wave tests

4 环境振动影响分析及技术经济性评价

4.1 地面振动影响

图 13 为振杆密实法和强夯法在施工时地面最大振动速度与距离的关系。可以看出，随距振点距离增大，两种施工振动速度均逐渐衰减。根据 Moseley 等建议的建筑地基允许最大振动速度(表 3)，以 10 mm/s 作为容许振动速度的界限指标，可以看出振杆密实法施工时施工安全距离为 10 m。对比强夯法^[16]的振动影响范围发现，强夯法的施工安全距离约为 60 m，远大于振杆密实法。因此，认为振杆密实法对周围环境振动扰动小，施工安全性高。

表 4 两种湿陷性黄土地基处理方法经济性对比

Table 4 Economic comparison of two treatment methods for collapsible loess foundation

处理方式	处理面积/m ²	间距/m	处理深度/m	桩数/个	总延米数	单价/(元/m)	其它费用/元	总价/元
灰土挤密桩	100	1.0	8.0	115	924	33.85	无	31277
振杆密实法	100	1.2	8.0	80	642	30	冲击碾压 回填土方 217 3760	23237

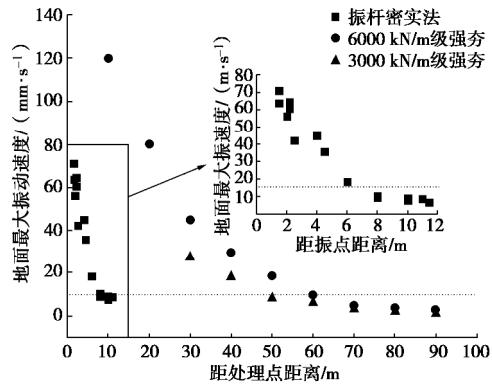


图 13 地面振动最大速度与施工安全距离的关系

Fig. 13 Relationship between maximum velocity of ground vibration and safe distance of construction

表 3 建筑地基允许最大振动速度^[15]

Table 3 Maximum allowable vibration velocities of building foundation^[15]

破坏类型	振动速度/(mm·s⁻¹)
结构破坏	40
轻微的建筑损伤	10
对居民造成干扰	2.5

4.2 技术经济性评价

灰土挤密法和强夯法因快速可靠、实践经验丰富等优点在湿陷性黄土地基处理中得到了广泛应用，但也存在填料会造成污染，造价偏高、处理深度有限、振动（尤其是强夯法）对周围环境影响大等因素而限制了其适用范围。在湿陷性黄土地基处理费用往往在整个工程中所占比例不容小觑。以试验现场附近的灰土挤密法为例，其采用正三角形布桩，桩间距为 1.0 m，桩径 0.4 m，处理深度为 8.0 m。参照施工投标价格及《建筑工程定额与预算》相关规定对振杆密实法和灰土挤密法处理湿陷性黄土地基费用进行对比分析，见表 4。

经计算，振杆密实法的总处理费用约为灰土挤密法的 73.3%。另外，振杆密实法无需石灰/水泥土置换部分地基土体，具有节能、低碳、环保等优点，在保证加固效果的同时又能较大幅度节省经济投入，具有较好的经济效益和社会效益。

5 结 论

本文在国内外首次提出采用振杆密实法技术处理湿陷性黄土地基，以中兰客专（靖远段）工程项目为依托，进行了现场试验研究，得到主要结论如下：

(1) 针对湿陷性黄土的特点，研发了振杆密实法

施工装备, 提出了气动振杆密实法施工工艺。

(2) 室内土性测试表明, 振杆密实法处理后各层黄土的湿陷系数大幅降低, 平均值 0.003, 均为非湿陷性黄土; 土层孔隙比降低 16%~23%, 干密度提高 9%~14%, 压缩模量提高 83%~136%, 内摩擦角和黏聚力也均有一定幅度增加, 黄土工程性质得到有效提高。

(3) 原位测试结果表明, 振杆密实法处理后的土层静力触探锥尖阻力、侧壁阻力和标准贯入击数远大于处理前土层, 其中 SPT 击数提高 2 倍以上, CPT 锥尖阻力均值达到在 6.5 MPa 以上, 地基承载力显著提高; 处理深度内土层的面波波速均有明显提高, 较处理前增加 15% 左右, 土层密实度得到有效提高。

(4) 振杆密实法施工引起的环境振动影响小, 试验场地的施工安全距离为 10 m。

(5) 与传统挤密法、强夯法等相比, 振杆密实法处理湿陷性黄土技术造价低, 工效高、节能、环保, 具有显著的经济效益和环境效益。

参考文献:

- [1] 雷祥义. 中国黄土的孔隙类型与湿陷性[J]. 中国科学: B 辑, 1987, 17(12): 1309~1316. (LEI Xiang-yi. The pore types and collapsibility of loess in China[J]. China Science: B, 1987, 17(12): 1309~1316. (in Chinese))
- [2] 王兰民, 袁中夏, 汪国烈. 饱和黄土地基液化的工程初判和详判指标与方法研究[J]. 地震工程学报, 2013, 35(1): 1~8. (WANG Lan-min, YUAN Zhong-xia, WANG Guo-lie. Study on method for preliminary and detailed evaluation on liquefaction of loess sites[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2013, 35(1): 1~8. (in Chinese))
- [3] 李娜, 孙军杰, 王谦, 等. 黄土地基改性处理技术研究进展评述与展望[J]. 地球科学进展, 2017, 32(2): 209~219. (LI Na, SUN Jun-jie, WANG Qian, et al. Progress review and perspective problems on loess foundation reinforcement by means of modification treatment[J]. Advances in Earth Science, 2017, 32(2): 209~219. (in Chinese))
- [4] 屈耀辉, 苗学云. 3 种常用地基处理方法在黄土区高铁地基中的适用性研究[J]. 中国铁道科学, 2015, 36(4): 8~12. (QU Yao-hui, MIAO Xue-yun. Applicability of three common ground treatment methods for high speed railway subgrade in loess areas[J]. China Railway Science, 2015, 36(4): 8~12. (in Chinese))
- [5] 张志强. 湿陷性黄土的地基处理方法探讨[J]. 武汉大学学报(自然科学版), 2012, 45(A1): 186~188. (ZHANG Zhi-qiang. Discussion on foundation treatment methods of collapsible loess[J]. Engineering Journal of Wuhan University, 2012, 45(A1): 186~188. (in Chinese))
- [6] 王银梅. 湿陷性黄土地基处理新途径的探讨[J]. 中国地质灾害与防治学报, 2008, 19(4): 106~109. (WANG Yin-mei. A new improved method of foundation treatment for collapsible loess[J]. The Chinese Journal of Geological Hazard and Control, 2008, 19(4): 106~109. (in Chinese))
- [7] MITCHELL J K. In-place treatment of foundation soils[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 1970, 96(1): 73~110.
- [8] MASSARSCH, K R, FELLENIUS, B H. Evaluation of resonance compaction of sand fills based on cone penetration tests[J]. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 2017, 1~10.
- [9] 刘松玉, 杜广印, 苗永红. 十字形振动翼, 200710020591.9[P]. 2008-12-24. (LING Song-yu, DU Guang-yin, MIAO Yong-hong. Cross Vibration Wing, 200710020591.9[P]. 2008-12-24. (in Chinese))
- [10] 刘松玉, 杜广印, 邵俐, 等. 共振法加固液化地基的操作方法, 201010119970.5[P]. 2010-7-28. (LING Song-yu, DU Guang-yin, SHAO Li, et al. Operational Approach on Liquefied Foundation Reinforced Method of Resonance Method. 201010119970.5[P]. 2010-07-28. (in Chinese))
- [11] 刘松玉, 程远. 共振法加固公路可液化地基试验[J]. 中国公路学报, 2012, 25(6): 24~29. (LIU Song-yu, CHENG Yuan. Resonance compaction method for highway ground improvement at liquefaction site[J]. China Journal of Highway and Transport, 2012, 25(6): 24~29. (in Chinese))
- [12] 杜广印, 刘松玉, 任蓓蓓, 等. 十字形振动翼共振法在处理可液化地基中的应用[J]. 工程地质学报, 2014, 22(增刊): 466~469. (DU Guang-yin, LIU Song-yu, REN Bei-bei, et al. Application of treatment on liquefied foundation using resonance compaction method[J]. Journal of Engineering Geology, 2014, 22(S0): 466~469. (in Chinese))
- [13] 程远, 韩杰, 朱合华, 等. 振杆密实法加固粉土地基效果试验[J]. 中国公路学报, 2019, 32(3): 63~70. (CHENG Yuan, HAN Jie, ZHU He-hua, et al. Vibratory probe compaction effect on silty foundation treatment[J]. China Journal of Highway Transport, 2019, 32(3): 63~70. (in Chinese))
- [14] DU G Y, GAO C H, LIU S Y, et al. Evaluation method for the liquefaction potential using the standard penetration test value based on the CPTU soil behavior type index[J]. Advances in Civil Engineering, 2019, 1~8.
- [15] MOSELEY M P, KIRSCH K. Ground Improvement[M]. 2nd ed. Florida: CRC Press, 2004.
- [16] 李高. 强夯地基加固质量的实时振动监测方法研究[D]. 北京: 中国地质大学, 2013. (LI Gao. Methodological Research on the Real Time Vibration Monitoring of Foundation Reinforced Quality by Dynamic Compaction[D]. Beijing: China University of Geosciences, 2013. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202008002

填充沟对地铁运营引起地基振动隔振效果研究

蔡袁强^{1, 2}, 江乾明¹, 曹志刚^{*1}, 袁宗浩², 楼佳悦³, 张盈哲³

(1. 浙江大学滨海和城市岩土工程研究中心, 浙江 杭州 310058; 2. 浙江工业大学岩土工程研究所, 浙江 杭州 310014;

3. 浙江华云电力工程设计咨询有限公司, 浙江 杭州 310014)

摘要: 为分析填充沟对地铁运营引起的地基振动隔振效果, 建立了地铁列车-轨道结构-衬砌-地基-填充沟 2.5 维有限元分析模型。列车荷载模拟为一组符合列车轴载空间分布的常荷载, 钢轨和浮置板简化为无限长 Euler 梁, 衬砌与地基模拟为均质弹性体。理论模型通过钢轨与衬砌仰拱处、以及衬砌与地基处应力和位移连续条件进行耦合。混凝土填充沟模拟为地基中异质体, 填充沟与地基交界面通过共用节点法处理, 并在波数域中进行求解, 最后通过快速 Fourier 逆变换 (IFFT) 进行波数展开获得三维时域 - 空间域内的地基动力响应。计算分析了填充沟在不同列车速度、填充沟沟深、沟宽与隧道埋深等情况下的隔振效果。研究表明, 填充沟隔振效果随沟深增加而显著改善, 但隔振效果改善速率在填充沟超过一定深度后变缓; 随着填充沟距地铁距离增加, 沟前隔振效果减弱, 而沟后隔振效果改善。随着列车速度增加, 填充沟隔振效果变好。

关键词: 填充沟; 地铁荷载; 2.5 维有限元; 隔振效果; 移动荷载

中图分类号: TU435 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)08-1384-09

作者简介: 蔡袁强(1965—), 男, 博士, 教授, 主要从事岩土工程科研与教学工作。E-mail: caiyq@zju.edu.cn。

Vibration-isolation effectiveness of in-filled trench on ground vibration induced by subway operation

CAI Yuan-qiang^{1, 2}, JIANG Qian-ming¹, CAO Zhi-gang¹, YUAN Zong-hao², LOU Jia-yue³, ZHANG Ying-zhe³

(1. Research Center of Coastal and Urban Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China; 2. Institute of Geotechnical Engineering, Zhejiang University of Technology, Hangzhou 310014, China; 3. Zhejiang Huayun Electric Power Engineering Design & Consultation Co., Ltd., Hangzhou 310014, China)

Abstract: In order to analyze the isolation effectiveness of in-filled trench to the ground vibration caused by subway operation, a coupling model, which is divided into five parts including moving train, track structure, lining, ground and in-filled trench, is established. The train load is simulated by a set of constant loads consistent with the spatial distribution of train axles. The rails and floating plates are simplified as the infinite Euler beams. The lining and ground are simulated as the homogeneous elastic media. The theoretical model is coupled by the continuous conditions for the stresses and displacements between the rail and the lining invert and those between the lining and the ground. The concrete in-filled trench is modelled as the heterogeneous medium in the ground. The interface between the in-filled trench and the ground is treated by the common node method and solved in the wave number domain. Finally, the three-dimensional dynamic response in the time-space domain is obtained by the fast inverse Fourier transform (IFFT). The vibration-isolation effectiveness of the filled trench under different train speeds, in-filled trench depths, trench widths and tunnel depths is calculated and analyzed. The results show that its vibration-isolation effectiveness is improved with the increase of the in-filled trench depth, but when the depth of the in-filled trench exceeds a certain depth, the improvement rate of the vibration-isolation effectiveness slows down. With the increase of the distance between the in-filled trench and the subway, the isolation effectiveness decreases in the area before the in-filled trench and increases in the area after the in-filled trench. With the increase of train speed, the vibration-isolation effectiveness becomes better.

Key words: in-filled trench; subway load; 2.5D finite element; vibration isolation effectiveness; moving load

基金项目: 国家重点研发计划项目(2016YFC0800200); 国家自然科学基金项目(51778571, 51708503); 省属高校基本科研业务费项目(科技类)RF-A2019014

收稿日期: 2019-09-26

*通信作者(E-mail: caozhigang2011@zju.edu.cn)

0 引言

近年来, 地铁建设加速推进, 地铁运行引发的环境振动问题日益严重。地铁运行引发的环境振动对沿线居民的生产与生活造成负面影响, 也对地铁沿线建筑物及精密仪器造成干扰, 地铁引发的振动问题逐渐成为人们关心的环境问题。

在地铁沿线设置隔振屏障可以减弱地铁列车运行对沿线建筑造成的振动影响, 关于地面交通荷载引起周边环境振动的隔振屏障效果研究, 学者们早期做了大量的研究工作。试验研究发现, 填充沟隔振效果与沟的深度、宽度等因素有关系, 并比相同尺寸空沟的隔振效果差^[1-2]。随着计算机性能的提升, 关于隔振沟的研究日趋增多。高广运等^[3]在三维条件下运用薄层法和边界元法研究了波阻板的隔振效果, 并分析了波阻板的尺寸参数以及材料性质的影响。文献[4~7]采用二维有限元方法对隔振沟的隔振效果进行了一系列的研究, 但二维有限元方法无法模拟列车沿铁路方向波的传播。Beskos等^[8]运用三维有限元方法对空沟和混凝土填充沟的隔振效果进行了研究并分析了沟槽宽度、深度等参数的影响, 三维有限元模型相比于二维有限元模型虽然计算得到更为准确的结果, 但对计算机的计算速度和计算能力要求较高, 计算需要耗费很长的时间, 为了克服三维有限元的这一缺陷, 学者们开始利用2.5维有限元模型来预测地铁列车运行引发的振动问题。2.5维有限元主要假设地基和结构在隧道纵向上具有材料和几何特性不变性, 通过二维平面离散网格即可考虑波在平面外的传播, 获得地基三维响应。由于只需对地基和结构的垂直横截面进行离散, 大大降低了计算成本, 因而近来得到了广泛的应用。Yang等^[9]首次利用2.5维有限元-无限元耦合法给出了弹性地基在不同荷载移动速度下时域内和频域内的动力响应解, 并验证了其正确性。随后学者们^[10-14]采用2.5维有限元方法分析了高速列车荷载作用填充沟以及填充材料对隔振效果的影响。上述研究表明, 地表交通荷载引起的地基振动主要通过地表瑞利波进行传播, 隔振沟深度超过瑞利波长一定比例时, 可获得满意的隔振效果。

地铁运营引起的环境振动与地表交通荷载引起的环境振动在传播路径与传播机理上存在显著不同, 往往通过不同于瑞利波的形式进行传播, 因此需结合地铁振动的传播特性来进行屏障隔振设计, 目前关于地铁运行引发振动的屏障隔振研究相对较少。Balendra

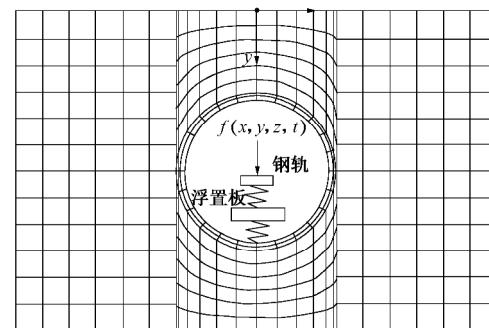
等^[15]等在地铁主动减振方面做了一些研究, 发现低频时浮置板道床的振级高于轨下直接固定的情况, 而在高频范围则相反, 这说明浮置板起到了有效的减振作用。在地铁排桩隔振方面, Zhang等^[16]指出北京地铁在采用混凝土排桩作为隔振措施时, 在地铁的优势频率30~80 Hz范围内, 可以达到减少4.1~8.5 dB的隔振效果。但目前关于填充沟对地铁运营引起地基振动隔振效果研究还较少, 填充沟对地铁振动的隔振机理尚不清晰, 有必要对其开展深入研究, 以指导地铁填充沟屏障隔振的工程设计。

为研究填充沟对由地铁运行引发振动的隔振效果, 本文推导了黏弹性人工边界与单相弹性介质条件下的2.5维有限元控制方程, 从而模拟半无限空间, 建立了衬砌-地基土体模型, 求得频域和波数域内的位移频率响应函数; 在上述模型的基础上, 将轨道结构中的浮置板和钢轨视为无限长弹性Euler梁并建立地铁浮置板轨道系统; 浮置板轨道、衬砌与地基土体模型的耦合则是利用钢轨与衬砌仰拱处、以及衬砌与地基处的位移和力的连续条件; 混凝土填充沟模拟为地基中异质体, 填充沟与地基交界面通过共用节点法处理; 最后建立列车-轨道-浮置板-衬砌-土体-填充沟耦合模型, 研究了填充沟主要参数在不同速度条件下对地铁列车运行引发振动隔振效果的影响。

1 数值模型与求解

1.1 浮置板轨道

模型总共分为两个部分, 一部分为浮置板轨道系统(图1), 另一部分为弹性半空间土体(含有衬砌结构)(图2)。在浮置板轨道系统中, 板下支撑和轨下垫圈均视为弹簧阻尼器而浮置板和钢轨采用无限长弹性Euler梁模拟。地基土体和衬砌(图2)则利用基于弹性理论的2.5维有限元来模拟, 采用黏弹性边界透射计算域中的波, 从而模拟无穷远的边界条件。



(a) 正视图

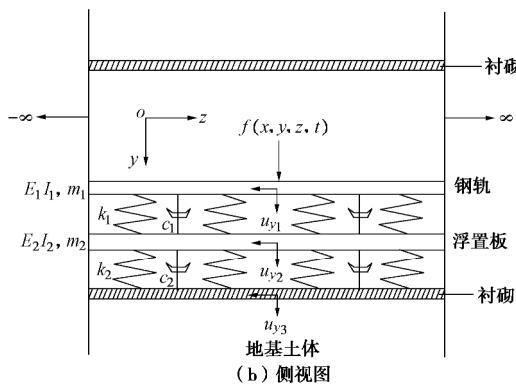


图 1 浮置板轨道结构

Fig. 1 Floating-slab track structure

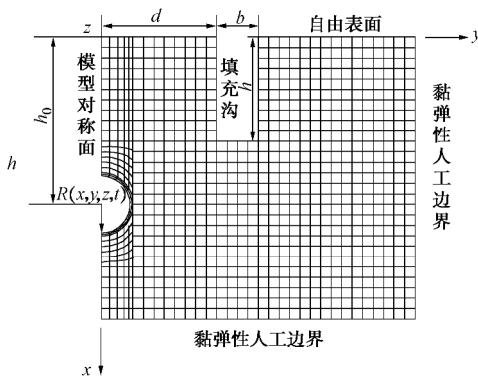


图 2.5 维有限元模型

Fig. 2 2.5D FEM model

1.2 浮置板轨道控制方程

如下为钢轨和浮置板的控制方程:

$$E_1 I_1 \frac{\partial^4 u_{y1}}{\partial z^4} + m_1 \frac{\partial^2 u_{y1}}{\partial t^2} + k_1 (u_{y1} - u_{y2}) + c_1 \left(\frac{\partial u_{y1}}{\partial t} - \frac{\partial u_{y2}}{\partial t} \right) = f, \quad (1)$$

$$E_2 I_2 \frac{\partial^4 u_{y2}}{\partial z^4} + m_2 \frac{\partial^2 u_{y2}}{\partial t^2} - k_1 (u_{y1} - u_{y2}) - c_1 \frac{\partial u_{y1}}{\partial t} + \frac{\partial u_{y2}}{\partial t} + R = 0. \quad (2)$$

式中 R 为仰拱处轨道与衬砌结构之间的相互作用力; f 为地铁列车荷载; c_1 , k_1 分别为轨下弹簧阻尼和刚度; $E_1 I_1$, $E_2 I_2$ 分别为钢轨和浮置板的抗弯刚度; m_1 , m_2 分别为钢轨和浮置板的单位质量长度; u_{y1} , u_{y2} 分别为钢轨和浮置板的位移。

关于时间和空间的 Fourier 变换对按如下定义:

$$\hat{U}(x, y, k, w) = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} U(x, y, z, t) \cdot e^{-iwt} e^{ikz} dt dz, \quad (3)$$

$$U(x, y, z, t) = \frac{1}{4\pi^2} \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} \hat{U}(x, y, k, w) \cdot e^{iwt} e^{-ikz} dw dk. \quad (4)$$

式中 k 为波数; w 为圆频率; 上标“~”表示波数域

中的量; “~”表示频域中的量。

将式(1), (2)按式(3)变换到频域和波数域中:

$$(E_1 I_1 k^4 - m_1 w^2 + k_1 + c_1 i w) \hat{u}_{y1} - (k_1 + c_1 i w) \hat{u}_{y2} = \hat{f}, \quad (5)$$

$$(E_2 I_2 k^4 - m_2 w^2 + k_1 + c_1 i w) \hat{u}_{y2} - (k_1 + c_1 i w) \hat{u}_{y1} + \hat{R} = 0. \quad (6)$$

1.3 弹性地基 2.5 维有限元模拟

(1) 地基 2.5 维有限元

对于弹性半空间, 三维均质弹性体应力和位移在满足如下关系:

$$S_{ij,j} + f_i = r u_{i,tt}. \quad (7)$$

忽略体积力并变换至频域得

$$S_{ij,j} + w^2 r \hat{u}_i = 0. \quad (8)$$

根据广义胡克定律, 用位移将应力项替换得

$$m^c \hat{u}_{i,ij} + (I^c + m^c) \hat{u}_{j,ij} + r w^2 \hat{u}_i = 0, \quad (9)$$

式中, $I^c = (1+2ib)I$, $m^c = (1+2ib)m$, 其中 I , m 为 Lame 常数, S_{ij} 为土体单元应力, u 为位移, w 为圆频率, f 为体积力, “~”表示频域的量, b 为土体的阻尼系数。

在式(9)的基础上利用 Galerkin 法, 并结合力和位移边界条件, 同时通过形函数 N 进行离散, 最后利用波数变换消去 z , 得到在频域波数域中的单元离散方程:

$$(K - w^2 M) \hat{U} = \hat{F}, \quad (10)$$

式中, \hat{F} , M 和 K 分别为外力矩阵、质量矩阵和刚度矩阵, 具体表达式如下:

$$\begin{aligned} K &= \sum_e \iint (B^* N)^T D B N |J| d e d h, \\ M &= \sum_e r \iint N^T N |J| d e d h, \\ \hat{F} &= \sum_e \int N^T \hat{F} |J| d h. \end{aligned}$$

式中 \hat{F} 为单元节点荷载; \hat{U} 为单元节点位移; e 为单元, \bar{e} 为单元边界; 共轭矩阵用上标“*”表示; 选取双线形插值函数作为形函数, 用 N 表示; e , h 为局部坐标的变量; J 则为雅可比矩阵。其他相关符号具体表达式如下:

$$N = [IN_1 \ IN_2 \ IN_3 \ IN_4],$$

$$D = \begin{pmatrix} I^c + 2m^c & I^c & I^c & 0 & 0 & 0 \\ I^c & I^c + 2m^c & I^c & 0 & 0 & 0 \\ I^c & I^c & I^c + 2m^c & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m^c & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & m^c & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m^c \end{pmatrix},$$

$$\mathbf{B} = \begin{pmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 \\ 0 & 0 & -ik \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & -ik & \frac{\partial}{\partial y} \\ -ik & 0 & \frac{\partial}{\partial x} \end{pmatrix}, \quad \mathbf{J} = \begin{bmatrix} \sum_{i=1}^4 \frac{\partial N_i}{\partial x} x_i & \sum_{i=1}^4 \frac{\partial N_i}{\partial x} y_i \\ \sum_{i=1}^4 \frac{\partial N_i}{\partial h} x_i & \sum_{i=1}^4 \frac{\partial N_i}{\partial h} y_i \end{bmatrix}.$$

通过组装每个弹性土体单元的单元特性矩阵, 得到模型在频域和波数域中的2.5维有限元控制方程:

$$\mathbf{K}\mathbf{U}_T^0 = \mathbf{P}_T^0, \quad (11)$$

式中, \mathbf{K} 为整体刚度矩阵, 单元节点位移 \mathbf{U}_T^0 经过组装成为整体节点位移向量 \mathbf{U}_T^0 , 单元节点荷载 \mathbf{P}_T^0 经过组装成为整体节点荷载向量 \mathbf{P}_T^0 。

衬砌结构同样基于上述的2.5维有限元理论模拟。

(2) 2.5维黏弹性人工边界

本节将给出基于单相弹性介质的2.5维有限元黏弹性人工边界, 弹性土中存在二种波(P波和S波)以及3种应力, 在柱坐标中可表示为 s_r , t_{rq} , t_{rz} , 其中 s_r 为P波作用下土骨架的应力; t_{rq} 为S波产生的平面内剪应力, t_{rz} 为S波产生的垂直于平面的剪应力。参考Deeks等^[17]的研究, 柱坐标中点荷载在弹性土中所引起的位移响应可假设如下:

$$\left. \begin{aligned} U_r(r, t) &= \frac{1}{r} f\left(\frac{r}{V_p} - t\right), \\ U_q(r, t) &= \frac{1}{r} f\left(\frac{r}{V_s} - t\right), \\ U_z(r, t) &= \frac{1}{r} f\left(\frac{r}{V_s} - t\right). \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

对于式(12), 当对变量 r 求导时有

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial U_r}{\partial r} &= -\frac{1}{r} U_r - \frac{1}{V_p} \frac{\partial U_r}{\partial t}, \\ \frac{\partial U_q}{\partial r} &= -\frac{1}{r} U_q - \frac{1}{V_s} \frac{\partial U_q}{\partial t}, \\ \frac{\partial U_z}{\partial r} &= -\frac{1}{r} U_z - \frac{1}{V_s} \frac{\partial U_z}{\partial t}. \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

弹性土3种应力在变换域中可以表示为

$$\left. \begin{aligned} s_r &= 2m^c \frac{\partial U_r^0}{\partial r} + I^c \left(\frac{\partial U_r^0}{\partial r} + \frac{U_r^0}{r} \right), \\ t_{rq}^0 &= 2m^c \frac{\partial U_q^0}{\partial r} = m^c \left(\frac{\partial U_q^0}{\partial r} - \frac{U_q^0}{r} \right), \\ t_{rz}^0 &= 2m^c \frac{\partial U_z^0}{\partial r} = m^c \frac{\partial U_z^0}{\partial r}. \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

将式(13)变换到频域和波数域后代入式(14)中得

$$\left. \begin{aligned} s_r^0 &= -\left(\frac{2m^c}{r} + i\omega \frac{I^c + 2m^c}{V_p} \right) U_r^0, \\ t_{rq}^0 &= -m^c \left(\frac{2}{r} + \frac{i\omega}{V_s} \right) U_q^0, \\ t_{rz}^0 &= -m^c \left(\frac{1}{r} + \frac{i\omega}{V_s} \right) U_z^0. \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

将式(15)叠加到边界单元矩阵中即可实现波在2.5维有限元模型中的透射:

$$\mathbf{P}^0 = -\mathbf{V} \mathbf{U}^0, \quad (16)$$

$$\text{式中, } \mathbf{V} = \sum_e \int \mathbf{N}^T \mathbf{T}^T \hat{\mathbf{V}} \mathbf{T} \mathbf{N} |\mathbf{J}| dh,$$

$$\hat{\mathbf{V}} = \begin{bmatrix} \frac{2m^c}{r} + i\omega \frac{I^c + 2m^c}{V_p} & 0 & 0 \\ 0 & m^c \left(\frac{2}{r} + \frac{i\omega}{V_s} \right) & 0 \\ 0 & 0 & m^c \left(\frac{1}{r} + \frac{i\omega}{V_s} \right) \end{bmatrix}.$$

由于上文是在柱坐标下完成的黏弹性人工边界的推导, 需要通过坐标转换矩阵 \mathbf{T} 将上式转换到直角坐标系中。

本文基于上述的黏弹性人工边界条件, 并结合2.5维有限元理论, 在计算机中编制相应程序, 用于计算模型的动力响应。

1.4 地铁列车荷载描述

将列车车轮对轨道的作用力看作为一系列点荷载, 有

$$f(x, y, z, t) = \sum_{n=1}^{N_T} F_n(z - ct) e^{i2\pi f_0 t}, \quad (17)$$

$$\begin{aligned} F_n(z - ct) &= P_n [d(z - ct + \sum_{s=0}^{n-1} L_s + L_D) + d(z - ct + w_a + \\ &\quad \sum_{s=0}^{n-1} L_s + L_D) + d(z - ct + w_a + w_b + \sum_{s=0}^{n-1} L_s + L_D) + d(z - ct + \\ &\quad 2w_a + w_b + \sum_{s=0}^{n-1} L_s + L_D)]. \end{aligned} \quad (18)$$

式中 c 为地铁列车运行速度; f_0 为荷载自振频率; N_T 为列车车厢数量; 拖车车厢轴重 P_C 和动车车厢轴重 P_E 统称为地铁列车的轴重 P_n ; 拖车车厢长度 L_C 和动车车厢长度 L_E 统称为列车长度 L_s ; 相邻两组轮对之间的距离和第二组与第三组轮对之间的距离分别为 w_a 和 w_b , L_D 为观察点到列车荷载点之间的距离。

利用式(3)将列车荷载表达式(17)变换到频域

和波数域得到:

$$\delta(k, w) = 2\pi d(w - 2\pi f_0 - kc) c(k) , \quad (19)$$

$$c(k) = \sum_1^{N_T} P_n [1 + e^{iw_a k} + e^{i(w_a + w_b)k} + e^{i(2w_a + w_b)k}] e^{ik(\sum_{s=0}^{N_T-1} L_s + L_D)} . \quad (20)$$

1.5 隧道衬砌 - 地基动力相互作用

在仰拱处衬砌与浮置板轨道之间的相互作用力可表示为

$$R = k_2(u_{y2} - u_{y3}) + c_2 \left(\frac{\partial u_{y2}}{\partial t} - \frac{\partial u_{y3}}{\partial t} \right) . \quad (21)$$

将式 (21) 进行 Fourier 变换到频域和波数域得

$$\delta_R = (k_2 + c_2 i w)(\delta_{y2} - \delta_{y3}) . \quad (22)$$

将式 (22) 乘以仰拱处位移频率响应函数即可得到衬砌仰拱处变换域中的位移:

$$\delta_{y3} = H \delta_R , \quad (23)$$

式中, 仰拱处的位移频率响应函数用 H 表示, 为在仰拱处施加竖向单位力 ($\delta_R = 1$, 图 2) 后所得到的位移响应, δ_{y3} 为仰拱处的竖向位移。在上述 2.5 维有限元模型的基础上, 具体通过以下方法实现: 施加竖向的单位节点力在仰拱处节点处, 求解方程 (11) 得到模型各个节点位移矩阵 δ_{yT} , 从而得到弹性半空间土体和衬砌各个位置的频率响应函数。联立方程式 (5), (6), (22), (23) 有

$$\delta_{y1} = \frac{A_3(1 + A_4 H) + A_4}{A_5} \delta_R , \quad (24)$$

$$\delta_{y2} = \frac{A_2(1 + A_4 H)}{A_5} \delta_R , \quad (25)$$

$$\delta_{y3} = \frac{A_2 A_4 H}{A_5} \delta_R , \quad (26)$$

$$\delta_R = \frac{A_2 A_4}{A_5} \delta_R . \quad (27)$$

式中,

$$\left. \begin{aligned} A_1 &= EI_1 k^4 - m_1 w^2 + k_1 + c_1 i w , \\ A_2 &= k_1 + c_1 i w , \\ A_3 &= EI_2 k^4 - m_2 w^2 + k_1 + c_1 i w , \\ A_4 &= k_2 + c_2 i w , \\ A_5 &= (A_1 A_3 - A_2^2)(1 + A_4 H) + A_1 A_4 . \end{aligned} \right\} \quad (28)$$

对式 (23) ~ (25) 进行 Fourier 逆变换, 得

$$u_{y1}(x, y, z, t) =$$

$$\frac{1}{4\pi^2} \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{A_3(1 + A_4 H) + A_4}{A_5} \delta_R e^{iwt} e^{-ikz} dw dk , \quad (29)$$

$$u_{y2}(x, y, z, t) =$$

$$\frac{1}{4\pi^2} \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{A_2(1 + A_4 H)}{A_5} \delta_R e^{iwt} e^{-ikz} dw dk , \quad (30)$$

$$u_{y3}(x, y, z, t) =$$

$$\frac{1}{4\pi^2} \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{A_2 A_4 H}{A_5} \delta_R e^{iwt} e^{-ikz} dw dk . \quad (31)$$

由于式 (19) 荷载项 δ_R 中的 δ 函数性质, 因此式 (29) ~ (31) 中等式右边二重积分转化为一重积分, 之后通过快速 Fourier 逆变换 (IFFT) 得到空间域和时域中的位移解答。通过式 (27) 求得变换域中的衬砌仰拱与浮置板轨道作用力后, 结合已经求得的模型位移响应频率函数并经过式 (31) 变换即可解得到模型土体任意一点的位移解答。

2 模型验证

为了验证 2.5 维有限元模型及人工边界的正确性, 考虑 20 m 厚的均质弹性土层上覆在刚性基岩上, 地基表面作用以 70 m/s 速度移动点荷载。地基土体剪切波速为 100 m/s, 密度为 2.0 g/cm³, 阻尼系数为 0.05, 泊松比为 0.25。

通过上述模型计算出移动点荷载正下方 1 m 处位移响应时程曲线如图 3 所示, 其中位移采用归一化竖向位移 ($2\pi r V_s^2 P$), 并将结果与 Eason^[18] 解析解结果进行对比, 发现两者计算结果吻合良好, 证实了本文模型的正确性。

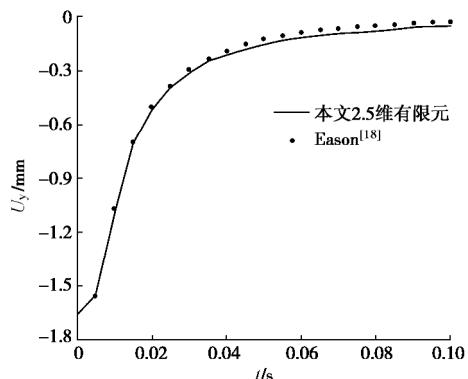


图 3 本文研究结果与文献[18]对比

Fig. 3 Comparison between proposed results and Reference [18]

3 数值分析

在将频域和波数域中计算得到的结果经过傅里叶逆变换到时域和空间域时, 如果要保证精度则需要选取足够小的积分步长, 但过小的积分步长需要耗费大量的计算时间, 因此积分步长的选取, 一方面需要保

表1 弹性土和衬砌结构参数

Table 1 Parameters of elastic ground and tunnel structure

介质	密度 ρ ($\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$)	剪切模量 μ/Pa	泊松比 n	阻尼系数 β
弹性土	1.9×10^3	2.0×10^7	0.30	0.01
衬砌结构	2.5×10^3	1.4×10^{10}	0.25	0.02

表2 地铁列车荷载参数

Table 2 Parameters of train load

机车轴重 P_E/kN	车厢轴重 P_C/kN	一、二组轴载间距 w_a/m	二、三组轴载间距 w_b/m	机车长度 L_E/m	车厢长度 L_C/m	列车数量 N_T	观察点 L_D/m
162	120	2.9	14.8	22.2	24.4	4	0

表3 浮置板轨道结构参数

Table 3 Parameters of floating-slab tracks

介质	抗弯刚度 $EI/(\text{Pa}\cdot\text{m}^4)$	单位长度质量 $m/(\text{kg}\cdot\text{m}^{-1})$	垫圈弹簧常数 k/Pa	垫圈阻尼常数 $c/(\text{N}\cdot\text{s}\cdot\text{m}^2)$
钢轨	1.00×10^7	100	4×10^7	6.30×10^3
浮置板	1.43×10^9	3.5×10^3	5×10^7	4.18×10^4

表4 模型尺寸参数

Table 4 Size parameters of model

隧道中心到地表距离 h_0/m	填充沟沟深 h/m	填充沟宽度 b/m	填充沟到轨道中心水平距离 d/m
16	8	2	6

证精度的要求, 另一方面需要保证计算效率。本文选取步长间隔为 0.02 m^{-1} , Fourier 逆变换点数为 $N=1024$, 波数积分范围为 $-10.24 \sim 10.24 \text{ m}^{-1}$ 。衬砌结构参数、轨道结构参数和列车荷载参数参考分别按 Hung 等^[19]、Hussein 等^[20]和蔡袁强等^[21]选取。表 1~3 分别给出了衬砌结构、列车荷载和浮置板轨道结构参数。如图 2 所示, 根据对称性, 2.5 维有限元弹性土地基模型取一半研究, 模型总体长为 50 m, 高为 27 m, 隧道中心距离地表 $h_0=16 \text{ m}$, 隧道外径 6 m, 内径 5.4 m, 衬砌厚度 0.3 m, 隧道埋深 13 m。根据计算精度要求, 单元尺寸取 1.0 m(长) \times 1.0 m(宽), 保证一个波长长度内有 6 个单元以上, 本文模型同时在靠近隧道的近场加密了网格, 如图 1(a) 所示。本文填充沟的隔振效果采用幅值衰减比 A_r 进行评价:

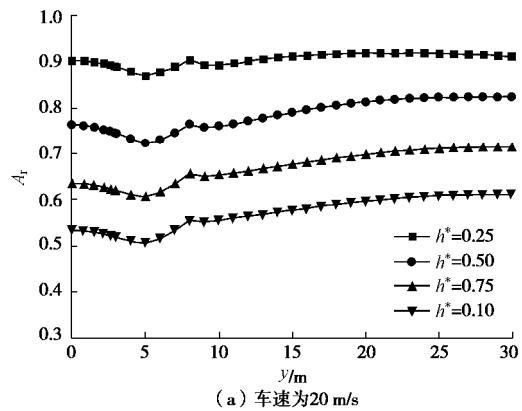
$$A_r = V_2/V_1,$$

式中, V_1 为无沟时地基速度响应幅值, V_2 为设置空沟后同一位置处速度响应幅值。将填充沟的深度 h 、宽度 b 以及填充沟到轨道中心的距离 d 用隧道中心到地表的距离 h_0 进行归一化, 归一化的参数为 $h^*=h/h_0$, $b^*=b/h_0$, $d^*=d/h_0$ 。模型参数如无说明, 按表 4 选取。

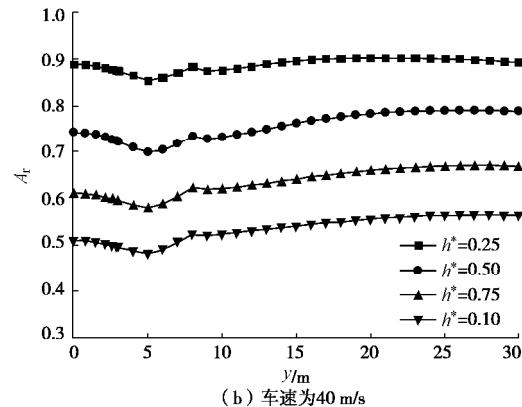
3.1 填充沟沟深的影响

填充沟沟深 h^* 依次取 0.25, 0.5, 0.75, 1.0, 在不同车速下地表 y 方向的隔振效果如图 4 所示。由图 4 可知, 设置填充沟可以有效减小地表的响应。随着填充沟深度的增加, 填充沟隔振效果变好。在沟前, 随着 y 值的增加, 地表隔振效果变好, 而在沟后, 随着

y 值的增加, 地表隔振效果变差。3 种车速下, 填充沟对沟前和沟后的地表均有一定的隔振效果, 随着车速的增大, 沟前和沟后的隔振效果都不同程度地改善。设置填充沟可以有效地减小沟前和沟后一定范围内地表的振动响应; 且填充沟深度的增加也会使隔振效果变好。



(a) 车速为 20 m/s



(b) 车速为 40 m/s

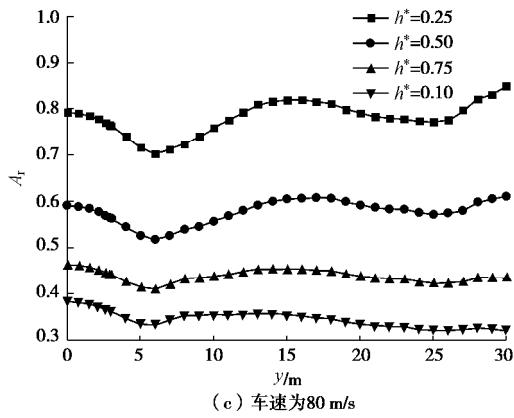


图 4 不同车速下填充沟深度对隔振效果的影响

Fig. 4 Influences of h^* on A_r at different train speeds

为了进一步研究 3 种列车速度下, 不同的填充沟深度对填充沟隔振性能的影响, 本文采用地表一定范围内填充沟的平均幅值衰减比 $\bar{A}_r = \frac{1}{T} \int_a^b A_r dx$, $T=b-a$, 其中 $a=0$ m, $b=30$ m。图 5 给出了不同车速下填充沟深度与平均幅值衰减比的关系。图 5 进一步说明, 随着填充沟深度的增加, 填充沟的隔振性能变好, 当 h^* 达到 1.5 后, 隔振效果提升速率随沟深继续增加而变缓。

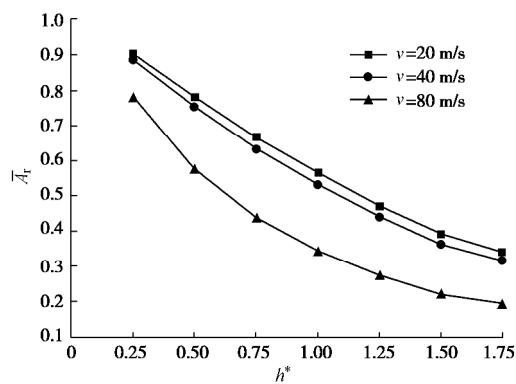


图 5 不同车速下填充沟深度与平均幅值衰减比的关系

Fig. 5 Relationship between h^* and \bar{A}_r at different train speeds

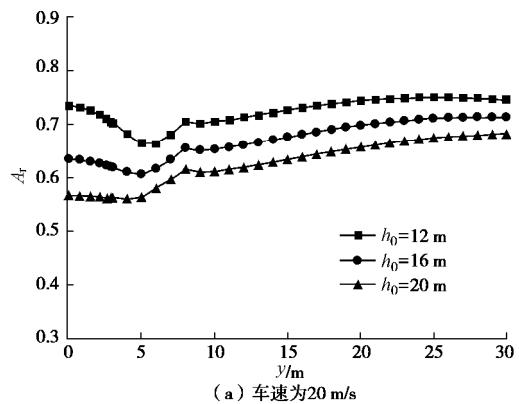
3.2 隧道埋深的影响

将填充沟沟深 h^* 取定值 0.75, 隧道中心到地表的距离 h_0 依次取 12, 16, 20 m, 在不同车速下地表 y 方向的隔振效果如图 6 所示。由图 6 可知, 列车的运行速度越高, 填充沟的隔振效果越好。当 h^* 不变时, 隧道埋深变大, 隔振效果变好。

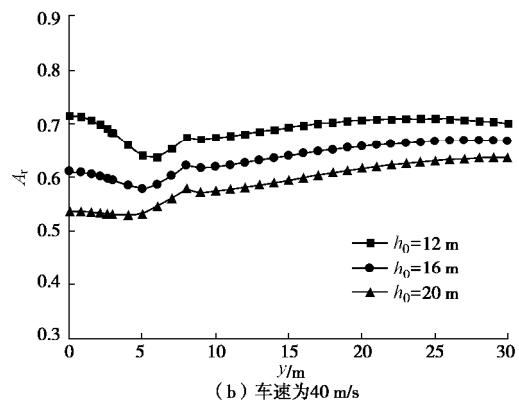
3.3 填充沟宽度的影响

填充沟宽度 b^* 依次取 0.0625, 0.125 和 0.25, 在不同车速下地表 y 方向的隔振效果如图 7 所示。由图 7 可知, 随着填充沟宽度的增加, 填充沟效果隔振效果变好。在 3 种沟宽条件下, 列车高速运行时的隔振

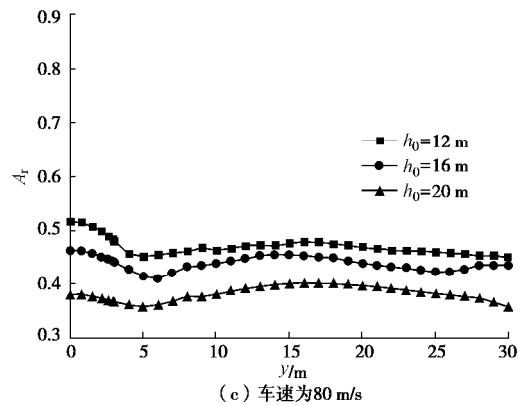
效果均较低速运行时的隔振效果有明显的增加。



(a) 车速为 20 m/s

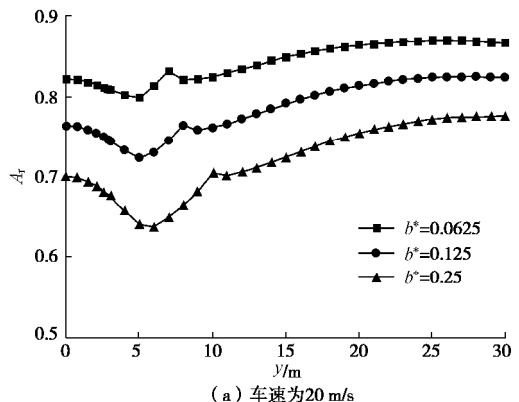


(b) 车速为 40 m/s

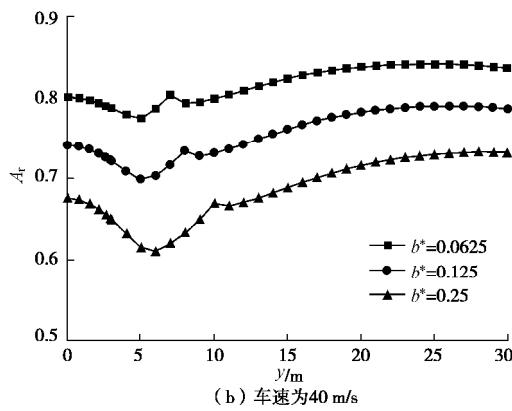


(c) 车速为 80 m/s

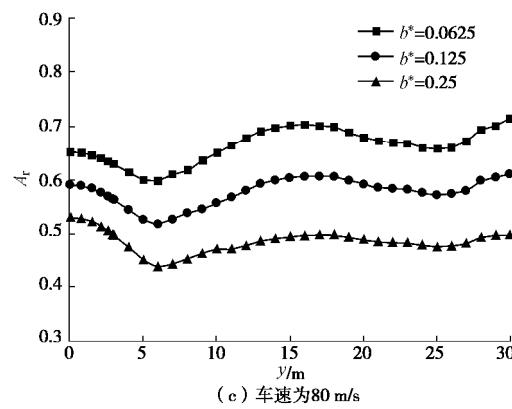
图 6 不同车速下隧道埋深对隔振效果的影响

Fig. 6 Influences of h_0 on A_r at different speeds

(a) 车速为 20 m/s



(b) 车速为40 m/s



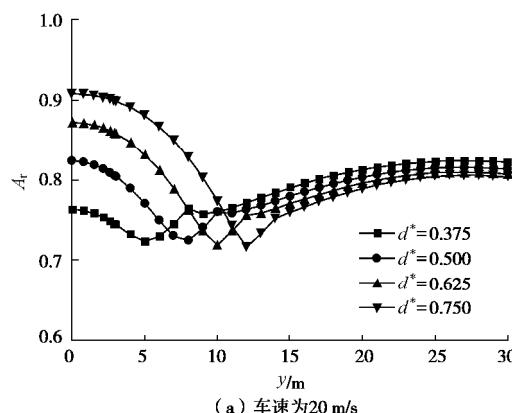
(c) 车速为80 m/s

图7 不同车速下填充沟宽度对隔振效果的影响

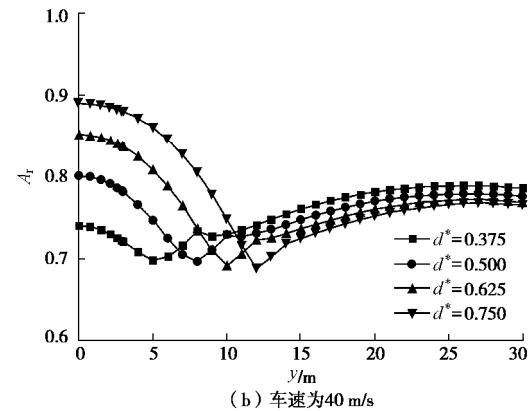
Fig. 7 Influences of b^* on A_r at different train speeds

3.4 填充沟距轨道中心水平距离的影响

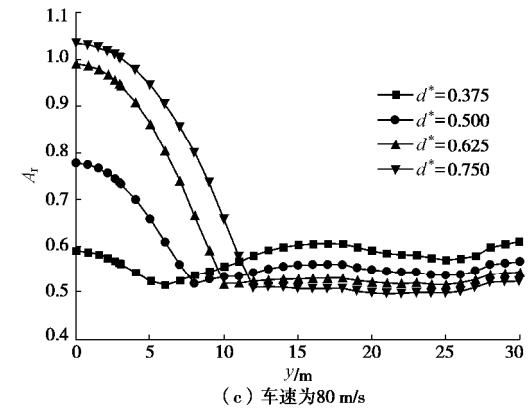
填充沟距轨道中心水平距离 d^* 依次取 0.375, 0.5, 0.625 和 0.75, 在不同车速下地表 y 方向的隔振效果如图 8 所示。由图 8 可知, 当填充沟距轨道中心水平距离为 0.375 时, 沟前隔振效果较好, 而沟后隔振效果较差。当填充沟距轨道中心水平距离为 0.75 时, 沟前隔振效果较差, 而沟后隔振效果较好。当填充沟距轨道中心水平距离为 0.375, 0.5 时, 隔振效果随着车速的增加而增加。当填充沟距轨道中心水平距离为 0.625 和 0.75 时, 在车速为 20, 40 m/s 时, 隔振效果随着车速的增加而增加, 而当车速上升到 80 m/s 超过土体剪切波速后, 沟前的隔振效果反而变差。



(a) 车速为20 m/s



(b) 车速为40 m/s



(c) 车速为80 m/s

图8 不同车速下填充沟与轨道中心水平间距对隔振效果的影响

Fig. 8 Influences of d^* on A_r at different train speeds

4 结 论

本文采用 2.5 维有限元法, 建立了列车-轨道-浮置板-衬砌-土体-填充沟耦合作用模型。系统通过衬砌与浮置板轨道在仰拱处、衬砌与地基位移和应力连续条件, 在频域和波数域中进行耦合求解, 研究了填充沟对地铁列车荷载引起地表振动的隔振效果, 主要得出以下结论:

(1) 填充沟隔振效果随沟深增加而显著变好, 当填充沟归一化深度 h^* 达到 1.5 后, 随 h^* 增加, 隔振效果改善速率变缓。

(2) 当 h^* 为一定值, 隧道埋深增加, 填充沟隔振效果变好。

(3) 随着填充沟距地铁距离增加, 沟前隔振效果减弱, 而沟后隔振效果改善。

(4) 随着地铁速度增加, 隔振沟效果在沟前与沟后都显著改善。

参考文献:

- [1] WOODS R D. Screening of surface waves in soils[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 1968, **94**(4): 951 - 979.

- [2] AHMAD S, ALHUSSAINI T M. Simplified design for vibration screening by open and in-filled trenches[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1991, **117**(1): 67 - 88.
- [3] 高广运, 冯世进, 李伟, 等. 三维层状地基竖向激振波阻板主动隔振分析[J]. 岩土工程学报, 2007, **29**(4): 471 - 476. (GAO Guang-yun, FENG Shi-jin, LI Wei, et al. 3D analysis of active vibration isolation with wave impeding block in layered ground under vertical loading[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, **29**(4): 471 - 476. (in Chinese))
- [4] ADAM M, VON ESTORFF O. Reduction of train-induced building vibrations by using open and filled trenches[J]. Computers and Structures, 2005, **83**(1): 11 - 24.
- [5] BESKOS D E, DASGUPTA B, VARDOLAKIS I G. Vibration isolation using open or filled trenches Part 1: 2D homogeneous soil[J]. Computational Mechanics, 1986(1): 43 - 63.
- [6] YANG Y B, HUNG H H. A parametric study of wave barriers for reduction of train-induced vibrations[J]. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 1997, **40**: 3729 - 3747.
- [7] 邓亚虹, 夏唐代, 陈敬虞. 车辆动荷载作用下隔振沟响应增强区数值分析[J]. 岩土工程学报, 2006, **28**(12): 2121 - 2127. (DENG Ya-hong, XIA Tang-dai, CHEN Jing-yu. Numerical analysis of response magnified area of vibration isolation trenches subjected to vehicle dynamic loads[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, **28**(12): 2121 - 2127. (in Chinese))
- [8] BESKOS D E, DASGUPTA B, VARDOLAKIS I G. Vibration isolation using open or filled trenches Part 2: 3D homogeneous soil[J]. Computational Mechanics, 1990(7): 137 - 148.
- [9] YANG Y B, HUNG H H. A 2.5D finite/infinite element approach for modelling visco-elastic bodies subjected to moving loads[J]. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 2001, **51**(11): 1317 - 1336.
- [10] HUNG H H, YANG Y B, CHANG D W. Wave barriers for reduction of train-induced vibrations in soils[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2004, **130**(12): 1283 - 1291.
- [11] 高广运, 何俊峰, 李宁, 等. 饱和地基上列车运行引起的地面振动隔振分析[J]. 岩土力学, 2011, **32**(7): 2191 - 2198. (GAO Guang-yun, HE Jun-feng, LI Ning, et al. Analysis of isolating ground vibration induced by trains running on saturated ground[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, **32**(7): 2191 - 2198. (in Chinese))
- [12] 陈功奇, 高广运. 层状地基中填充沟对不平顺列车动荷载的隔振效果研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, **33**(1): 144 - 153. (CHEN Gong-qi, GAO Guang-yun. Vibration screening effect of in-filled trenches on train dynamic loads of geometric irregular track in layered grounds[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, **33**(1): 144 - 153. (in Chinese))
- [13] VAN HOORICKX C, SCHEVENELS M, LOMBAERT G. Double wall barriers for the reduction of ground vibration transmission[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2017, **97**: 1 - 13.
- [14] 巴振宁, 梁建文, 王靖雅. 空沟对层状饱和地基中列车移动荷载的隔振性能研究[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(5): 848 - 858. (BA Zhen-ning, LIANG Jian-wen, WANG Jing-ya. Isolation effect of an open trench against train-induced vibrations in a saturated layered ground[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(5): 848 - 858. (in Chinese))
- [15] BALENDRA T, CHUA K H, LO K W, et al. steady-state vibration of subway-soil-building system[J]. Journal of Engineering Mechanics, 1989, **115**(1): 145 - 162.
- [16] ZHANG Sheng-long, WANG Wen-bin, WU Zong-zhen. Effect of periodic pile row in subway vibration isolation[J]. Procedia Engineering, 2017, **199**: 302 - 309.
- [17] DEEKS A J. Axisymmetric time-domain transmitting boundaries[J]. Journal of Engineering Mechanics, 1994, **120**(1): 25 - 42.
- [18] EASON G. The stresses produced in a semi-infinite solid by a moving surface force[J]. International Journal of Engineering Sciences, 1965, **2**(6): 581 - 609.
- [19] HUNG H H, CHEN G H, YANG G H. Effect of railway roughness on soil vibrations due to moving trains by 2.5D finite/infinite element approach[J]. Engineering Structures, 2013, **57**: 254 - 266.
- [20] HUSSEIN M F M, HUNT H E M. Modelling of floating-slab tracks with continuous slabs under oscillating moving loads[J]. Journal of Sound and Vibration, 2006, **297**(1/2): 37 - 54.
- [21] 蔡袁强, 王玉, 曹志刚. 移动荷载作用下饱和地基上板式轨道动力分析[J]. 振动工程学报, 2011, **24**(1): 48 - 54. (CAI Yuan-qiang, WANG Yu, CAO Zhi-gang. Dynamic response of slab track and saturated soil subjected to a moving train load[J]. Journal of Vibration Engineering, 2011, **24**(1): 48 - 54. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202008003

冻融条件下加筋碎石桩复合地基路堤性状研究

陈建峰¹, 顾子昂¹, 王兴涛¹, 牛富俊², 叶观宝¹, 冯守中³

(1. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092; 2. 中国科学院西北生态环境资源研究院冻土工程国家重点实验室, 甘肃 兰州 730000;
3. 武汉广益交通科技股份有限公司, 湖北 武汉 430074)

摘要: 制作了一套加筋碎石桩复合地基冷冻试验系统, 开展了 1 组加筋碎石桩复合地基路堤冻融离心模型试验和 1 组未冻融的对比试验, 以研究加筋碎石桩复合地基经历季节性冻土后填筑的路堤在冻融条件下的性状。研究结果表明: 冻融条件下加筋碎石桩复合地基在地基土未融化前, 其桩顶和桩间土沉降基本一致, 而在地基土全部融化后, 桩间土沉降显著增大; 冻融条件下路堤边坡基本保持初始坡度, 路堤下地基沉降比较均匀, 而未冻融组路堤边坡明显变缓, 路堤下地基不均匀沉降明显; 在复合地基和桩体均处于冰冻状态时, 其桩顶和桩间土应力一致, 当桩体先于桩间土融化后, 桩顶应力减小而桩间土应力增大, 而当地基土开始全部融化后, 桩间土应力快速下降而桩顶应力快速增大, 冻融条件下复合地基沉降稳定时的桩土应力比是未冻融条件下桩土应力比的 2/3 左右; 冻融条件下由于路堤加载过程中桩顶周围土体处于冰冻状态, 限制了桩顶侧向位移, 而冻土层以下土体推动下部桩体向外位移, 使得靠近路堤边坡下的桩体向路堤内弯曲, 但弯曲变形量较小, 而未冻融条件下的桩体则向路堤外弯曲且弯曲变形量较大; 加筋碎石桩适合用于季节性冻土区湿地软土地基处理, 其复合地基经历季节性冻土后填筑的路堤整体性能较好。

关键词: 路堤; 加筋碎石桩; 复合地基; 冻融; 离心模型试验; 沉降; 桩土应力比

中图分类号: TU472 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)08-1393-08

作者简介: 陈建峰(1972—), 男, 浙江余姚人, 工学博士, 教授, 主要从事加筋土结构与边坡支护、岩体力学与工程等方面的教学与研究工作。E-mail: jf_chen@tongji.edu.cn。

Behaviour of embankment on composite foundation with geosynthetic-encased stone columns under freeze-thaw condition

CHEN Jian-feng¹, GU Zi-ang¹, WANG Xin-tao¹, NIU Fu-jun², YE Guan-bao¹, FENG Shou-zhong³

(1. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. State Key Laboratory of Frozen Soil

Engineering, Northwest Institute of Eco-Environmental Resources, Chinese Academy of Sciences, Lanzhou 730000, China; 3. Wuhan
Guangyi Transportation Science and Technology Co., Ltd., Wuhan 430074, China)

Abstract: A set of freezing test system for composite foundation with geosynthetic-encased stone columns (GESCs) is developed. The centrifugal model tests are conducted on an embankment on composite foundation with GESCs under freeze-thaw condition, and the comparative tests under non-freezing condition are also conducted. The behavior of embankment built on composite foundation with GESCs subjected to seasonal freezing is studied under freeze-thaw condition. The results show that under freeze-thaw condition, the consistent settlement is found on the top of the columns and on the soil when the soil and the columns are in the frozen state, while that on the soil increases significantly after complete melting. The embankment slope remains the original slope angle and has relatively uniform settlement under freeze-thaw condition, while the significant decrease in slope angle and differential settlement are observed under non-freezing condition. When the soil and the columns are in the frozen state, the stresses on the top of the columns and on the soil between the columns are consistent. However, columns melt before the soil, the stress on the top of the columns decreases while that on the soil increases. After the soil melts completely, the stress on the soil decreases rapidly while that on the top of the columns increases rapidly. Under the freeze-thaw condition, the stress concentration ratio is relatively small, which is about 2/3 of that under non-freezing condition. Because the soil around the top of the columns is in a frozen state during the embankment loading, the lateral displacement of the top of the columns is restricted. However, the soil below the frozen soil layer pushes the lower part of the columns outward that makes the columns under the embankment slope bend inward, but small bending deformation is observed. Inversely, the columns bend outward under non-freezing condition, and the bending

基金项目: 国家自然科学基金项目(41572266, 41772289); 冻土工程国家重点实验室开放基金项目(SKLFSE201908)
收稿日期: 2019-08-12

deformation is obvious. The GESCs are suitable for the soft soil foundation treatment of wetlands in the seasonal frozen soil areas, and the overall performance of embankment built on the composite foundation with GESCs subjected to seasonal freezing is satisfactory.

Key words: embankment; geosynthetic-encased stone column; composite foundation; freezing-thawing; centrifugal model test; settlement; stress concentration ratio

0 引 言

加筋碎石桩又称为土工织物散体桩，是在土工合成材料套筒内填充碎石、砾石、砂等散体材料，从而可显著提高其在软土地基中的承载能力，减少地基的沉降量，同时还可保持很好的竖向排水能力^[1-3]。加筋碎石桩已在软土地基路堤和堤坝工程中得到成功应用^[1]。

目前国内外学者对加筋碎石桩复合地基路堤已开展了一些研究工作，但多数研究集中于采用数值模拟手段分析不同参数对复合地基路堤性状的影响^[4-10]，而有关的试验研究还比较少。Almeida 等^[11]开展了加筋碎石桩复合地基路堤现场试验，分析了桩土应力比和差异沉降量的变化规律。赵明华等^[12]、Gu 等^[13]通过室内模型试验研究了套管长度对加筋碎石桩侧向和竖向变形以及破坏模式的影响。陈建峰等^[2, 14]开展了不同筋材刚度的加筋碎石桩复合地基路堤模型试验，得出在路堤荷载下加筋碎石桩复合地基的沉降随筋材刚度的增大而显著减小，且路堤边坡下的桩体发生向外的弯曲变形，而没有出现剪切滑移趋势。Fattah 等^[15]开展了加筋碎石桩复合地基路堤模型试验，得出复合地基承载比随桩体长径比或桩间距的减小而增大。

在中国东北、华北和西北广泛的季节性冻土区分布有不少湿地保护区，在这些保护区中进行道路工程建设势必要采用地基处理技术。由于黏结材料桩（如水泥土桩、混凝土桩等）会影响湿地土质、水质或地下水渗流环境，因此采用加筋碎石桩来处理湿地软土地基处理是一个选择，如横穿呼伦贝尔核心保护区的内蒙古 S203 省道满州里至阿木古郎一级公路跨越约 7 km 的湿地，拟采用加筋碎石桩对其进行处理。然而已有的对加筋碎石桩复合地基路堤的研究均未考虑季节性冻土区冻融条件的影响。

一些学者已对路基或地基在冻融条件下的性状开展了研究工作。梁波等^[16]结合青藏铁路清水河、北麓河试验段土质条件，通过室内试验探讨和研究了不同土质在不同含水率、密实度、荷载条件下反复冻融过程中的融沉特性。王天亮等^[17]以青藏铁路那曲物流中心站场路基填料为研究对象，通过室内试验研究和分析了压实度、荷载以及冻融次数对土体融沉性质的影响规律。张玉芝等^[18]考虑冰水相变的作用，采用热弹性力学理论推导出冻土路基应力和变形的二维数值方

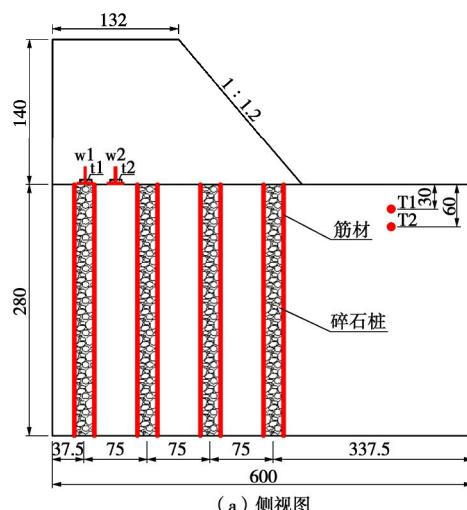
程，建立路基力学有限元模型，研究了哈大高速铁路路基冻融过程中的变形和应力分布规律。陈湘生等^[19]尝试了地基经受两个冻融循环的离心模型试验，得出在有压和无压时地基冻胀形态不同，而模型内温度分布与实际吻合。Zhou 等^[20]对人工冻土进行了一系列冻融离心模型试验，结果表明，离心加速度下冻土的解冻率较 1g 下小试样冻土的解冻率更高，且其融化锋面较天然冻土发展得更快。蔡正银等^[21]阐述了冻土离心模型试验装置的发展过程、已开展的主要试验及研究成果，并展望了冻土离心模拟技术未来的发展方向。

本文开展了 1 组加筋碎石桩复合地基路堤冻融离心模型试验，并开展了 1 组未冻融的对比试验，以研究加筋碎石桩复合地基经历季节性冻土后填筑的路堤在冻融条件下的性状。

1 离心模型试验

1.1 模型设计

本次试验采用同济大学 150g·t 复合型土工离心机。模拟对象路堤高度为 4.5 m，顶宽为 4.2 m，坡率为 1:1.2，软土地基厚度为 9 m，桩体采用筋材套筒通长加筋，桩长为 9 m，桩径为 0.8 m，桩间距为 2.5 m，正方形布桩。模型箱的有效内部尺寸为 600 mm×400 mm×500 mm（长×宽×高）。季节性冻土深度设为 1.9 m。本次试验取模型比 $N=32$ 。图 1 为缩尺后的模型尺寸。共设计制备了 1 组冻融和 1 组未冻融加筋碎石桩复合地基路堤离心模型。冻融试验组模拟的工况是加筋碎石桩复合地基经历季节性冻土后填筑路堤，而后地基融化。



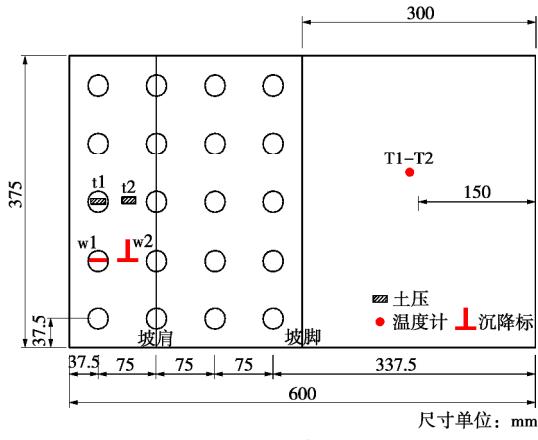


图 1 模型尺寸及传感器布设

Fig. 1 Model sizes and arrangement of instruments

1.2 模型材料及制备

(1) 地基土

模型地基土选用粒径为 0.018 mm (800 目) 高岭土制备。高岭土的液限 w_L 为 54.2%, 塑限 w_p 为 34.3%, 塑性指数 I_p 为 19.9, 饱和重度 γ_{sat} 为 17.8 kN/m³。三轴固结不排水试验测得其有效黏聚力 c' 为 0, 有效内摩擦角 $\phi' = 27.7^\circ$ 。

(2) 路堤填土

路堤填土采用粒径为 0.5~2 mm 的铁矿砂, 其最大和最小干密度分别为 2.4, 1.8 g/cm³。路堤填筑密度控制为 2.2 g/cm³, 含水率为 4%。直剪试验测得其黏聚力 $c=0$, 内摩擦角 $\phi=44^\circ$ 。

(3) 桩体材料

桩体材料采用粒径为 2.5~3 mm 的石英砂, 其不均匀系数 $C_u=1.891$, 曲率系数 $C_c=0.857$, 平均粒径 $d_{50}=2.64$ mm, 最大和最小干密度分别为 1.85, 1.60 g/cm³, 制作的模型桩桩体的密度控制为 1.75 g/cm³, 即压实系数达到 95%。通过直剪试验获得其黏聚力 $c=0$, 内摩擦角 $\phi=38^\circ$ 。

(4) 模型筋材

选取尼龙灰窗纱作为模型筋材, 其抗拉强度为 2.5 kN/m, 5% 拉伸率时的拉伸力为 0.9 kN/m, 筋材刚度 (5% 拉伸率时拉伸力与拉伸率之比) 为 18 kN/m。模型筋材还原为原型时的强度和刚度分别为 80, 576 kN/m。

1.3 试验过程

(1) 制备模型地基土

将高岭土和水以质量比 1:1 混合搅拌均匀, 倒入内壁贴有两层聚四氟乙烯膜的模型箱内, 而后在 32g 离心加速度下固结 2 h。采用小型静力触探仪^[14]对固结后的地基土进行贯入试验, 图 2 为冻融组和未冻融组试验地基土不排水抗剪强度 c_u 沿深度分布曲线, 可见两者土性接近, c_u 约为 6 kPa。

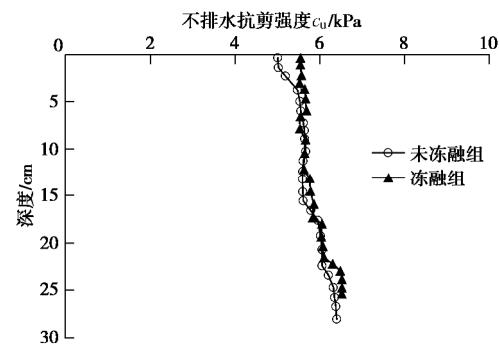


图 2 小型静力触探试验

Fig. 2 Small-scale static cone penetration tests

(2) 打设加筋碎石桩

首先将预钻好桩位孔的定位板置于模型地基土表面, 而后将抹了润滑油的外径 25 mm, 壁厚 0.8 mm 的无缝薄壁钢管从桩位孔中压入到地基土内, 采用螺旋取土器取出管内的土体, 接着将缝制好的筋材套筒放入钢管内, 灌入石英砂, 每灌入 5 cm 左右用击实杆击实 40 下, 使桩体达到其控制密度 1.75 g/cm³。重复此步骤直到桩体施作完成。

(3) 布置测量仪器

靠近路堤中心线附近地基土表面布置 2 个 BWM 型土压力计, 量程为 300 kPa, 精度为 2 级, 其中土压力计 t1 布置在桩顶, 土压力计 t2 布置在桩间土上。在桩顶和桩间土上各埋设 1 个沉降标 (w1、w2)。对于冻融组, 在路堤以外地基土中布置 2 个热电偶温度传感器 (T1、T2), 其测温范围 -50℃~200℃, 精度为 ±0.1℃, 埋设深度分别距地表 3, 6 cm, 以监测冻融时的温度。具体布置见图 1 所示。

(4) 冷冻地基土

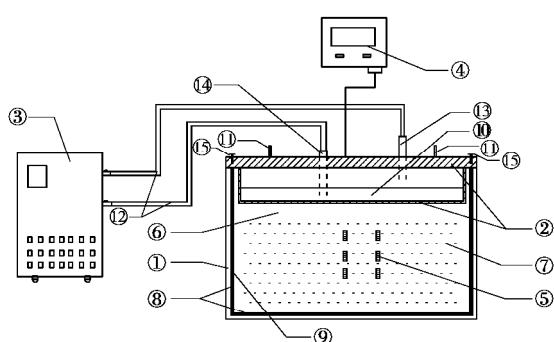
冷冻设备采用上海互佳仪器厂生产的型号为 DLSB-30/80 低温冷却液循环泵, 其制冷温度范围为 -80℃~40℃, 精度为 ±0.2℃。

制作了一套加筋碎石桩复合地基冷冻试验系统, 如图 3 所示。采用该系统对加筋碎石桩复合地基进行冷冻, 当温度传感器 T2 监测的温度达到 0℃左右时, 停止冷冻, 此时冷冻深度距地表 6 cm 左右, 相当于原型冻土深度 1.9 m 左右。冷冻完成后的加筋碎石桩复合地基如图 4 所示。

(5) 进行离心模型试验

采用铁矿砂填筑路堤, 其密度控制为 2.2 g/cm³。将填筑好路堤的模型箱置于离心机上, 连接好传感器、相机线路后开始试验。

2 组试验均在 5 min 内将离心加速度加至 32g, 而后冻融组试验保持 32g 运转至 1000 min 结束, 未冻融组试验保持 32g 运转至 70 min 结束。



①-模型箱; ②-冷冻液盛置箱; ③-冷冻循环泵; ④-温度采集仪
⑤-温度传感器; ⑥-高强度透明钢化玻璃; ⑦-地基土; ⑧-隔热
保温材料; ⑨-铁氟龙薄膜; ⑩-90%以上高浓度乙二醇; ⑪-不锈
钢把手; ⑫-硅胶管; ⑬-进液口; ⑭-排液口; ⑮-固定螺栓

图 3 冷冻试验系统示意图

Fig. 3 Schematic diagram of freezing test system

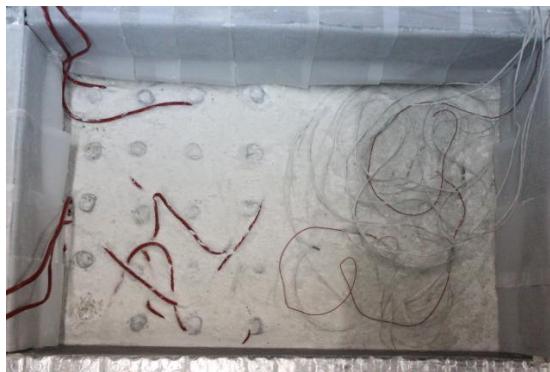


图 4 冷冻完成后加筋碎石桩复合地基

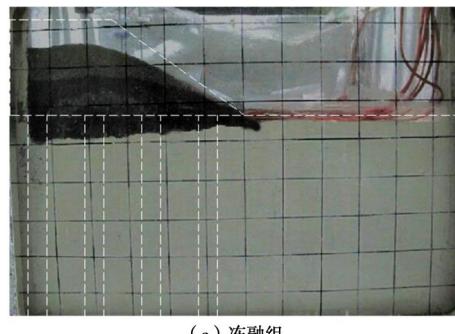
Fig. 4 Composite foundation with GESCs after freezing

2 结果分析

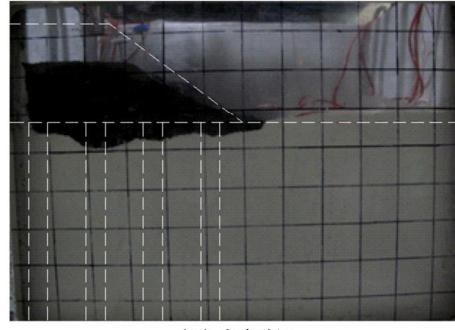
2.1 路堤变形

图5为试验结束时2组试验的路堤变形图, 图中采用虚线标出了运转前路堤和桩体轮廓图。由图5可见, 冻融组复合地基沉降呈现路堤中心附近以下较大而边坡下有所减小。从冻融组路堤外地基表面沉降看, 地基产生了融沉, 其值约为8 mm; 而未冻融组路堤外地基表面则产生隆起, 隆起最大值约为20 mm。冻融组路堤边坡基本保持初始坡度, 路堤下地基沉降比较均匀; 而未冻融组路堤边坡明显变缓, 路堤下地基不均匀沉降明显。这与两者的加筋碎石桩桩体变形差异相关, 将在2.3节中作进一步讨论。

图6为2组试验中布置在桩顶的沉降标w1点和布置在桩间土上沉降标w2点测得的沉降随时间变化曲线。由图6(a)可见, 冻融组在约500 min之内的加载和休止期间其桩顶和桩间土沉降基本一致, 而从500 min开始桩间土沉降大于桩顶沉降, 到700 min左右桩顶和桩间土沉降开始趋于稳定。



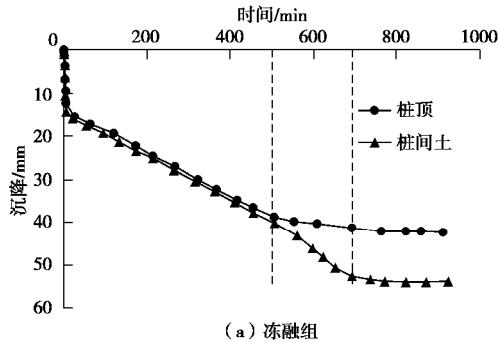
(a) 冻融组



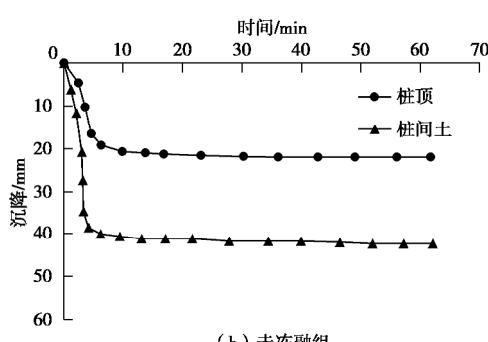
(b) 未冻融组

图 5 试验结束后路堤变形图

Fig. 5 Photos of embankments after tests



(a) 冻融组



(b) 未冻融组

图 6 桩顶与桩间土沉降

Fig. 6 Settlements on top of columns and soil

500 min开始桩间土沉降大于桩顶沉降的原因是此时路堤下冻土开始全部融化。图7为埋设于路堤外距地基土表面3, 6 cm深度T1和T2温度传感器监测的地基土温度变化曲线, 可以看到, T1温度在440 min左右从零度以下升至约0.2℃, 而后很快升高, T2传感器温

度则在500 min左右开始很快升高。

由图6 (b) 可见, 未冻融组在加载期和休止期的桩间土沉降均显著大于桩顶沉降, 且桩顶和桩间土沉降在加载期即已完成了大部分的沉降, 这是由于加筋碎石桩在软土中具有很好的排水性能^[2, 12]。

表1列出了冻融组和未冻融组在加载期末和休止期末桩顶和桩间土沉降值及沉降差值。可以看到, 在休止期末, 冻融组桩顶和桩间土沉降分别达到42, 54 mm, 分别是未冻融组桩顶和桩间土沉降的1.9倍和1.3倍左右。而冻融组在加载期末和休止期末的桩顶和桩间土差异沉降分别为2, 12 mm, 均明显小于未冻融组情况。

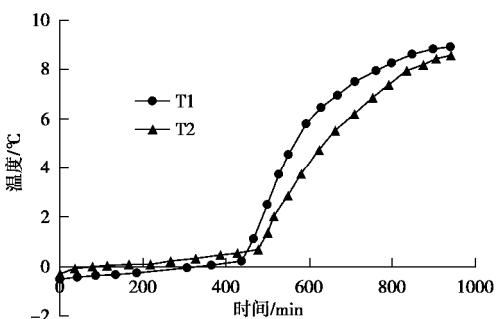


图7 地基土中温度

Fig. 7 Temperatures in foundation

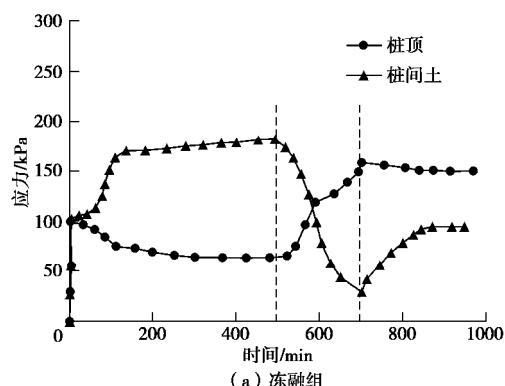
表1 桩顶和桩间土沉降

Table 1 Settlements on top of columns and soil (mm)

试验	桩顶沉降		桩间土沉降		差异沉降	
	加载	休止	加载	休止	加载	休止
	期末	期末	期末	期末	期末	期末
冻融组	12	42	14	54	2	12
未冻融组	19	22	37	42	18	20

2.2 桩土应力

图8为2组试验桩顶和桩间土应力随时间变化曲线图。由图8 (a) 可见, 冻融组在加载期桩顶和桩间土应力几乎同步升至100 kPa左右, 这与4.5 m高原型路堤自重应力99 kPa一致。从休止期初开始至500 min, 桩间土应力变大, 而桩顶应力变小。其原因是桩体碎石导热率高于桩间土, 桩体先于桩间土融化, 导致桩体模量降低所致。



(a) 冻融组

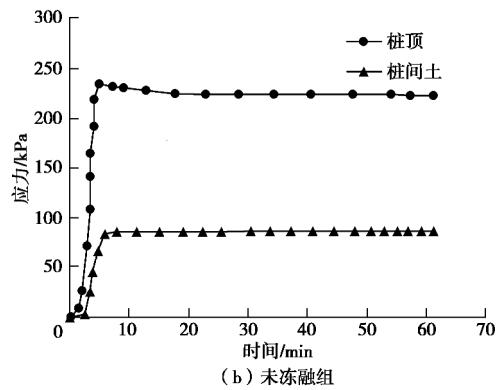


图8 桩顶和桩间土应力

Fig. 8 Stresses on top of columns and soil

笔者^[23]曾开展了加筋碎石桩柱体大三轴试验, 得出了柱体模量 E_p 统计回归公式如下:

$$E_p = k \frac{\left(P_{rl} + \frac{T}{R} \right) \tan^2 \left(45^\circ + \frac{j}{2} \right)}{e_1} \quad (1)$$

式中 T 为筋材拉伸强度(kN/m); R 为桩体直径(m); k 为柱体模量修正系数, 取 1.90; j 为填料内摩擦角(°); e_1 为筋材拉伸强度对应的拉伸率; P_{rl} 为桩周侧向有效应力(kPa)。

对本问题的原型, 如1.2节所述, $T=80$ kN/m, $R=0.8$ m, $j=38^\circ$, $e_1=19\%$ 。桩顶的 P_{rl} 可取为 0, 桩端(9 m深度)的 P_{rl} 约为 70 kPa。则按式(1), 可以得到桩顶的柱体模量 $E_p=4.23$ MPa, 桩端的桩身模量 $E_p=7.15$ MPa, 这可看作柱体融化后的模量。参照文献[24]与本文相同塑性指数的黏性土冻土模量, 本文未融化的桩间土的模量可以达到9 MPa左右, 均较融化后的桩顶和桩端处柱体的模量高。因此, 在休止期初开始至500 min期间, 上覆路堤自重应力从融化后的柱体向未融化的桩间土转移。

500~700 min, 桩间土应力快速下降, 而桩顶应力快速增大, 这是由于此阶段桩间土开始全部融化, 桩间土模量急剧降低, 使得上覆路堤应力又很快向柱体转移。700 min后桩顶应力有所减小, 而桩间土应力反过来增大, 这是由于桩间土固结后模量增大所致。

由图8 (b) 可见, 未冻融组桩顶应力在加载期末达到最大, 休止期略减小后趋于稳定, 桩间土应力相对较小并在休止期趋于稳定。

图9为2组试验桩土应力比-时间曲线。由图9可见, 冻融组桩土应力比从加载期的1, 降低至500 min时的0.35左右, 而后增大至700 min时的5.1左右, 再降低并稳定在1.6左右。未冻融组的桩土应力比在加载期末达到2.7左右, 休止期末稳定在2.5左

右。可见，冻融组休止期末的桩土应力比较小，约为未冻融组的 2/3 左右。

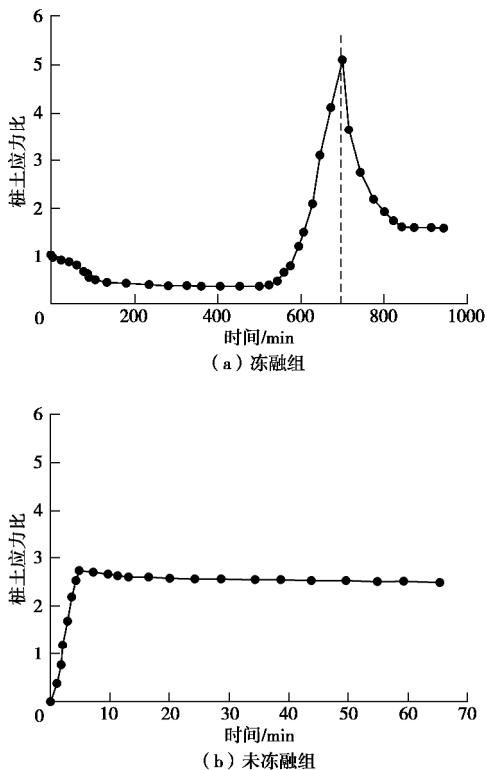
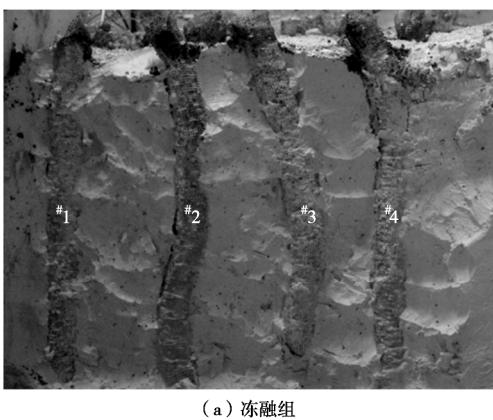


图 9 桩土应力比

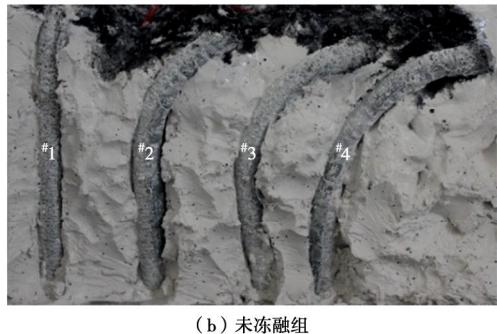
Fig. 9 Stress concentration ratio

2.3 桩体变形

试验结束后挖除桩周土体以便观察桩体变形。图 10 为 2 组试验桩体变形图。由图可见，两者路堤中心的 #1 桩体基本保持垂直状态，而靠近路堤边坡下的 #2、#3、#4 桩体均发生弯曲变形，但两者弯曲变形量和弯曲方向均不同。未冻融组桩体向路堤外弯曲，并产生明显的弯曲变形量，这与以往研究结果一致^[2, 10]；而冻融组桩体向路堤内弯曲，且弯曲变形量较小，这是由于路堤加载过程中桩顶附近复合地基土处于冰冻状态，限制了桩顶侧向位移，而冻土层以下的土体向外位移，推动下部桩体向外位移。



(a) 冻融组



(b) 未冻融组

图 10 桩体变形图

Fig. 10 Deformations of columns

图 5 中冻融组和未冻融组路堤和地基土变形性状不同，即与两者路堤下的桩体弯曲变形量和弯曲方向不同有关系。冻融组桩体向内弯曲且弯曲变形量小，使得其上路堤能基本保持堆载时的形状，其复合地基沉降也较均匀；同时路堤中心附近较路堤边坡的荷载大，因而前者的沉降也较后者大一些。未冻融组桩体由于产生向外明显弯曲，使得路堤填土向外扩散，坡度降低，其复合地基土沉降亦相对不均匀。

3 结 论

本文制作了一套加筋碎石桩复合地基冷冻试验系统，开展了一组加筋碎石桩复合地基路堤冻融离心模型试验和一组未冻融的对比试验，以研究加筋碎石桩复合地基经历季节性冻土后填筑的路堤在冻融条件下的性状。得出如下结论：

(1) 冻融条件下加筋碎石桩复合地基在地基土未融化前，其桩顶和桩间土沉降基本一致；地基土全部融化后，桩间土沉降变大。冻融条件下路堤边坡基本保持初始坡度，路堤下地基沉降比较均匀；而未冻融组路堤边坡明显变缓，路堤下地基不均匀沉降明显。

(2) 冻融条件下加筋碎石桩复合地基路堤在地基和桩体均处于冰冻状态时，其桩顶和桩间土应力一致；在桩体先于桩间土融化后，桩体模量降低，桩顶应力开始向桩间土转移，导致桩顶应力小于桩间土应力；在桩间土全部融化后，桩间土模量很快降低，使得桩间土应力快速下降，而桩顶应力快速增大。冻融条件下复合地基沉降稳定时的桩土应力比为 1.6，是未冻融条件下桩土应力比的 2/3 左右。

(3) 冻融条件下，由于路堤加载过程中桩顶周围地基土处于冰冻状态，限制了桩顶侧向位移，而冻土层以下土体推动下部桩体向外位移，使得靠近路堤边坡下的桩体向路堤外弯曲，但弯曲变形量较大。未冻融条件下的桩体则向路堤外弯曲且弯曲变形量较大。

(4) 加筋碎石桩适合用于季节性冻土区湿地软土

地基处理, 其复合地基经历季节性冻土后填筑的路堤整体性能较好。

参考文献:

- [1] ALEXIEW D, BROKEMPER D, LOTH SPEICH S. Geotextile encased columns (GEC): load capacity, geotextile selection and pre-design graphs[C]// Proceedings of the Geo-frontiers Conference, 2005, Austin: 497 - 510.
- [2] 陈建峰, 李良勇, 徐超, 等. 路堤荷载下土工织物散体桩复合地基离心模型试验[J]. 岩土工程学报, 2018, **40**(5): 932 - 938. (CHEN Jian-feng, LI Liang-yong, XU Chao, et al. Centrifuge model tests of composite foundation reinforced with geosynthetic-encased stone columns under embankment load[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **40**(5): 932 - 938. (in Chinese))
- [3] LO S R, ZHANG R, MAK J. Geosynthetic-encased stone columns in soft clay: a numerical study[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2010, **28**(3): 292 - 302.
- [4] YOO C. Performance of geosynthetic-encased stone columns in embankment construction: numerical investigation[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2010, **136**(8): 1148 - 1160.
- [5] ELSAWY M B D. Behaviour of soft ground improved by conventional and geogrid-encased stone columns, based on FEM study[J]. Geosynthetics International, 2013, **20**(4): 276 - 285.
- [6] RAJESH S, JAIN P. Influence of permeability of soft clay on the efficiency of stone columns and geosynthetic-encased stone columns—a numerical study[J]. International Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **9**(5): 483 - 493.
- [7] YOO C. Settlement behavior of embankment on geosynthetic-encased stone column installed soft ground: a numerical investigation[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2015, **43**(6): 484 - 492.
- [8] RAJESH S. Time-dependent behaviour of fully and partially penetrated geosynthetic encased stone columns[J]. Geosynthetics International, 2016, **24**(1): 1 - 12.
- [9] MOHAPATRA S R, RAJAGOPAL K. Undrained stability analysis of embankments supported on geosynthetic encased granular columns[J]. Geosynthetics International, 2017, **24**(5): 465 - 479.
- [10] CHEN J F, LI L Y, XUE J F, et al. Failure mechanism of geosynthetic-encased stone columns in soft soils under embankment[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2015, **43**(5): 424 - 431.
- [11] ALMEIDA M S S, HOSSEINPOUR I, RICCIO M, et al. Behavior of geotextile-enclosed granular columns supporting test embankment on soft deposit[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2014, **141**(3): 04014116.
- [12] 赵明华, 顾美湘, 张玲, 等. 竖向土工加筋体对碎石桩承载变形影响的模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(9): 1587 - 1593. (ZHAO Ming-hua, GU Mei-xiang, ZHANG Ling, et al. Model tests on influence of vertical geosynthetic-encasement on performance of stone columns[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(9): 1587 - 1593. (in Chinese))
- [13] GU M, ZHAO M, ZHANG L, et al. Effects of geogrid encasement on lateral and vertical deformations of stone columns in model tests[J]. Geosynthetics International, 2015, **23**(2): 100 - 112.
- [14] 陈建峰, 王波, 魏静, 等. 加筋碎石桩复合地基路堤模型试验[J]. 中国公路学报, 2015, **28**(9): 1 - 8. (CHEN Jian-feng, WANG Bo, FENG Shou-zhong, et al. Model tests of embankments on soft foundation reinforced with geosynthetic-encased stone columns[J]. China Journal of Highway and Transport, 2015, **28**(9): 1 - 8. (in Chinese))
- [15] FATTAH M Y, ZABAR B S, HASSAN H A. Experimental analysis of embankment on ordinary and encased stone columns[J]. International Journal of Geomechanics, 2016, **16**(4): 1 - 13.
- [16] 梁波, 张贵生, 刘德仁. 冻融循环条件下土的融沉性质试验研究[J]. 岩土工程学报, 2006, **28**(10): 1213 - 1217. (LIANG Bo, ZHANG Gui-sheng, LIU De-ren. Experimental study on thawing subsidence characters of permafrost under frost heaving and thawing circulation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, **28**(10): 1213 - 1217. (in Chinese))
- [17] 王天亮, 卜建清, 王扬, 等. 多次冻融条件下土体的融沉性质研究[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(4): 625 - 632. (WANG Tian-liang, BU Jian-qing, WANG Yang, et al. Thaw subsidence properties of soils under repeated freeze-thaw cycles[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(4): 625 - 632. (in Chinese))
- [18] 张玉芝, 杜彦良, 孙宝臣, 等. 季节性冻土地地区高速铁路路基冻融变形规律研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, **33**(12): 2546 - 2553. (ZHANG Yu-zhi, DU Yan-liang, SUN Bao-cheng, et al. Roadbed deformation of high-speed railway due to freezing-thawing process in seasonally frozen regions[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and

- Engineering, 2014, **33**(12): 2546 – 2553. (in Chinese))
- [19] 陈湘生, 潘家骝, 殷昆亭, 等. 地基冻-融循环离心模型试验研究[J]. 清华大学学报(自然科学版), 2002(4): 531 – 534. (CHEN Xiang-sheng, PU Jia-liu, YIN Kun-ting, et al. Centrifuge modelling tests of foundation undergoing two cycles of frost heave and thaw settlement[J]. Journal of Tsinghua University (Science & Technology), 2002(4): 531 – 534. (in Chinese))
- [20] ZHOU J, TANG Y Q. Centrifuge experimental study of thaw settlement characteristics of mucky clay after artificial ground freezing[J]. Engineering Geology, 2015, **190**: 98 – 108.
- [21] 蔡正银, 张晨, 黄英豪. 冻土离心模拟技术研究进展[J]. 水利学报, 2017, **48**(4): 398 – 407. (CAI Zheng-yin, ZHANG Chen, HUANG Ying-hao. A review on the development of geotechnical centrifuge modeling technique on frozen ground engineering[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2017, **48**(4): 398 – 407. (in Chinese))
- [22] 陈建峰, 柳军修, 马君. 实验室用小型单桥静力触探探头的标定[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2012, **40**(4): 549 – 552, 588. (CHEN Jian-feng, LIU Jun-xiu, MA Jun. Calibration of a miniature cone penetrometer for geotechnical model test[J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2012, **40**(4): 549 – 552, 588. (in Chinese))
- [23] 陈建峰, 王兴涛, 曾岳, 等. 土工织物散体桩桩体大三轴试验研究[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(12): 2212 – 2218. (CHEN Jian-feng, WANG Xing-tao, ZENG Yue, et al. Large triaxial compression tests on geosynthetic-encased granular columns[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(12): 2212 – 2218. (in Chinese))
- [24] 王静, 刘寒冰, 吴春利. 冻融循环对不同塑性指数路基土弹性模量的影响研究[J]. 岩土力学, 2012, **33**(12): 3665 – 3668. (WANG Jing, LIU Han-bing, WU Chun-li. Influence of freeze-thaw cycles on elastic modulus of subgrade soil with different plasticity indices[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, **33**(12): 3665 – 3668. (in Chinese))

2020 年黄文熙讲座(第 23 讲)学术报告会成功举行

2020年7月11日,由《岩土工程学报》编委会主办,河海大学承办的第23讲黄文熙讲座学术报告会在河海大学科学会堂举办。由于新冠肺炎防控要求,本届黄文熙讲座采用线上与线下相结合的方式举行。本届黄文熙讲座主讲人分别为南京水利科学研究院蔡正银教高和中国地震局兰州地震研究所王兰民研究员。

河海大学副校长郑金海教授和南京水利科学研究院院长、《岩土工程学报》编委会主任陈生水教高先后致辞。黄文熙讲座主讲人南京水利科学研究院蔡正银教高做了题为“板桩结构土压力理论的创新发展”,中国地震局兰州地震研究所王兰民研究员做了题为“黄土地层大规模地震液化滑移的机理和风险评估”的报告。他们的精彩演讲得到现场同行们的高度评价。本届黄文熙讲座设河海大学现场报告会、采用腾讯会议和微信会议直播。2385位岩土工程同行参与交流,参会代表人数创历

史记录,其中河海大学科学会堂有85位代表参加现场报告会,300位代表在腾讯会议平台与现场互动,2000余人在微信会议平台听取报告。

黄文熙讲座是1998年为纪念黄文熙先生诞辰90周年而开设的我国岩土力学与工程领域最高学术水平的讲座。黄文熙先生是著名的水工结构和岩土工程学专家,我国土力学学科奠基人之一,新中国水利水电科学研究事业的开拓者,在水利水电工程、结构工程和岩土工程领域都取得了杰出的成就。黄文熙先生致力于水利水电工程教育事业60多年,培养了大批工程技术人才,被推崇为土力学界的一代宗师。黄文熙讲座主讲人每年由《岩土工程学报》六个主办学会推荐候选人,再由《岩土工程学报》全体编委投票选举产生。目前,黄文熙讲座已举办了23讲,已经成为我国岩土工程界重要的学术交流平台。

DOI: 10.11779/CJGE202008004

缓冲/回填材料——膨润土颗粒及其混合物研究进展

刘樟荣¹, 崔玉军^{1, 3}, 叶为民^{*1, 2}, 王琼^{1, 4}, 张召¹, 陈永贵^{1, 2}

(1. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092; 2. 同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092;
3. 法国国立路桥大学, 法国 巴黎 77455; 4. 同济大学高等研究院, 上海 200092)

摘要: 膨润土颗粒是一种用于填充高放废物地质处置库中各种施工接缝和空隙的缓冲/回填材料。从膨润土颗粒的制备方法、填充技术与堆积性质、热传导特性、水力特性、结构演化规律及力学特性等 6 个方面, 全面回顾和总结了近年来对膨润土颗粒的研究成果与最新进展, 并分别指出了各方面值得进一步深入研究的几个课题。研究表明, 膨润土颗粒可由多种方法制备, 也可采用多种技术填充到处置库中, 其堆积干密度和均匀性与充填技术、级配、堆积方式等因素有关, 其热传导系数与干密度、含水率和温度等因素有关, 其水力-力学特性与级配、干密度及温度等因素有关。通水水化或降低吸力过程中, 颗粒混合物由初始松散结构逐渐转变为胶结融合结构, 及至水化饱和后基本达到宏观上的均一化结构, 但微观层次的均一化过程仍将持续漫长的时间。考虑到处置库实际运营工况的复杂性, 科学高效的颗粒混合物填充技术、多场(热-水-化-力)耦合条件下的颗粒混合物水力-力学特性及结构演化规律是今后值得深入探索的研究方向。

关键词: 深地质处置; 缓冲/回填材料; 膨润土颗粒; 颗粒混合物

中图分类号: TU41 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2020)08-1401-10

作者简介: 刘樟荣(1990—), 男, 江西赣州人, 博士, 博士后, 主要从事非饱和土力学与工程地质方面的研究工作。
E-mail: liuzr@tongji.edu.cn。

Advances in researches on buffer/backfilling materials—bentonite pellets and pellet mixtures

LIU Zhang-rong¹, CUI Yu-jun^{1, 3}, YE Wei-min^{1, 2}, WANG Qiong^{1, 4}, ZHANG Zhao¹, CHEN Yong-gui^{1, 2}

(1. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China; 3. Laboratoire Navier, Ecole des Ponts ParisTech, Paris 77455, France; 4. Institute for Advanced Study, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: The bentonite pellet is considered as an alternative buffer/backfilling material to fill technological voids and empty space in high-level radioactive waste (HLW) repository. The previous studies on the bentonite pellets are carefully reviewed and summarized, including their manufacturing methods, emplacement techniques, thermal conductivity, hydraulic behavior, structural change and mechanical behavior. Correspondingly, the research subjects worth further investigation are put forward. The results in the literatures indicate that the pellets can be manufactured and emplaced using several techniques, which together with size gradation and packing protocol can influence the packing dry density and homogeneity. For the pellet mixtures, the thermal conductivity is mainly governed by dry density, water content and temperature, and the hydro-mechanical behavior is related to size gradation, dry density and temperature. Upon liquid or suction controlled hydration, the initial loose-structured pellet mixtures will gradually transfer to the cemented state and finally present a homogeneous appearance at saturation. However, much longer duration is required before getting a completely homogeneous state. Considering the complexity of the operation conditions in a HLW repository, the improvements on emplacement techniques of the pellets and the investigations on the hydro-mechanical behavior and structural change under the coupled thermo-hydro-chemo-mechanical conditions should be further conducted.

Key words: geological disposal; buffer/backfilling material;
bentonite pellet; pellet mixture

0 引言

在许多国家的高放废物(HLW)深地质处置库概

基金项目: 国家重大科研仪器研制项目(41527801); 国家自然科学基金项目(41672271, 41807237); 上海市浦江人才计划项目(18PJ1410200)

收稿日期: 2019-09-16

*通信作者(E-mail: ye_tju@tongji.edu.cn)

念中, 高压实膨润土块体等缓冲/回填材料被用来填充处置容器与围岩之间的空隙, 构成一道重要的工程屏障, 以延缓地下水入渗、阻滞核素迁移、传递核素衰变热和维护处置库结构稳定性^[1]。然而, 以高压实膨润土块体砌筑的工程屏障将不可避免地存在各种各样的施工接缝^[2], 包括块体与处置容器之间、块体与块体之间及块体与围岩之间的缝隙。这些施工接缝将成为地下水入渗和核素外泄的优势通道, 大大降低了工程屏障的缓冲性能, 直接威胁到处置库的长期安全运营^[3]。为此, Salo 等^[4]首次提出采用高密度膨润土颗粒及其与膨润土粉末的混合物来填充施工接缝(图 1 (a)), 或者取代膨润土块体作为主体缓冲/回填材料(图 1 (b))。

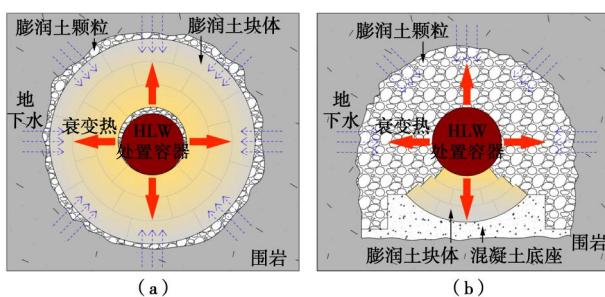


图 1 膨润土颗粒在高放废物处置库中的应用

Fig. 1 The application of bentonite pellets in HLW repository

膨润土颗粒是一种由天然膨润土粉末制成的高密度(通常大于 1.80 g/cm^3)颗粒状土材料。由于其具有高膨胀性、低渗透性和良好的核素吸附性能, 又便于机械化制造、袋装化运输和自动化填充, 且能够有效填充处置库中的各种施工接缝或空隙, 膨润土颗粒已被瑞典 SKB、芬兰 Posiva、加拿大 N.W.M.O.、瑞士 NAGRA、法国 ANDRA、比利时 SCK/CEN 及其它国家(如日本、中国、印度、韩国和乌克兰等)的处置库概念选为候选缓冲/回填材料^[5]。许多学者也针对膨润土颗粒及其混合物的堆积性质、热传导性质、水力-力学特性和结构演化规律开展了大量研究工作^[6]。遗憾的是, 这些研究成果大多零散地分布在 SKB、Posiva 和 NAGRA 等机构的研究报告中, 缺乏必要的整理与综述。

本文拟对膨润土颗粒的制备方法、填充技术与堆积性质、热传导特性、水力特性、结构演化规律及力学特性等 6 个方面的研究成果和最新进展进行简要回顾与介绍, 并分别指出各方面值得进一步深入研究的几个课题, 以期为膨润土颗粒相关课题研究和工程实践提供参考与借鉴。

1 颗粒制备方法

按照制备工艺原理, 膨润土颗粒的制备方法主要可分为 5 种: 挤压法、辊压法、压实法、压实-破碎法

和湿-干-破碎法。其中, 挤压法和辊压法在国际上应用最为普遍, 压实-破碎法在国内应用最为广泛。各种方法的原理和优缺点如表 1 所示。

表 1 膨润土颗粒的制备方法比较

Table 1 Overview of manufacture techniques for bentonite pellets

方法	原理	颗粒性质	优点	缺点
挤压法	机械压实	形状规则 大小统一	工序简单, 效率高, 机械化程度高	需要特定的模具, 粒径范围有限
辊压法	机械压实	形状各异	可制备各种粒径的颗粒	低, 难以控制
压实法	机械破碎	大小不一	机械破碎的初始粒径	
压实-破碎法	机械破碎			工序多, 效率低, 难以控制

挤压法采用一对碾轮将膨润土粉末压入多孔不锈钢碾盘中, 成型的膨润土“条”从碾盘下部挤出, 可根据需要截取特定长度的膨润土颗粒, 颗粒呈杆状或圆柱状(图 2)^[7-8]。

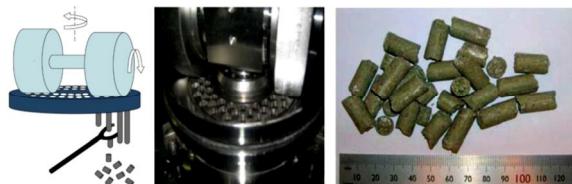


图 2 挤压法及其制备的颗粒^[7-8]

Fig. 2 Extrusion method and produced pellets^[7-8]

辊压法采用一组相向滚动的碾轮将膨润土粉末压入碾轮表面的凹“坑”中, 形成枕状或杏仁状的颗粒(图 3)^[7, 9-11]。



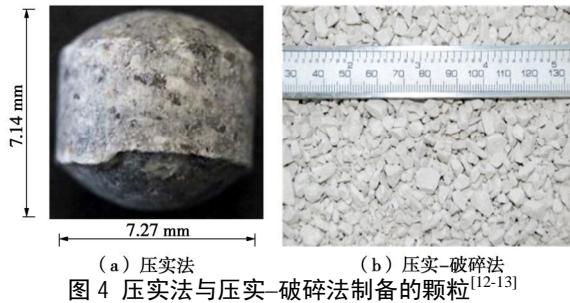
图 3 辊压法及其制备的颗粒^[7, 11]

Fig. 3 Roller compaction method and produced pellets^[7, 11]

压实法是直接将膨润土粉末快速压入特定规格的模具中来制备高密度颗粒, 颗粒呈规则的凸顶圆柱体状(图 4 (a))^[12]。

压实-破碎法先采用压力机将膨润土粉末压实成高密度块体, 然后采用破碎机将块体破碎成不同粒径的颗粒, 最后筛分成不同粒组以配制不同粒径级配的颗粒混合物(图 4 (b))。文献[6, 13, 14~19]分别采用该方法制备了不同粒径的高庙子(GMZ)膨润土颗粒。

湿-干-破碎法是先将膨润土粉末湿化成膏状, 待其风干固结后, 用破碎机械将其破碎成细小的颗粒, 最后筛分成不同粒组以配制不同粒径级配的颗粒混合物^[20]。

图 4 压实法与压实—破碎法制备的颗粒^[12-13]Fig. 4 Pellets manufactured by compaction and compaction-crushing methods^[12-13]

实际上,各种方法的颗粒产品质量(干密度、强度及微裂缝发育程度等)主要取决于膨润土粉末的矿物成分、初始含水率以及制样模具与制造工艺的精细化程度,而与制造原理本身关系不大。各种颗粒制备方法各有利弊,应根据工程实际需要来加以选择。条件允许时,可以联合采用两种或多种方法以提高颗粒制备效率和达到特定的颗粒规格要求。

2 颗粒填充技术与堆积性质

2.1 填充技术

在地下原位填充试验和一些室内大型模拟填充试验中,常采用机械设备将颗粒混合物填充到膨润土块体与围岩的缝隙中,或者用于填充整个巷道。按照机械设备的工作原理,颗粒填充技术主要包括带式输送法、螺旋输送法、气动喷射法和人工填充法(图5),其中螺旋输送法和气动喷射法应用最为广泛^[21-22]。各种方法的优缺点和适用性如表2所示。

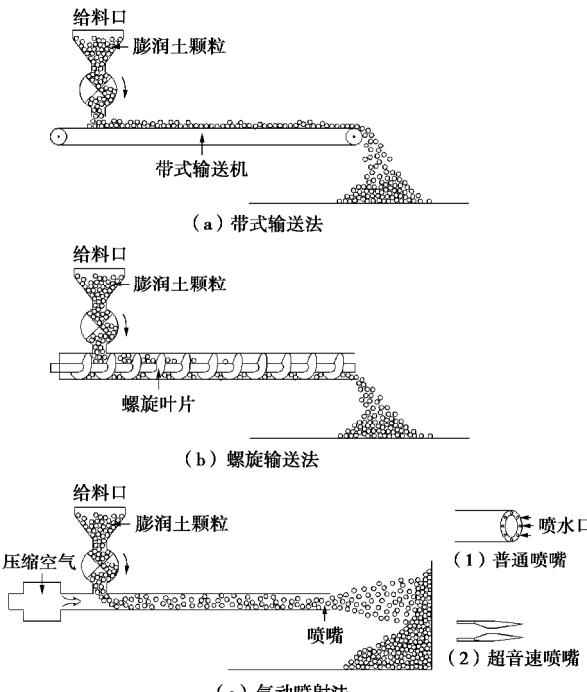


图 5 带式输送法、螺旋输送法和气动喷射法示意图

Fig. 5 Schematic diagrams of pellets emplaced by belt, auger and pneumatic conveying

表 2 膨润土颗粒的填充方法比较

Table 2 Overview of filling techniques for bentonite pellets

方法	主要优点	主要缺点	适用性
带式输送	效率高	粉尘多 易离析 设备笨重	填充较大的空隙或回填巷道
螺旋输送	效率较高 粉尘较少 均匀性较好	设备较笨重	填充较大的接缝、空隙或回填巷道
气动喷射	效率较高 堆积密度大	粉尘多 均匀性差	可填充各种接缝、空隙或回填巷道
人工填充	适应性强	粉尘多 效率低	可填充各种接缝、空隙或回填巷道

各种颗粒填充技术各具特色和局限性,应根据实际情况加以选择利用。评价颗粒填充效果需关注3项指标:堆积干密度、堆积均匀性和粉尘产生量。前两者直接影响到颗粒填充效果,进而关系到整个工程屏障的缓冲性能;而大量的粉尘将危害人体健康和机械设备的性能,降低工作面能见度,不利于准确操控机械设备,将间接地影响到颗粒填充效果。因此,提高填充干密度和均匀性、降低粉尘产生量是今后升级颗粒填充技术的关键突破点。

2.2 堆积干密度与均匀性

堆积干密度和均匀性是影响颗粒混合物水力-力学特性的重要因素^[10],是处置库概念设计的关键指标之一,通常通过颗粒填充试验来加以研究。按照填充区域的不同,颗粒填充试验可分为4类:①废物罐-围岩空隙填充试验;②矩形槽填充试验;③环形槽填充试验和④圆柱筒填充试验。

废物罐-围岩空隙填充试验是将颗粒混合物填充到真实的或模拟的废物罐-围岩空隙区域内,然后取样测试堆积干密度和均匀性。在瑞士 Mont Terri 地下实验室开展的 EB 试验和 HE-E 试验中,都采用螺旋输送法将膨润土颗粒填充到废物罐与围岩之间的空隙区域,实测平均堆积干密度分别为 1.36, 1.457 g/cm³,且都观测到了不同程度的颗粒离析现象^[23-24]。文献[25]分析认为粗细颗粒沿堆积坡面的滚落速率和距离不同、细颗粒填充粗颗粒间的大孔隙是导致颗粒离析的主要原因。

矩形槽与环形槽填充试验是采用自由倾倒法或喷射法将颗粒混合物填充到长方体透明箱(图 6(a))或圆环形透明槽缝(图 6(b))中,通过测算颗粒总质量和填充总体积来计算堆积干密度,借助图像对比来分析堆积均匀性,重点考察了填充技术和级配的影响。研究表明^[26-27]:①单一粒组、两粒组和满足 Fuller 级配的多粒组颗粒混合物的堆积干密度依次增大;②采用气动喷射、锤击和振动等手段能显著提高颗粒堆积干密度;③堆积均匀性由好到次依次为自由倾倒并

振实、自由倾倒不振实和喷射法。



图 6 矩形槽和环形槽填充试验^[26-27]

Fig. 6 Pellet filling tests in rectangle and annular gaps^[26-27]

圆柱筒填充试验是将颗粒混合物倒入圆柱形透明容器中，经反复多次拍击、敦实、摇晃、翻转和振动容器，分别测算松散和致密堆积干密度，并通过对比试验前后的图像或级配来分析堆积均匀性。研究表明^[11, 14-17]：①敦实、摇晃、翻转和振动等可显著提高颗粒堆积干密度；②随着细颗粒含量从 0 增大至 100%，两粒组混合物的堆积干密度先增大后减小；③随着级配模量从 0.1 增大至 0.9，多粒组颗粒混合物的堆积干密度先增大后减小；④峰值堆积干密度随最小粒径与最大粒径之比的增大而减小；⑤细颗粒的填充效应和疏松效应、粗颗粒的挤占效应和壁效应以及颗粒间的楔效应是影响颗粒堆积干密度的主要机制；⑥颗粒混合物的堆积干密度可由非线性堆积模型预测^[18]；⑦颗粒混合物的堆积均匀性随粒径特征指数（与粗细粒径比和质量比有关）的增大而减小^[6, 19]。此外，堆积方式也对堆积干密度和均匀性具有重要影响^[12]。

综上所述，颗粒混合物的堆积干密度和均匀性与填充技术、级配和堆积方式等因素有关。大多数研究主要侧重于堆积干密度，而对堆积均匀性研究较少且缺乏量化研究。实际上，由于不同粒径的颗粒具有不同的运动特性，堆积混合物中必然出现颗粒离析现象和局部颗粒间大孔隙，进而可能引发管涌、侵蚀和失稳等工程灾害。因此，研究颗粒离析的物理力学机制、定量描述堆积均匀性和提出改善堆积均匀性的措施，是今后需要进一步开展的工作^[6, 19]。

3 颗粒混合物的热传导特性

如图 1 所示，处置库运营过程中核废物产生的核素衰变热将经废物罐和缓冲/回填材料向围岩传递。作为一种缓冲/回填材料，颗粒混合物是介于废物罐与围岩之间的热传递介质，其热传导特性决定了处置库近场和远场的温度分布。因此，热传导特性是颗粒混合物的一项重要研究内容。

3.1 热传导系数测试技术

颗粒混合物的热传导系数可通过热探针法、热平板法、热流计法和热箱法 4 种途径进行测试（图 7）^[8, 28]，其装置和原理分别如图 7（a）～（d）所示。

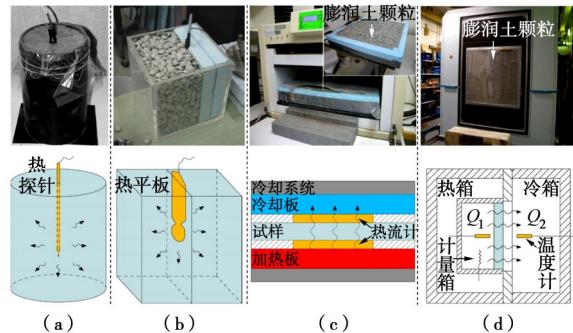


图 7 颗粒混合物的热传导系数测试技术^[8, 28]

Fig. 7 Measuring techniques of thermal conductivity for pellet mixtures^[8, 28]

热探针法和热平板法属于瞬态法，通过探针（或平板）以恒定功率释放热量并监测邻近颗粒温度随时间的变化来计算热传导系数；热流计法和热箱法属于稳态法，通过施加恒定温度梯度并监测流过单位面积试样的热流量来计算热传导系数。

热探针法和热平板法仪器便携易用、测试效率高，但测试结果受探针（或平板）与颗粒的局部接触状态影响较大。热流计法和热箱法将颗粒混合物整体作为测试对象，克服了与颗粒的接触问题，测试结果较为可靠，但设备笨重不便携，测试效率低且成本较高（单次试验需要耗费大量的颗粒材料）。为了既高效又可靠地获得颗粒混合物在不同水力-力学状态下的热传导系数，应基于瞬态法和稳态法的基本原理，借鉴松散颗粒介质的热传导测试技术，同时考虑膨润土颗粒的特殊性（不均匀性、膨胀性和结构随吸力演化等），研发一套适用于膨润土颗粒混合物、颗粒与膨润土块体界面、颗粒与围岩界面的热传导测试技术和设备。

3.2 热传导系数

利用不同的测试技术，不同学者对不同种类的颗粒混合物的热传导系数进行了试验研究。研究表明，颗粒混合物的热传导系数随干密度的增大而增大，随含水率的增大而增大，随温度的升高而增大（图 8）^[11, 25, 28-30]。

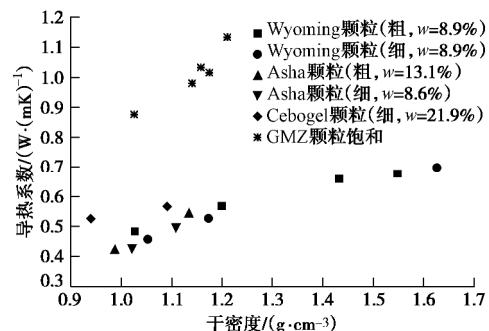


图 8 热传导系数随干密度的变化^[11, 25]

Fig. 8 Evolution of thermal conductivity with dry density^[11, 25]

综上所述，目前对颗粒混合物热传导系数的研究

还很不充分, 现有文献报导中仅考虑了干密度、含水率和温度等影响因素。实际上, 在处置库运营过程中, 颗粒混合物将逐渐吸水饱和, 同时伴随着强烈的结构特征演化过程。在这一过程中, 颗粒混合物热传导系数的变化规律对处置库温度场预测和安全性能评价至关重要。因此, 全饱和度(吸力、含水率)范围内颗粒混合物热传导系数的变化规律、基于结构特征演化的热传导系数变化机理以及改善颗粒混合物热传导性能的技术措施, 是今后值得研究的几个课题。

4 颗粒及其混合物的水力性质

由于地下水的入渗过程极其缓慢, 处置库中的颗粒混合物将长期处于非饱和状态。研究非饱和颗粒混合物的水力性质(持水特性、渗透特性、管涌与侵蚀等), 是开展处置库安全评价的重要基础。

4.1 持水特性

研究表明, 随着吸力的降低, 单个颗粒的总孔隙比持续增大, 但饱和度先增大后基本保持不变^[31-33]。在恒体积条件下的高吸力范围内, 不同干密度颗粒混合物的持水曲线基本重合(图9), 表明水主要存在于颗粒内部孔隙中, 持水性能主要取决于膨润土的矿物成分, 而与干密度无关; 在低吸力范围内, 颗粒内部孔隙达到饱和状态, 一部分水进入颗粒间大孔隙, 此时持水曲线与干密度有关^[10]。

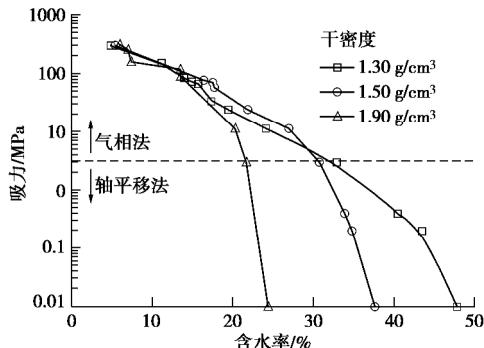


图9 不同干密度FEBEX膨润土颗粒混合物的持水曲线^[10]

Fig. 9 Curves of water retention of FEBEX bentonite pellets with different dry densities^[10]

实际处置库运营期间, 膨润土颗粒可能会遭受温度循环和干湿循环作用^[13, 34], 对持水曲线产生温度效应和滞回效应。温度对膨润土颗粒的持水特性及其滞回性的影响, 仍是有待研究的课题。

4.2 渗透特性

渗透特性包括饱和渗透与非饱和渗透两个方面。研究表明, 膨润土颗粒混合物的饱和渗透系数随干密度的增大而增大^[10, 32, 35]。在相同干密度条件下, 颗粒混合物的饱和渗透系数与压实块体近似相等^[6]。然而, 与压实膨润土相比, 水化过程中颗粒混合物的孔隙结

构变化更加剧烈, 导致渗透系数随水化时间持续发生显著变化。如图10所示, 渗透试验开始时, 颗粒之间存在大量相互连通的大孔隙, 故渗透系数较大; 随着试验的进行, 颗粒吸水膨胀导致颗粒间大孔隙急剧减小甚至被堵塞, 因此渗透系数迅速降低至稳定值。当饱和渗透系数达到稳定状态后, 尽管试样外观看起来已经均一化, 但干密度和含水率分布均表明试样仍未达到均一化^[6]。

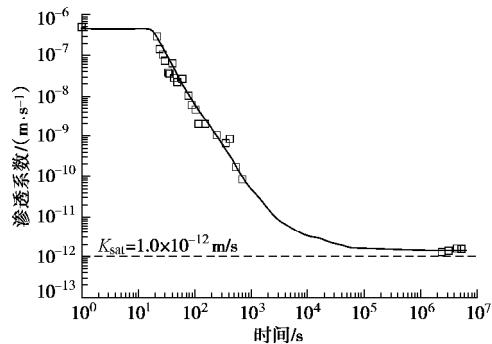


图10 FEBEX膨润土颗粒混合物渗透系数随时间的演化^[10]
Fig. 10 Evolution of hydraulic conductivity with time for FEBEX bentonite pellets^[10]

颗粒混合物的非饱和渗透系数尚鲜见研究报导。实际上, 文献[34, 36]已经对MX80膨润土颗粒混合物开展了小型水-力耦合模型试验, 分别监测了试样上下端同时通水和仅底端通水过程中不同截面的相对湿度变化, 但未给出相应的非饱和渗透系数函数。文献[6, 37]采用瞬时截面法测试或预测了不同条件(温度、干密度等)下颗粒混合物的非饱和渗透系数, 结果表明, 颗粒混合物的非饱和渗透系数随吸力的降低而先减小后增大, 随温度的升高而增大, 随干密度的增大而减小, 随颗粒粒径的增大而增大。然而, 地下水化学对非饱和渗透特性的影响尚待研究。

4.3 管涌与侵蚀

除了渗流与结构演化, 颗粒混合物水化过程中的另一个重要性质是管涌与侵蚀。许多学者通过圆柱管注水试验^[7]、矩形槽注水试验^[7]、环形槽注水试验^[27]和模拟巷道接缝注水试验^[38]研究发现, 开始注水时水流优先沿着相互连通的颗粒间大孔隙流动, 并侵蚀沿程细颗粒和膨润土胶体。随着颗粒吸水膨胀和胶体阻塞, 颗粒间大孔隙逐渐闭合, 管涌和侵蚀现象逐渐减弱直至消失。

圆柱管注水试验^[7]结果表明, 管涌持续时间与侵蚀速率主要同注水速率有关: 注水速率越大, 则管涌持续时间越长, 侵蚀速率也越大; 在双对数坐标下, 累计侵蚀量与累计水流量呈线性关系。此外, 膨润土类型、颗粒形状与尺寸、细颗粒的分布情况、溶液盐度也对管涌和侵蚀具有显著影响, 但由于缺乏系统的

研究, 这些因素的影响规律仍不明确。矩形槽^[7]、环形槽^[27]和模拟巷道接缝^[38]注水试验从更大尺度上进一步研究了注水速率、溶液浓度、颗粒形状和大小及膨润土类型等因素对管涌行为的影响。但由于试验成果较少且不够系统, 尚不足以形成完整的结论。

不同于非膨胀性颗粒土, 膨润土颗粒混合物的管涌和侵蚀行为是一个更加复杂的过程。管涌和侵蚀过程中, 颗粒混合物中的细小颗粒或胶体被优势渗流侵蚀流失, 导致颗粒混合物的整体干密度降低, 进而引起膨胀力降低而饱和渗透系数增大, 使其缓冲性能大幅衰减。在已有认知的基础上, 开展管涌和侵蚀的影响因素及其机理研究并提出抑制管涌和侵蚀的技术措施, 是今后针对颗粒混合物的重要研究方向之一。

5 颗粒及其混合物的结构演化规律

颗粒及其混合物的热-水-力特性与其结构特征密切相关。目前, 关于颗粒及其混合物的结构演化规律的研究成果较少, 仅部分学者采用 MIP 和 μ -CT 两种手段分别观测和分析了单个颗粒和颗粒混合物在水化过程中的结构演化规律。

5.1 单个颗粒的结构演化规律

采用 μ -CT 扫描和 MIP 试验观测表明^[31], 吸力 113 MPa 的由压实法制备的单个颗粒内部尤其是靠近边缘部分存在明显的裂隙, 其孔径分布呈双峰形态(图 11 (a) 和 (e))。随着吸力的降低, 由于颗粒内部不同性质的物质吸水发生不均匀膨胀, 导致颗粒内部的裂隙数量增多, 裂隙连通性增强, 颗粒宏观体积增大(图 11 (b) ~ (d)); 集合体内孔隙数量减少, 集合体间孔隙数量增多且平均孔径增大(图 11(f) ~ (h))。

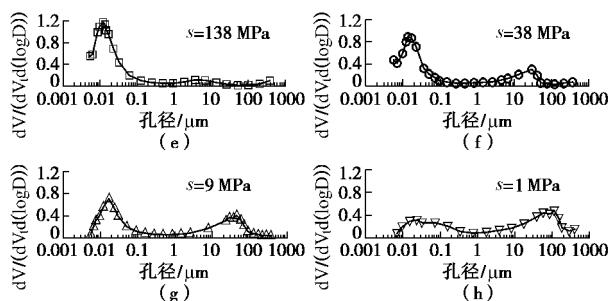
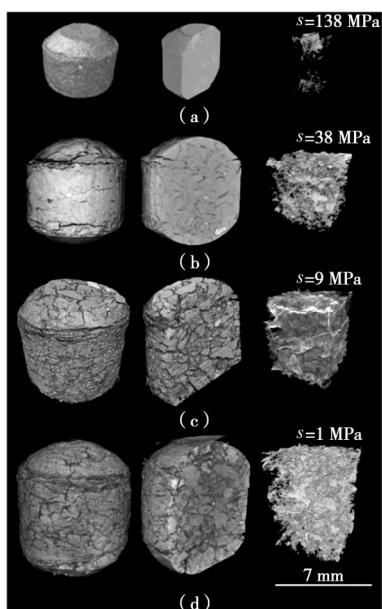


图 11 不同吸力下单个颗粒的结构特征^[31]

Fig. 11 Structural characteristics of single pellet at different suctions^[31]

5.2 颗粒混合物的结构演化规律

在通水水化过程中, 颗粒混合物的结构特征将发生显著改变。文献[39]采用 μ -CT 技术观测了 FoCa 膨润土颗粒/粉末(50/50)混合物在仅底端通水情况下的结构特征演化过程。结果显示(图 12 (a)), 随着水流自下而上进入试样, 膨润土颗粒由于吸水膨胀而密度逐渐降低, 粉末由于受颗粒膨胀的压缩作用而密度逐渐增大, 颗粒轮廓逐渐模糊, 最终经历 165 d 后试样各处的干密度近似相等, 基本达到了均一化状态。

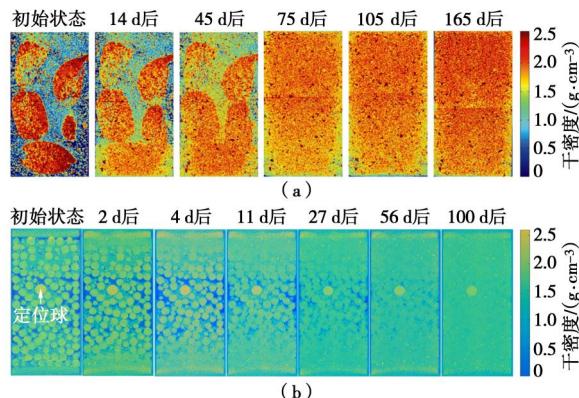


图 12 水化过程中颗粒混合物的结构演化^[39-40]

Fig. 12 Structural evolution of pellet mixtures during hydration^[39-40]

文献[31, 40]采用 μ -CT 技术观测了 MX80 膨润土颗粒/粉末(80/20)在上下两端同时通水水化过程中的结构演化过程。结果表明, 试样上、下两端的颗粒迅速水化膨胀, 而试样中部的颗粒水化膨胀过程极其缓慢, 及至水化 56 d 时部分颗粒和颗粒间孔隙仍然清晰可辨(图 12 (b))。最终经历 100 d 后, 试样各处的干密度近似相等, 基本达到了均一化状态。

综上所述, 目前主要采用 μ -CT 和 MIP 两种手段分别观测了单个颗粒在不同吸力状态下和颗粒混合物在通水水化过程中的结构特征演化规律, 而对于颗粒混合物在不同吸力状态下的结构特征演化规律尚缺乏研究。此外, 温度、孔隙水化学、外荷载等因素对颗

粒混合物结构特征的影响也有待研究。

6 颗粒及其混合物的力学性质

6.1 颗粒强度与耐磨性

颗粒应具有足够的强度和耐磨性, 以减小在滚动、撞击和压实过程中的破損程度。对于单个颗粒而言, 强度和耐磨性是评价其工程性能的重要力学指标。颗粒的强度常采用恒应变速率液压试验机(图 13(a))和手动压力仪(图 13(b))来测定, 颗粒的耐磨性常采用耐磨试验机(图 13(c))来测试^[8]。研究表明^[8, 11], 在一定含水率范围内, 颗粒强度随含水率的增大而增大, 且同一含水率下粒径大的颗粒强度更高; 颗粒强度越高, 耐磨性越好。



图 13 颗粒强度和耐磨性试验设备^[8]

Fig. 13 Devices used in pellet strength and abrasion tests^[8]

目前, 主要针对室温条件下、含水率低和形状规则的颗粒开展了简单的强度和耐磨性试验。今后应针对不同温度、不同含水率和不同形状的颗粒开展无侧限压缩试验、抗剪强度试验和多种形式的耐磨性试验(不同倾角溜滑、不同高度倾倒、不同转速翻滚、不同频率振动等), 综合评价其强度和耐磨性。

6.2 膨胀特性

膨润土颗粒混合物的主要矿物成分为蒙脱石, 具有显著的吸水膨胀特性。在恒体积条件下, 蒙脱石吸水膨胀在宏观上表现为膨胀力, 在非恒体积条件下则表现为膨胀变形。研究表明, 颗粒混合物的最终膨胀力随试样干密度的增大而增大, 随掺砂率的增大而减小, 但膨胀力发展过程受试样尺寸的影响较大^[9-10, 35]。与压实膨润土块体类似^[41], 不同干密度和不同尺寸条件下, FoCa 颗粒/粉末混合物(50/50)试样的膨胀力时程曲线均呈双峰形态(图 14): 膨胀力随水化时间先迅速增大至一个峰值, 随后回落至一个谷值, 然后以较小的速率再次增大至稳定值^[9]。对于满足 Fuller 级配的 FEBEX 膨润土颗粒混合物(干密度 1.36 g/cm³), 其膨胀力时程曲线在达到峰值后基本不变, 然后再逐渐增长至稳定值^[42](图 14)。由此可见, 颗粒混合物的膨胀力发展过程与粒径级配有关。此外, 随着吸力从 300 MPa 逐级降低至 3 MPa, 颗粒混合物的膨胀力先增大后轻微减小, 膨胀力减小与应力路径贴近 LC 屈服线有关^[10, 43]。

一些学者研究了温度对颗粒混合物膨胀力的影

响, 但研究结果不尽相同。对于 MX80 颗粒混合物, 文献[44]发现膨胀力随温度的升高而降低; 文献[34]的研究则表明膨胀力随温度的升高而增大, 而文献[35]发现膨胀力受温度的影响不明显。

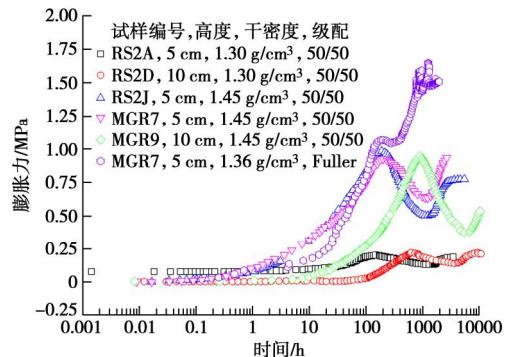


图 14 不同条件下颗粒混合物的膨胀力时程曲线^[9, 42]

Fig. 14 Evolution of swelling pressure with time for pellet mixtures under different conditions^[9, 42]

在恒定荷载下通水水化, 颗粒混合物试样膨胀稳定的变形与干密度和竖向荷载有关^[10]。在相同干密度条件下, 颗粒混合物的膨胀变形与竖向荷载的对数呈线性关系; 在同一竖向荷载条件下, 干密度越大, 膨胀变形越大(图 15(a))。在恒定荷载下逐级降低吸力(气相法), 低干密度颗粒混合物的变形先增大后轻微减小, 而高干密度时则持续增大^[10](图 15(b))。

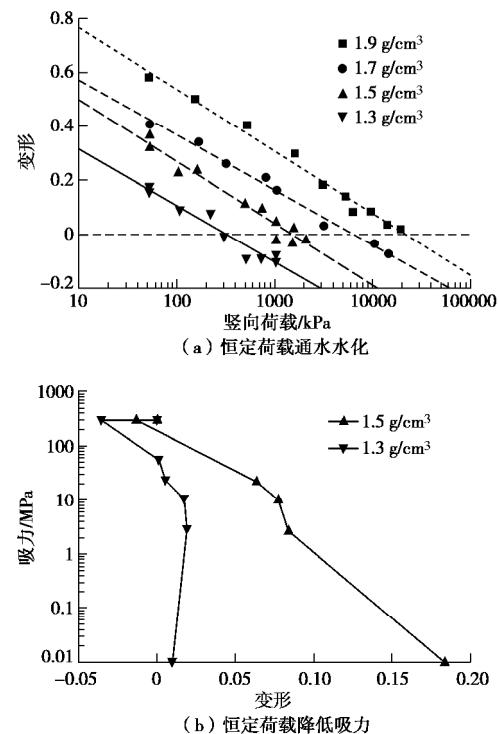


图 15 膨胀变形与竖向荷载及吸力的关系^[10]

Fig. 15 Evolution of swelling strain with vertical stress and suction^[10]

此外, 通水水化时试样先小幅坍塌然后膨胀, 膨

胀变形达到峰值后又再次坍塌；气相法逐渐减低吸力时，不存在初始坍塌现象，试样持续膨胀到峰值后坍塌至稳定值^[45]。造成这种区别的原因在于两种水化过程中的颗粒-水相互作用机理不同：通水水化过程中，颗粒间孔隙迅速被水饱和，导致颗粒间相互作用力减弱，在竖向荷载作用下颗粒间错动而引发坍塌；气相法降低吸力过程中，颗粒间孔隙一直处于非饱和状态，颗粒内、外的孔隙水势差异很小，毛细吸力引起的颗粒错动较小，而颗粒吸水膨胀相对显著，故不存在初始坍塌。

尽管对颗粒混合物的膨胀特性已经开展了大量研究工作，但温度、级配及孔隙水化学等因素对膨胀力和膨胀变形的影响及膨胀力和膨胀变形的形成机理与发展过程仍有待进一步研究。

6.3 压实与压缩特性

文献[46]对7种不同膨润土颗粒混合物分别开展了3种不同级配下的击实试验，结果表明：压实性质主要受膨润土类型影响，而受级配影响较小；最优含水率随塑限的增大而线性增大，最大干密度随塑限的增大而减小。文献[20, 29]分别对不同级配的巩义膨润土颗粒混合物和高庙子膨润土颗粒混合物开展了静力压实体验，结果表明级配对最优含水率的影响较小，但最大干密度随细颗粒含量的增多而增大。

压缩试验结果表明^[10, 29]，颗粒混合物的压缩系数随竖向应力的增大而先增大后减小，随含水率的增大而增大；弹性压缩系数 k 和塑性压缩系数 I 均随吸力的降低而增大（图16）；级配对压缩指数与回弹系数等压缩性能具有一定影响，但主要表现在含水率较低的情况下。

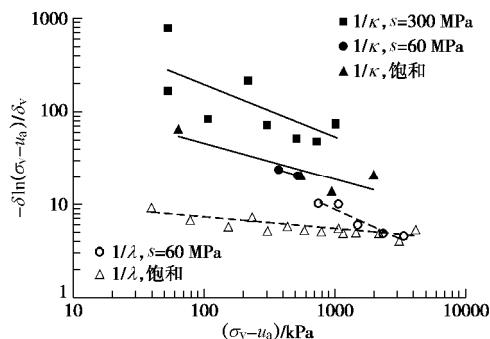


图 16 弹、塑性压缩系数随吸力的变化^[10]

Fig. 16 Evolution of elastoplastic compressibility coefficients (k and I) with suction^[10]

基于双孔结构理论，文献[45, 47]采用宏观结构吸力和微观结构吸力分别描述颗粒间孔隙水势和颗粒内孔隙水势，采用BBM模型和BE_xM模型分别描述微、宏观结构变形，分别建立了适用于描述颗粒混合物水力-力学行为的本构模型。所不同的是，前者将颗

粒混合物简化为一维二元介质模型，并假设微、宏观相对渗透系数与相应的饱和度呈幂函数关系，后者假设颗粒间与颗粒内的孔隙水交换呈线性关系且仅由吸力驱动。

目前，关于颗粒混合物的力学性质研究还处于宏观描述阶段，而缺乏对其微观力学行为（如颗粒运动、破碎、膨胀与胶结融合等）的研究。在今后的研究中，应综合借鉴非膨胀颗粒土和压实膨胀性土的研究经验，借助μ-CT、NMRI等成像技术，揭示颗粒混合物在不同应力状态下的微观力学行为机理，进而建立颗粒混合物的宏-细-微三重尺度耦合理论及本构模型。

7 结语及建议

膨润土颗粒混合物是一种重要的缓冲/回填材料。20世纪80年代末以来，国内外学者针对膨润土颗粒的制备方法、填充技术与堆积性质、热传导特性、水力特性、结构演化规律及力学特性等方面开展了大量研究，主要成果如下：

(1) 膨润土颗粒可由挤压法、辊压法、压实法、压实-破碎法和湿-干-破碎法制备，可通过带式输送法、螺旋输送法、气动喷射法和人工填充法进行填充。

(2) 颗粒混合物的堆积干密度和均匀性与填充技术、级配、堆积方式等因素有关，其热传导系数与干密度、含水率和温度等因素有关，其水力-力学特性与级配、干密度及温度等因素有关。

(3) 水化过程中颗粒混合物由初始松散结构逐渐转变为胶结融合结构，及至水化饱和后基本达到宏观上的均一化结构，但微观层次的均一化过程仍将持续漫长的时间。

纵观国内外文献报导，目前对膨润土颗粒混合物的研究范围较为广泛，但研究深度仍相对较浅。考虑到处置库实际运营工况的复杂性，科学高效的颗粒混合物填充技术、多场（热-水-化-力）耦合条件下的颗粒混合物水力-力学特性及结构演化规律是今后值得深入探索的研究方向。

参考文献：

- [1] 崔玉军, 陈宝. 高放核废物地质处置中工程屏障研究新进展[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(4): 842-847.
(CUI Yu-jun, CHEN Bao. Recent advances in research on engineered barrier for geological disposal of high-level radioactive nuclear waste[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, 25(4): 842-847. (in Chinese))
- [2] 陈永贵, 贾灵艳, 叶为民, 等. 施工接缝对缓冲材料水-力

- 特性影响研究进展[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(1): 138 - 147. (CHEN Yong-gui, JIA Ling-yan, YE Wei-min, et al. Advances in hydro-mechanical behaviors of buffer materials under effect of technological gaps[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(1): 138 - 147. (in Chinese))
- [3] WANG Q, TANG A M, CUI Y J, et al. The effects of technological voids on the hydro-mechanical behaviour of compacted bentonite-sand mixture[J]. Soils and Foundations, 2013, **53**(2): 232 - 245.
- [4] SALO J-P, KUKKOLA T. Bentonite Pellets, an Alternative Buffer Material for Spent Fuel Canister Deposition Holes[R]. Paris: NEA/CEC Workshop “Sealing of Radioactive Waste Repositories” (Braunschweig, Germany), OECD, 1989.
- [5] DIXON D, SANDÉN T, JONSSON E, et al. Backfilling of Deposition Tunnels: Use of Bentonite Pellets[R]. Stockholm: Svensk Kärnbränslehantering AB, SKB P-11-44, 2011.
- [6] 刘樟荣. 高庙子膨润土颗粒混合物的堆积性质与考虑温度影响的水力特性研究[D]. 上海: 同济大学, 2019. (LIU Zhang-rong. Investigation on the Packing Behaviour and Thermal-Hydraulic Properties of GMZ Bentonite Pellet Mixtures[D]. Shanghai: Tongji University, 2019. (in Chinese))
- [7] ANDERSSON L, SANDÉN T. Optimization of Backfill Pellet Properties, ÅSKAR DP2, Laboratory Tests[R]. Stockholm: Svensk Kärnbränslehantering AB, SKB R-12-18, 2012.
- [8] MARJAVAARA P, HOLT E, SJÖBLOM V. Customized Bentonite Pellets: Manufacturing, Performance and Gap Filling Properties[R]. Eurajoki: Posiva OY, 2013.
- [9] IMBERT C, VILLAR M V. Hydro-mechanical response of a bentonite pellets/powder mixture upon infiltration[J]. Applied Clay Science, 2006, **32**(3/4): 197 - 209.
- [10] HOFFMANN C, ALONSO E E, ROMERO E. Hydro-mechanical behaviour of bentonite pellet mixtures[J]. Physics and Chemistry of the Earth, 2007, **32**(8/9/10/11/12/13/14): 832 - 849.
- [11] KIM C S, MAN A, DIXON D, et al. Clay-Based Pellets for Use in Tunnel Backfill and as Gap Fill in a Deep Geological Repository: Characterisation of Thermal-mechanical Properties[R]. Toronto: Nuclear Waste Management Organisation, 2012.
- [12] MOLINERO-GUERRA A, MOKNI N, DELAGE P, et al. In-depth characterisation of a mixture composed of powder/pellets MX80 bentonite[J]. Applied Clay Science, 2017, **135**: 538 - 546.
- [13] CHEN L, LIU Y M, WANG J, et al. Investigation of the thermal-hydro-mechanical (THM) behavior of GMZ bentonite in the China-Mock-up test[J]. Engineering Geology, 2014, **172**: 57 - 68.
- [14] 张虎元, 王学文, 刘平, 等. 缓冲回填材料砌块接缝密封及愈合研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, **35**(增刊2): 3605 - 3614. (ZHANG Hu-yuan, WANG Xue-wen, LIU Ping, et al. Sealing and healing of compacted bentonite block joints in HLW disposal[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, **35**(S2): 3605 - 3614. (in Chinese))
- [15] 陈香波. 颗粒膨润土堆积性质及压实性质研究[D]. 兰州: 兰州大学, 2018. (CHEN Xiang-bo. Packing and Static Compaction of Pellet Bentonite for HLW Disposal[D]. Lanzhou: Lanzhou University, 2018. (in Chinese))
- [16] ZHANG Z, YE W M, LIU Z R, et al. Influences of PSD curve and vibration on the packing dry density of crushed bentonite pellet mixtures[J]. Construction and Building Materials, 2018, **185**: 246 - 255.
- [17] LIU Z R, YE W M, ZHANG Z, et al. Particle size ratio and distribution effects on packing behaviour of crushed GMZ bentonite pellets[J]. Powder Technology, 2019, **351**: 92 - 101.
- [18] LIU Z R, YE W M, ZHANG Z, et al. A nonlinear particle packing model for multi-sized granular soils[J]. Construction and Building Materials, 2019, **221**: 274 - 282.
- [19] LIU Z R, YE W M, CUI Y J, et al. Investigation on vibration-induced segregation behaviour of crushed GMZ bentonite pellet mixtures[J]. Construction and Building Materials, 2020, **241**: 117949.
- [20] 谈云志, 李辉, 彭帆, 等. 膨润土团粒的压实性能研究[J]. 防灾减灾工程学报, 2018, **38**(5): 773 - 780. (TANG Yun-zhi, LI Hui, PENG Fan, et al. Compaction properties of bentonite agglomerate[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2018, **38**(5): 773 - 780. (in Chinese))
- [21] FERRARI A, SEIPHOORI A, RÜEDI J, et al. Shot-clay MX-80 bentonite: An assessment of the hydro-mechanical behaviour[J]. Engineering Geology, 2014, **173**: 10 - 18.
- [22] KÖHLER S, MAYOR J C, NUSSBAUM C, et al. Report of the Construction of the HE-E Experiment[R]. PEBS Report, 2012.
- [23] KÖHLER S, MAYOR J C, NUSSBAUM C, et al. Report of the construction of the HE-E experiment[R]. PEBS Report, 2012.
- [24] GARCÍA-SIÑERIZ J L, VILLAR M V, REY M, et al. Engineered barrier of bentonite pellets and compacted blocks: State after reaching saturation[J]. Engineering Geology, 2015, **192**: 33 - 45.

- [25] MASUDA R, ASANO H, TOGURI S, et al. Buffer construction technique using granular bentonite[J]. Journal of nuclear science and technology, 2007, **44**(3): 448 - 455.
- [26] MARJAVAARA P, KIVIKOSKI H. Filling the gap between buffer and rock in the deposition hole[R]. Eurajoki: Posiva OY, 2011.
- [27] ÅBERG A. Effects of Water Inflow on the Buffer: An Experimental Study[R]. Stockholm: Svensk Kärnbränslehantering AB, SKB Rapport R-09-29, 2009.
- [28] KIVIKOSKI H, HEIMONEN I, HYTTINEN H. Bentonite Pellet Thermal Conductivity Techniques and Measurements [R]. Eurajoki: Posiva OY, 2015.
- [29] 马国梁. 膨润土颗粒材料的工程性能研究[D]. 兰州: 兰州大学, 2018. (MA Guo-liang. Engineering Properties of Granular Bentonite Materials for HLW Disposal[D]. Lanzhou: Lanzhou University, 2018. (in Chinese))
- [30] WIECZOREK K, MIEHE R, GARITTE B. Thermal Characterisation of HE-E Buffer[R]. PEBS Report, DELIVERABLE (D-N°: 2.2-9), 2013.
- [31] MOLINERO-GUERRA A. Experimental and Numerical Characterizations of the Hydro-Mechanical Behavior of a Heterogeneous Material: Pellet/Powder Bentonite Mixture[D]. Paris: University of Paris-Est, 2018.
- [32] MOLINERO-GUERRA A, CUI Y J, HE Y, et al. Characterization of water retention, compressibility and swelling properties of a pellet/powder bentonite mixture[J]. Engineering Geology, 2019, **248**: 14 - 21.
- [33] MOLINERO-GUERRA A, DELAGE P, CUI Y J, et al. Water-retention properties and microstructure changes of a bentonite pellet upon wetting/drying; application to radioactive waste disposal[J]. Géotechnique, 2020, **70**(3): 199 - 209.
- [34] VILLAR M V, MARTÍN P L, ROMERO F J. Long-term THM Tests Reports: THM Cells for the HE-E Test: Update of Results Until February 2014[R]. Madrid: CIEMAT, 2014.
- [35] KARNLAND O, NILSSON U, WEBER H, et al. Sealing ability of wyoming bentonite pellets foreseen as buffer material-Laboratory results[J]. Physics and Chemistry of the Earth, 2008, **33**: S472 - S475.
- [36] MOLINERO GUERRA A, CUI Y J, MOKNI N, et al. Investigation of the hydro-mechanical behaviour of a pellet/powder MX80 bentonite mixture using an infiltration column[J]. Engineering Geology, 2018, **243**: 18 - 25.
- [37] 苏振妍. 颗粒膨润土材料持水性能及渗透性能研究[D]. 兰州: 兰州大学, 2019. (SU Zhen-yan. The Water Retention and Permeability of Granular Bentonite Material for HLW Disposal[D]. Lanzhou: Lanzhou University, 2019. (in Chinese))
- [38] DIXON D, LUNDIN C, ÖRTENDAHL E, et al. Deep Repository–Engineered Barrier Systems: Half Scale Tests to Examine Water Uptake by Bentonite Pellets in a Block-Pellet Backfill System[R]. Stockholm: Svensk Kärnbränslehantering AB, 2008.
- [39] VAN GEET M, VOLCKAERT G, ROELS S. The use of microfocus X-ray computed tomography in characterising the hydration of a clay pellet/powder mixture[J]. Applied Clay Science, 2005, **29**(2): 73 - 87.
- [40] MOLINERO-GUERRA A, AIMEDIEU P, BORNERT M, et al. Analysis of the structural changes of a pellet/powder bentonite mixture upon wetting by X-ray computed microtomography[J]. Applied Clay Science, 2018, **165**: 164 - 169.
- [41] 叶为民, 刘樟荣, 崔玉军, 等. 膨润土膨胀力时程曲线的形态特征及其模拟[J]. 岩土工程学报, 2020, **42**(1): 29 - 36. (YE Wei-min, LIU Zhang-rong, CUI Yu-jun, et al. Features and modelling of time-evolution curves of swelling pressure of bentonite[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, **42**(1): 29 - 36. (in Chinese))
- [42] VILLAR M V. EB experiment Laboratory infiltration tests report[R]. Madrid: CIEMAT, 2012.
- [43] ZHANG Z, YE W M, LIU Z R, et al. Mechanical behavior of GMZ bentonite pellet mixtures over a wide suction range [J]. Engineering Geology, 2020, **264**: 105383.
- [44] PUSCH R, BLUMLING P, JOHNSON L. Performance of strongly compressed MX-80 pellets under repository-like conditions[J]. Applied Clay Science, 2003, **23**: 239 - 244.
- [45] ALONSO E E, ROMERO E, HOFFMANN C. Hydromechanical behaviour of compacted granular expansive mixtures: experimental and constitutive study[J]. Géotechnique, 2011, **61**(4): 329 - 344.
- [46] ITO H. Compaction properties of granular bentonites[J]. Applied Clay Science, 2006, **31**(1/2): 47 - 55.
- [47] GENS A, VALLEJÁN B, SÁNCHEZ M, et al. Hydromechanical behaviour of a heterogeneous compacted soil: experimental observations and modelling[J]. Géotechnique, 2011, **61**(5): 367 - 386.

DOI: 10.11779/CJGE202008005

基督城易液化场地震后小应变剪切刚度演化规律研究

周燕国^{1, 2}, 沈涛^{1, 2}, 王越^{1, 2}, 丁海军³

(1. 浙江大学软弱土与环境土工教育部重点实验室, 浙江 杭州 310058; 2. 浙江大学岩土工程研究所, 浙江 杭州 310058;
3. 浙江交工集团股份有限公司, 浙江 杭州 310051)

摘要: 饱和砂土地场的剪切刚度在强震扰动(如液化)后会发生显著下降并随时间逐渐恢复, 因此基于震后调查获得的原位测试指标(如剪切波速)与震前原状土的相应指标之间存在差异, 根据液化实例调查和原位测试指标建立的砂土抗液化强度评价方法存在系统误差。为定量评价这种差异并提出合理的修正方法, 对新西兰基督城的 REHS 强震台站在 2010 年至 2011 年间的若干强震记录进行水平与竖向谱比(HVSR)分析, 获得了该台站所在的易液化场地在地震前后小应变剪切刚度随时间的发展规律, 发现场地平均刚度在震后瞬时显著下降后呈对数形式增长, 恢复至相对稳定状态需要 1~2 周时间, 而且在很长的一段时间内该刚度值均小于震前值。在此基础上, 提出了综合考虑主固结和次固结作用的震后饱和砂土小应变刚度计算模型, 并合理预测了 REHS 台站场地震后刚度随时间的恢复过程。该计算模型为将震后原位测试指标修正到对应于震前原状土的测试值提供了一种可行的手段, 有助于提高当前基于液化实例调查的地震液化简化判别方法的可靠性。

关键词: 砂土液化; 剪切刚度; 时间效应; HVSR 方法; 强震台站; 基督城地震

中图分类号: TU435 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2020)08-1411-07

作者简介: 周燕国(1978—), 男, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事土动力学与岩土地震工程、超重力离心物理模拟方面的研究和教学工作。E-mail: qzking@zju.edu.cn

Post-earthquake evolution of small-strain shear stiffness at liquefiable deposit in Christchurch

ZHOU Yan-guo^{1, 2}, SHEN Tao^{1, 2}, WANG Yue^{1, 2}, DING Hai-jun³

(1. Key Laboratory of Soft Soils and Geoenvironmental Engineering of Ministry of Education, Hangzhou 310058, China; 2. Institute of Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China; 3. Zhejiang Communications Construction Group Co., Ltd., Hangzhou 310051, China)

Abstract: The shear stiffness of saturated sand deposit will drop significantly under the disturbance of strong earthquake shaking (e.g., liquefaction) and then recover gradually with time. The difference between the post-earthquake field testing index and the pre-earthquake value will cause systematic error in the simplified method of liquefaction evaluation based on the field case histories. In order to evaluate this difference and propose the correction approach, the HVSR method is used to analyze the acceleration records at REHS strong motion station in Christchurch from 2010 to 2011, and to observe the time variation of the small-strain shear stiffness of the liquefiable sandy soil deposit after each strong earthquake event. It is found that the average shear stiffness of the deposit drops suddenly after earthquake and then increases logarithmically, and it will take one to two weeks to approach a relatively stable state but cannot totally recover the pre-earthquake value. By considering the combined effects of the primary consolidation and the secondary consolidation, a computational model for post-earthquake small-strain shear modulus of saturated sandy soils is proposed. The model predicts the general trend of the time-dependent development of site stiffness after the occurrence of earthquake, and can be regarded as a feasible way to correct the post-earthquake field testing index to the corresponding pre-earthquake value and help to improve the reliability of the existing simplified methods for liquefaction evaluation based on the field case histories.

Key words: soil liquefaction; shear stiffness; time effect; HVSR method; strong motion station; Christchurch earthquake

0 引言

对于饱和砂土地震液化触发判别问题, 应用最广

基金项目: 国家自然科学基金项目(51578501, 51778573, 51978613);
高等学校学科创新引智计划项目(B18047)

收稿日期: 2019-08-27

泛的 Seed 简化判别方法主要建立在包含液化宏观震害现象、地震动加速度记录和场地原位测试指标三要素的地震液化实例数据和液化分界线的基础上^[1-3]。以基于原位剪切波速测试指标的液化实例为例, 图 1 给出了地震液化和非液化实例, 以及区分液化与否的分界线^[4]。由于强震液化事件彻底破坏易液化土体原有结构性, 导致了消除液化土层既往沉积作用的“时钟重置”效应, 使得震后获得的场地原位测试指标与真正控制场地抗液化性能的震前土体工程力学特性不对应。考虑到针对地震液化场地的原位测试一般发生在震后数天或数月甚至更长的时间里, 图 1 中地震液化实例数据的剪切波速和相应的液化分界线可能存在与测试时间相关的系统误差。因此, 研究震后易液化场地饱和砂土土层的剪切波速(或其它原位测试指标)随时间的变化规律, 对正确认识现有基于原位测试指标的液化判别简化方法的可靠性并对震后测试指标进行合理修正具有重要的科学意义。

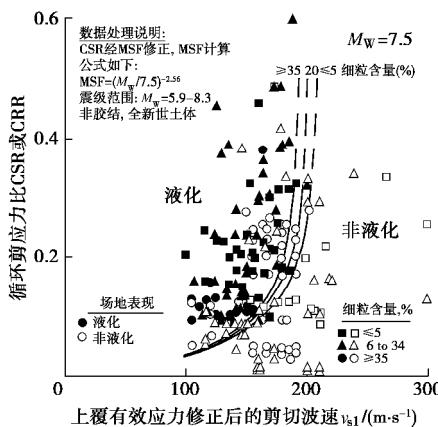


图 1 基于剪切波速的地震液化实例数据与分界线

Fig. 1 v_s -based field case histories and liquefaction boundary curves

土体在自然沉积过程中或者经受外荷载剧烈扰动后, 其刚度和强度等工程力学参数在恒定应力状态下随时间变化的现象被称为“时间效应”, 且该变化可以通过原位测试指标(例如, SPT、CPT 和 V_s)体现^[5-7]。例如, Andrus 等^[8]通过静力触探与剪切波速的经验关系获得了原位砂土剪切波速和完全扰动后剪切波速的比值 MEVR, 初步揭示了地质时间尺度上的砂土时间效应(见图 2); 周燕国等^[9]结合剪切波速(剪切模量)的 Hardin 公式^[10]和静力触探测试, 提出了砂土时间效应的表征指标 A_I , 并利用不同地质年代砂土实测数据对其表征能力进行了检验。然而, 上述研究主要面向地质沉积年代和土性测试指标的经验关系, 关注数万年到数十万年甚至更长的地质时间尺度, 并没有考虑地质沉积年代中可能受到的各种扰动(如强震事件)对土体工程力学特性的影响。以图 2 为例, 深

色椭圆圈内的数据并不符合图中拟合斜线的趋势, 而这个时间范围($10^{-1} \sim 10^2$ a)正是实际工程服役寿命或者高烈度区强震重现周期的范围。Pavlenko 等^[11]研究 1995 年神户地震中场地刚度演化问题, 发现液化使得场地刚度急剧降低, 但在震后较长一段时间内无法恢复到地震液化前的值。可见, 对于实际工程, 震后较短的时间尺度内场地土体的时间效应更具有工程意义, 是影响易液化场地在余震中的地震响应和再液化可能性的重要因素。

针对上述问题, 本文对新西兰基督城的 REHS 强震台站在 2010—2011 年间的若干强震记录的尾波进行水平与竖向谱比(HVSR)分析, 获得了该台站所在的易液化场地在地震前后小应变剪切刚度随时间的发展规律。在此基础上, 提出了综合考虑主固结和次固结作用的震后饱和砂土小应变刚度计算模型, 并合理预测了 REHS 台站场地地震后刚度恢复变化过程。

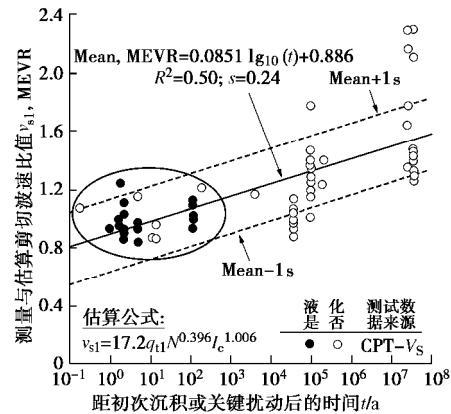


图 2 土体测量与估算剪切波速比的时变趋势

Fig. 2 Time variation of measured to estimated velocity ratio

1 场地条件与强震台站记录分析

HVSR 方法通过对强震台站的三向加速度记录进行分析得到场地卓越频率以及场地土层结构分布, 相比于其它场地频率分析方法, HVSR 方法相对简单, 能够基本消除震源和传播路径的影响, 得到的场地卓越频率更可靠^[12-13]。场地的卓越频率与场地平均剪切波速的关系可表示为^[14]

$$v_{\text{savg}} = 4Hf \quad . \quad (1)$$

式中, v_{savg} 为场地平均剪切波速, H 为场地土层厚度, f 为场地卓越频率。

根据弹性理论, 土体小应变剪切模量表达为

$$G_{\max} = r \cdot v_s^2 \quad . \quad (2)$$

本文针对新西兰基督城 CBD 区的 REHS 台站(见图 3), 通过触发液化的强震本身和之后发生余震的加速度记录的尾波信号, 获得场地卓越频率, 根据式(1), (2) 分析从 2010 年以来 3 次强震事件之后场地刚度

随时间变化规律。REHS 台站所处场地的上覆软弱土层厚度约为 20 m, 存在较厚的饱和粉质砂土层和洁净砂土层, 下卧刚度较大的砂卵石层(见图 4), 是较典型的易液化场地^[15]。



图 3 基督城 REHS 强震台站位置 (来源: www.nzgdr.org.nz)

Fig. 3 REHS strong motion station at Christchurch (source: www.nzgdr.org.nz)

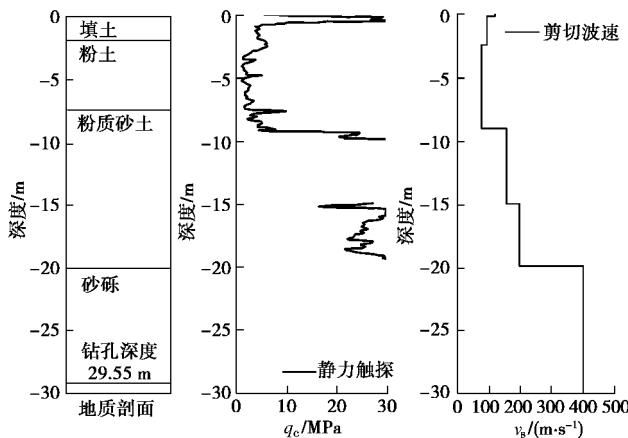
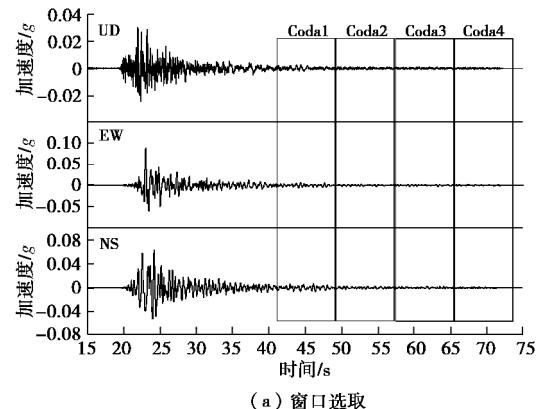


图 4 REHS 台站场地土层信息

Fig. 4 Soil profile at REHS station site

本文采用 Geopsy 软件进行 HVSR 分析, 该软件能够多窗口同时计算 H/V 谱比和上覆土层的卓越频率 f , 并计算它们的平均值和方差。H/V 谱比曲线的峰值对应的频率即为该尾波窗口时间对应的卓越频率。图 5 是尾波窗口选取和计算结果示意图, 其中黑色实线代表所有窗口的平均值, 两条虚线分别代表它的上、下限, 坚向灰色条状区域代表了平均峰值所在的频率段。采用地震动记录的尾波进行 HVSR 分析获得场地卓越频率需满足一定的条件, 即首先要保证主震后的选取的余震强度足够小, 一是为了避免该余震事件对场地刚度恢复过程产生额外的显著影响, 二是为了尾波段对应场地土体处于小应变弹性应变响应状态; 其次, 为保证数据处理结果的可靠性, 均要求 H/V 谱比值大于 2.0, 而且卓越频率的误差在 ± 0.3 Hz 以内。



(a) 窗口选取

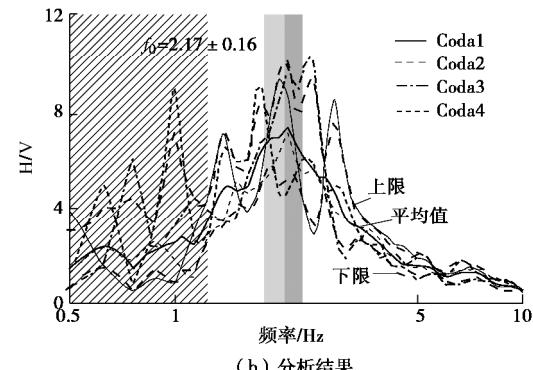


图 5 地震尾波 HVSR 谱比分析

Fig. 5 HVSR analysis of seismic coda wave

2 震后场地小应变剪切刚度演化规律

图 6 给出了 REHS 台站场地 2010 年至 2011 年间 3 次强震后场地卓越频率随时间的发展情况。考虑到每次强震事件之后大部分余震在台站的地震动强度都很小, 可以忽略其对震后场地的进一步扰动作用。每张图上方的黑色虚线代表 2010 年 9 月 3 日 $M_w 7.2$ 地震事件之前场地的卓越频率 ($f_0=2.20$ Hz), 由 2010 年大震之前的小震记录进行 HVSR 分析得到; 右上角红色虚线表示强震事件后场地的稳定值, 可视为下次强震前的场地卓越频率初始值。由图 6 可见, 每次强震后场地刚度恢复至相对稳定的状态所需要的时间基本一致(为数天到数十天), 而且场地稳定后的卓越频率均值接近但低于最初的水平(即 2.20 Hz)。

由图 6 (b) 可见, 20110221 $M_w 6.2$ 地震事件中场地卓越频率受到强余震地震历史的影响, 因此图 7 仅将图 6 (a) 和 (c) 的归一化场地卓越频率 (f/f_0) 随时间发展规律归纳在一起。由图 7 可见, 震后场地刚度恢复速率基本一致, 呈现对数形式的增长, 这与 PENG 等^[16-17]的研究发现类似。而基督城场地小应变刚度在震后 10~100 d 会有显著的恢复。根据 Downes 等^[18]的研究, 2010 年距上次基督城发生强震液化的时间间隔接近 100 a, 可以认为基督城典型易液化场地的

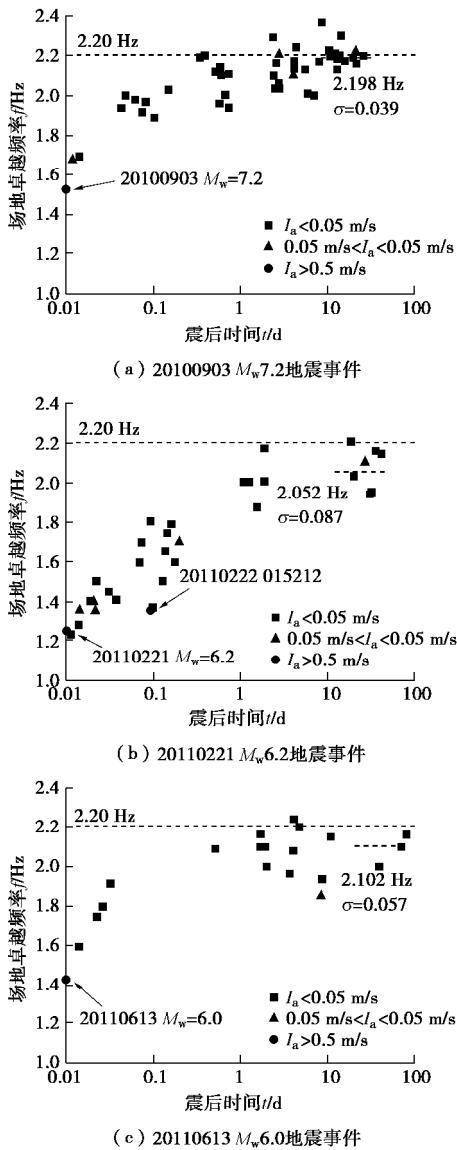


图 6 震后场地卓越频率时变规律

Fig. 6 Evolution of fundamental frequency of earthquake site

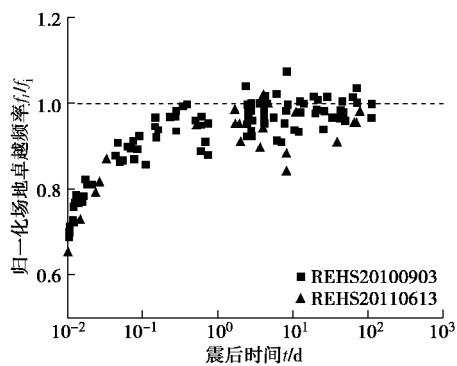


图 7 震后场地归一化卓越频率变化规律

Fig. 7 Evolution of normalized fundamental frequency of earthquake site

新近沉积时间（或液化的重现周期）为 100 a 左右，所以尽管 REHS 台站场地的砂土层刚度在液化后的数

月内会有较大的恢复，但仍小于震前水平。需要指出的是，在基督城的其它强震台站（如 CBGS 和 CCCC 台站）场地也观测到了类似规律^[19]。另外，注意到图 7 中同一时间对应的频率数据存在一定离散性，原因包括：首先，HVSR 方法不能完全消除震源及传播路径的影响；其次，地震动加速度信号（尤其是小震事件）信噪比水平不同；再次，地下水位的季节性升降等环境变化带来的可能影响。

3 饱和砂土震后小应变刚度计算模型

需要注意，Andrus 等^[8]将砂土的 MEVR 参数用于剪切模量的时间效应修正，这种修正主要反映数十万年甚至更久的由于颗粒胶结引起的时间效应，不能合理反映砂土液化后短期内刚度的变化规律（即孔压消散与次固结引起的时间效应），而大部分震后实例调查的原位测试均是在这一时间段获得的；其次，这种修正对特定地震和场地数据的依赖性较大，数据十分有限，规律的一般性不强。本节基于饱和砂土的主固结与次固结过程，提出了考虑有效应力变化和砂土颗粒间接触力均质化（包括孔隙比变化）这两个主要因素的震后饱和砂土小应变刚度计算模型。

3.1 主固结影响函数

首先考虑由孔压消散和孔隙变化引起的剪切模量增量，可采用 Hardin 公式表示土体小应变剪切模量与土体孔隙比及有效应力的关系：

$$G_{\max} = A \cdot F(e)(S'_m)^n \quad , \quad (3)$$

式中， G_{\max} 为砂土小应变剪切模量， A 为结构性参数， $F(e)$ 为孔隙比方程， S'_m 为平均有效应力， n 约等于 0.5。

平均固结度 U 通常定义为

$$U = \frac{S_{ct}}{S_{co}} \quad , \quad (4)$$

式中， S_{ct} 为地基某时刻的主固结变形， S_{co} 为地基的最终主固结变形。

根据太沙基一维固结理论，平均固结度 U 为

$$U = 1 - \sum_{m=1}^{\infty} \frac{2}{M^2} e^{-M^2 T_v} \quad . \quad (5)$$

式中，竖向固结时间因子 T_v 为

$$T_v = \frac{k_v t}{H^2 g_w m_v} \quad , \quad (6)$$

式中， k_v 为土的竖向渗透系数， t 为固结时间， H 为土层厚度， g_w 为水的重度， m_v 为土体体积压缩模量。

设砂土震后初始孔隙比为 e_0 ，主固结完成后孔隙比为 e_{∞} ，固结中土体孔隙比为 e_{ct} ，则由式 (4) 可以

得到土体平均固结度:

$$U = \frac{e_0 - e_{ct}}{e_0 - e_{\infty}} \quad . \quad (7)$$

超静孔压比与砂土有效应力的关系如下:

$$1 - r_u(t) = \left[\frac{s'_{m,t}}{s'_{m,i}} \right]^2, \quad (8)$$

式中, $r_u(t)$ 为 t 时刻砂土的超静孔压比, $s'_{m,t}$ 为 t 时刻砂土的有效应力, $s'_{m,i}$ 为砂土的初始最大有效应力。

考虑到在主固结阶段砂土剪切模量增长主要由有效应力增加和孔隙比减小引起的, 而结构性变化的影响很小。因此本文假设砂土主固结过程中结构性参数 A 不变, 结合式 (3), (7), (8) 得到砂土震后剪切模量随时间的变化函数如下:

$$\frac{G_{pc}(t)}{G_R} = \frac{F(e_0 - Ue_0 + Ue_\infty)}{F(e_\infty)} \left[1 - \frac{p_0}{s'}(1-U) \right]^{0.5}, \quad (9)$$

式中, $G_{pc}(t)$ 为任意固结时刻的砂土小应变剪切模量, G_R 为砂土在参考时间时的小应变剪切模量, 一般参考时间 t_R 大于主固结时间 t_p 。

3.2 次固结影响函数

砂土次固结过程中, 颗粒间接触力均质化(包括孔隙比减小)也是引起砂土刚度随时间增长的一个重要因素^[20-21]。本文采用 Howie 等^[22]基于室内试验提出的经验公式加以描述:

$$\frac{G_{sc}(t)}{G_R} = 1 + \frac{\Delta G}{G_R} \cdot \lg \left(\frac{t}{t_R} \right), \quad (10)$$

式中, t 为固结时间, t_R 为参考时间, $G_{sc}(t)$ 为任意固结时刻的小应变剪切模量, $G_{sc,R}$ 为在参考时间的小应变剪切模量, $\Delta G/G_{sc,R}$ 为剪切模量增长速率, 对于特定的土体需根据室内固结试验确定。

3.3 饱和砂土震后小应变刚度计算模型

在震后一定的时间段, 砂土剪切模量变化受上述两个因素共同影响, 本文假设这两种机理相互独立, 结合式 (9), (10) 得

$$\frac{G(t)}{G_R} = 1 + \frac{\Delta G_{pc}(t)}{G_R} + \frac{\Delta G_{sc}(t)}{G_R}. \quad (11)$$

式 (11) 结合 $G = rv_s^2$ 和 $v_s = 4Hf$ 可得到场地卓越频率随时间发展的函数:

$$\frac{f(t)}{f_R} = \sqrt{\frac{G(t)}{G_R}}. \quad (12)$$

根据现有围绕基督城场地的研究成果, 式 (12) 的参数取值如下: 该场地上覆软弱土层厚 20 m, 主要由砂土和粉土组成, 排水条件良好^[15]; 根据 CPT 测试的 I_c 和渗透系数的经验关系^[23]取土层平均渗透系数

$k_v=2.5 \times 10^{-5}$ m/s; 土层的平均压缩模量由动力触探锤击数与压缩模量的经验关系^[24]得到, 取 $E_s=15.0$ MPa; 土层初始平均超静孔压比取 $p_0=0.8$ 。另外, 假设震后场地刚度需要经历震前同样的沉积时间才能恢复至 2010 年 9 月 3 日强震液化事件之前的震前值, 则参考时间为 $t_R=100$ a。

根据式 (12) 计算得到基督城 REHS 台站场地液化后基频随时间的发展规律如图 8 中的曲线所示, 图中上、下两条边界线代表由于参数取值带来的标准差。由图 8 可见, 该计算模型对图 6 (a), (c) 中的两次强震数据的预测效果较好, 能够考虑震后一定时间内饱和砂土刚度的恢复规律。

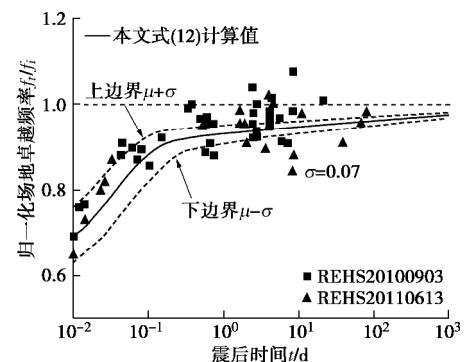


图 8 震后刚度发展函数预测效果

Fig. 8 Prediction of post-earthquake stiffness function

4 结论

为研究震后饱和砂土场地原位测试指标变化规律及其与震前值的差异, 本文针对新西兰基督城的典型易液化场地, 开展了从实际场地卓越频率监测分析到砂土小应变刚度计算模型的研究。主要结论如下:

(1) 针对基督城系列强震, 对 REHS 强震台站记录信号进行 HVSR 分析, 揭示了震后场地刚度整体呈现指数形式的增长规律。场地小应变刚度会在震后经过数天的快速恢复后进入相对稳定的缓慢上升期。对于震前沉积时间较长的场地, 场地刚度在震后短时间内难以恢复到震前水平, 现有基于震后原位调查获得的液化实例数据应当根据震后原位测试时间进行适当的修正。

(2) 假设震后场地刚度需要经历震前同样的沉积时间才能恢复至震前值, 基于主固结与次固结过程提出了具有物理意义的饱和砂土震后小应变刚度计算模型, 可估算基督城典型易液化场地在强震后平均小应变刚度随时间的发展规律。该计算模型为将特定场地的震后原位测试指标(如剪切波速)修正到对应的震前值提供了一种有效手段。

注意到本文所揭示的震后场地小应变刚度演化规律和所建议的计算模型及参数主要针对新西兰基督城场地,有必要进一步研究更多的其它地震和场地刚度演化规律,并获取各类易液化场地和土体参数,才能为将液化实例中的震后原位测试指标修正到震前原状土的对应值提供定量依据,提高当前基于液化实例调查的地震液化简化判别方法的准确性。

参考文献:

- [1] YOUD T L, IDRISI I M, ANDRUS R D, et al. Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2001, **127**(10): 817 - 833.
- [2] 李兆焱,袁晓铭,曹振中,等.基于新疆巴楚地震调查的砂土液化判别新公式[J].岩土工程学报,2012, **34**(3): 483 - 489. (LI Zhao-yan, YUAN Xiao-ming, CAO Zhen-zhong, et al. New evaluation formula for sand liquefaction based on survey of Bachu Earthquake in Xinjiang[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(3): 483 - 489. (in Chinese))
- [3] 陈国兴,李方明.基于径向基函数神经网络模型的砂土液化概率判别方法[J].岩土工程学报,2006, **28**(3): 301 - 305. (CHEN Guo-xing, LI Fang-ming. Probabilistic estimation of sand liquefaction based on neural network of radial basis function[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, **28**(3): 301 - 305. (in Chinese))
- [4] ANDRUS R D, STOKOE K H II. Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2000, **126**(11): 1015 - 1025.
- [5] MITCHELL J K, SOLYMAR Z V. Time-dependent strength gain in freshly deposited or densified sand[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1984, **110**(11): 1559 - 1576.
- [6] LEON E, GASSMAN S L, TALWANI P. Accounting for soil aging when assessing liquefaction potential[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2006, **132**(3): 363-377.
- [7] HAYATI H, ANDRUS D. Updated liquefaction resistance correction factors for aged sands[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2009, **135**(11): 1683 - 1692.
- [8] ANDRUS R D, HAYATI H, MOHANAN N P. Correcting liquefaction resistance for aged sands using measured to estimated velocity ratio[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2009, **135**(6): 735 - 744.
- [9] 周燕国,丁海军,陈云敏,等.基于原位测试指标的砂土时间效应定量表征初步研究[J].岩土工程学报,2015, **37**(11): 2000 - 2006. (ZHOU Yan-guo, DING Hai-jun, CHEN Yun-min, et al. Characterization of ageing effect of sands based on field testing indices[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(11): 2000 - 2006. (in Chinese))
- [10] HARDIN, B O, DRNEVICH, V P. Shear modulus and damping in soils[J]. Soil Mechanics and Foundation Engineering Div, 1972, **98**(7): 667 - 692.
- [11] PAVLENKO O, IRIKURA K. Changes in shear moduli of liquefied and nonliquefied soils during the 1995 Kobe earthquake and its aftershocks at three vertical-array sites[J]. Bulletin of the Seismological Society of America, 2002, **92**(5): 1952 - 1969.
- [12] 孙 锐,袁晓铭.液化土层地震动特征分析[J].岩土工程学报,2004, **26**(5): 684 - 690. (SUN Rui, YUAN Xiao-ming. Analysis on feature of surface ground motion for liquefied soil layer[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2004, **26**(5): 684 - 690. (in Chinese))
- [13] 孙 锐,杨 洋,陈龙伟,等.液化层特征量对场地卓越频率影响的理论解答[J].岩土工程学报,2018, **40**(5): 811 - 818. (SUN Rui, YANG Yang, CHEN Long-wei, et al. Analytical solutions for changes in predominant frequency of a site based on characteristic parameters of liquefiable interlayer[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **40**(5): 811 - 818. (in Chinese))
- [14] KRAMER S L. Geotechnical Earthquake Engineering[M]. New Jersey: Prentice Hall, 1996.
- [15] WOTHERSPOON L M, ORENSE R P, BRADLEY B A, et al. Geotechnical Characterisation of Christchurch Strong Motion Stations, Version 2.0-October 2014[R]. Auckland: The University of Auckland, 2014.
- [16] CHAO K, PENG Z. Temporal changes of seismic velocity and anisotropy in the shallow crust induced by the 1999 October 22 M6.4 Chia-Yi, Taiwan earthquake[J]. Geophysical Journal of the Royal Astronomical Society, 2010, **179**(3): 1800 - 1816.

- [17] PENG Z, BEN-ZION Y. Temporal changes of shallow seismic velocity around the Karadere-Düzce branch of the north Anatolian fault and strong ground motion[J]. Pure and Applied Geophysics, 2006, **163**(2/3): 567 – 600.
- [18] DOWNES G, YETTON M. Pre-2010 historical seismicity near Christchurch, New Zealand: the 1869 M_W 4.7~4.9 Christchurch and 1870 M_W 5.6 ~ 5.8 Lake Ellesmere earthquakes[J]. New Zealand Journal of Geology and Geophysics, 2012, **55**(3): 199 – 205.
- [19] 沈涛. 砂土地震液化小应变剪切刚度衰减与恢复规律研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2019. (SHEN Tao. Reduction and Recovery of Small-Strain Stiffness During Earthquake-Induced Soil Liquefaction[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2019. (in Chinese))
- [20] BAXTER C D P, MITCHELL J K. Experimental study on the aging of sands[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2004, **130**(10): 1051 – 1062.
- [21] WANG Y H, GAO Y, LENG G. Experimental characterizations of an aging mechanism of sands[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2015, **142**(2): 06015016.
- [22] HOWIE J A, SHOZEN T, VAID Y P. Effect of ageing on stiffness of very loose sand[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2002, **39**(1): 149 – 156.
- [23] ROBERTSON P K. Estimating in-situ soil permeability from CPT & CPTU[C]// 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing. 2010, Pomona, CA, USA.
- [24] MOHAMMADI S D, NIKOUDEL M R, RAHIMI H, et al. Application of the dynamic cone penetrometer (DCP) for determination of the engineering parameters of sandy soils[J]. Engineering Geology, 2008, **101**(3/4): 195 – 203.

岩土及地下工程教育部重点实验室(同济大学) 2020年度开放课题申请指南

重点实验室自2007年2月由教育部正式批准在同济大学立项建设以来, 按照教育部重点实验室的开放要求, 自2008年起面向国内外公开征集开放基金项目, 连续十年批准了60余项国内外访问学者的申请, 取得了持续对外开放、合作与交流的良好效果。经研究, 本年度继续设立专项开放研究基金, 资助国内外学者和科技工作者来实验室开展科研工作。

资助范围: 本年度开放课题主要资助的研究方向如下: ①软土力学理论与变形稳定控制; ②宏微观土力学理论与环境土工灾变; ③岩土体多场耦合理论与灾害控制; ④软弱岩土体地质灾害与防治加固; ⑤地下工程安全理论与风险控制; ⑥城市地下空间与岩体地下工程。

申请资格: 同济大学校外从事与岩土与地下工程有关的国内外高级、中级科技人员、青年科技工作者均可申请本实验室的开放基金。

资助金额: 申请者必须本着实事求是的原则申请资助金额, 开放基金的资助强度一般每项不超过3万元, 总计拟资助6至8项。

项目执行期限: 每个项目实施期限为两年, 即2020年10月1日至2022年9月30日。

考核标准: 每个开放基金资助课题应在国际学术期刊发表1篇被SCI检索的论文(有正式的检索号), 且同济大学合作者需列为论文的共同作者, 作者单位之一必须标注为本重点实验

室, 并注明课题批准号。

项目的实施与管理: 批准的开放课题资助经费实行一次核定, 两批拨款。项目批准后, 即拨付课题资助经费的50%至课题负责人所在单位; 其余50%待课题结题验收后即拨付。项目负责人应当按照项目计划书组织开展研究工作, 做好资助项目实施情况的原始记录, 填写项目中期报告。自项目资助期满之日起60日内, 项目负责人应当撰写结题报告、编制项目资助经费决算; 取得研究成果的, 应当同时提交研究成果报告。

如因客观原因不能按期完成研究计划, 项目负责人应当于项目资助期限届满90日前提出延期申请, 申请延长的期限不得超过1年。

申报程序: ①开放基金申请人应认真阅读有关申请说明, 申报课题必须符合本实验室的研究方向, 属于2020年资助研究内容的范畴, 并具有本重点实验室固定研究人员合作。同济大学有关研究人员的介绍, 可查阅: <http://geotec.tongji.edu.cn/keylab/yjry>。②本年度开放课题申请截止时间为2020年7月31日(以邮戳日期为准)。申请书须以纸质一式2份寄给: 上海市杨浦区四平路1239号同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室(邮政编码200092); 刘琦老师收(电话: 021—65985200, 13917983456, E-mail: liuqi472@tongji.edu.cn), 除纸质申请材料, 申请人须提供申请书及附件的电子文件(PDF格式), 并注意纸质申请书与电子版申请书的内容应严格一致。

(岩土及地下工程教育部重点实验室(同济大学) 供稿)

DOI: 10.11779/CJGE202008006

平面 P 波入射下海底衬砌隧道地震响应解析分析

朱赛男¹, 李伟华^{*1}, Vincent W Lee², 赵成刚¹

(1. 北京交通大学土木建筑工程学院, 北京 100044; 2. University of Southern California, Los Angeles, CA 90089-2531, USA)

摘要: 基于 Biot 流体饱和多孔介质和理想流体介质波动理论, 采用 Hankel 函数积分变换法 (HFITM), 在考虑水下饱和土的流固耦合及水 - 土 - 结构动力相互作用条件下, 给出海底衬砌隧道对平面 P 波散射问题的解析解。Hankel 函数积分变换法能够较好地处理半空间表面边界条件, 避免了传统研究中的“大圆弧假定”。在解析解的基础上, 计算分析了入射角度、入射频率、海水水深和隧道埋深等因素对场地位移和隧道应力的影响。结果表明: 入射角度、入射频率、海水水深和隧道埋深对场地位移和隧道应力影响明显; 入射角不同时, 场地水平位移和隧道动水压力随着入射角的增加而增加, 竖向位移和隧道总应力随着入射角的增加而减小; 入射频率不同时, 隧道应力随着频率的增加而明显减小; 海水水深不同时, 水深为 10 倍隧道半径时的场地位移和隧道应力最大; 隧道埋深不同时, 场地位移和隧道应力随着埋深的增加而减小。

关键词: 海底衬砌隧道; 平面 P 波; 散射问题; 地震响应; 解析解

中图分类号: TU435 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2020)08-1418-10

作者简介: 朱赛男(1990—), 女, 博士研究生, 主要从事岩土地震工程方面的研究工作。E-mail: 15115293@bjtu.edu.cn。

Seismic response of undersea lining tunnels under incident plane P waves

ZHU Sai-nan¹, LI Wei-hua¹, Vincent W Lee², ZHAO Cheng-gang¹

(1. School of Civil Engineering and Architecture, Beijing Jiaotong University, Beijing 100044, China; 2. University of Southern California, Los Angeles, CA 90089-2531, USA)

Abstract: Based on the wave theory of fluid-saturated porous media by Biot and the ideal wave theory of fluid media, considering the conditions of fluid-solid coupling of undersea saturated soil and seawater-saturated soil-structure dynamic interaction, using the Hankel function integral transformation method (HFITM), an analytical solution is obtained for the scattering problem of incident P waves for an undersea lining tunnel. The Hankel function integral transformation method can better deal with the surface boundary conditions of half space, avoiding the "big arc assumption" in the traditional researches. Based on the analytical solution, the effects of incident angle and incident frequency of P waves, depth of seawater and buried depth of tunnel on site displacement and stress are calculated and analyzed. The results show that the incident angle of P waves, incident infrequency, depth of seawater and buried depth of tunnel have obvious influences on site displacement and tunnel stress. The horizontal displacement of the site and hydrodynamic pressure of the tunnel increase with the increment of incident angle, and the vertical displacement and total tunnel stress decrease with the increment of incident angle. The tunnel stress decreases significantly with the increase of the incident frequency. The site displacement and tunnel stress are the largest when the water depth is 10 times the tunnel radius. The site displacement and tunnel stress decrease with the increasing buried depth.

Key words: undersea lining tunnel; plane P wave; scattering problem; seismic response; analytical solution

0 引言

海底隧道是沿海经济区重要的交通枢纽, 一旦发生地震破坏, 将导致重大人员伤亡和财产损失, 影响经济发展和社会稳定, 从而引起国内外众多学者的关注。已有的地震记录表明, 由于海水层中 P 波的存在, 海水对海底竖向振动有很大影响, 导致海域工程场地表现出与陆地场地不同的地震响应特点。现有的海底隧道地震响应研究, 多采用模型试验或数值模拟方法。

朱镜清等^[1-5]通过流体力学分析, 建立考虑土介质的非线性的海水-海底土层为模型, 得出深度 50 m 范围内海水可视为无黏性不可压缩的理想流体。借用有限元模型和时域解法, 给出考虑海水影响下岩-土叠合体系

基金项目: 国家重点基础研究发展计划 (“973”计划) 项目 (2015CB057800); 国家自然科学基金项目 (51378058)

收稿日期: 2019-10-12

*通信作者 (E-mail: whli@bjtu.edu.cn)

的阻尼矩阵形成办法, 并将该方法延伸至海底淤泥对海洋工程地震作用的影响研究中。陈向红等^[6]考虑流固耦合, 建立衬砌结构-土-海水相互作用联系模型, 分析不同地震激励和埋深条件下动水压力影响和隧道衬砌振动的响应规律。森茂田等^[7]等建立海床-管线相互作用计算模型, 借助 ADINA 软件和循环扭剪试验来分析海底管线动力响应和管线周围土体孔隙水压变化规律。席仁强等^[8]、程选生等^[9]、刘继国等^[10]、周鹏等^[11]、巨建民等^[12]分别建立相应的水-土-结构有限元模型, 并对地震作用下隧道结构的动力响应规律进行数值计算。值得说明的是, 在这些研究中, 动水压力多视为静水压力或忽略海水的影响。从地震动力反应角度来看, 显然是不尽合理的。郭崇峙^[13]基于赵成刚等^[14]建立的流体-饱和多孔介质-单相弹性介质 3 种介质耦联系统动力反应分析的显式有限元法, 建立基岩-地基土层-隧道结构-上覆水层体系模型, 首次在考虑动水压力及水下土体的流固动力耦合条件下, 研究了水下隧道关键点在不同水深和饱和土参数下的位移和应力的响应。但该研究模型相对简单, 且仅针对垂直入射不同水深和饱和土不同刚度两种变量进行研究。

相比于模型试验或数值模拟方法, 解析方法可以定性定量地分析问题的本质和物理机制, 给出对问题直观的理解和解释, 同时还可用来检验数值方法的精度和收敛性。但由于问题的复杂性, 目前水下隧道对地震波散射问题的解析解并不多见。在现阶段, 隧道地震响应解析分析中, 水平边界条件多采用“大圆弧假定”方法处理。所谓“大圆弧假定”, 是由 Lee^[15]提出来的一个“以曲代直”的几何概念, 即用一个半径非常大的圆弧代替水平半空间表面。马宏伟等^[16-18]利用波动解法和“大圆弧假定”, 推导得到平面 P(SV) 波入射时水下输水隧洞的地震响应解析解。该解将水下岩土体多视为单相弹性介质, 与实际水下岩土层性质不符。海底隧道多修建于水层下覆的土层中, 该土层一般认为是饱和土层, 其波动地震响应分析比单相介质更为复杂。丁曼曼^[19]基于 Biot^[20]两相多孔介质动力学理论, 利用“大圆弧假定”和函数展开法给出了平面 SV 波作用下水下饱和砂层中隧道结构地震响应的解析解。采用“大圆弧假定”代替水平半空间表面进行复杂场地地震响应分析时, 原在场地半空间表面所产生的散射波将由在大圆弧附近产生的散射波所代替, 近似方法产生的散射波导致计算结果产生误差, 从而放松了零应力边界条件, 不能充分满足复杂场地散射问题的边界条件。

为寻求一种既可以避免“大圆弧假定”, 又可以较

好地处理半空间边界条件, Lin 等^[21]借助 Lamb^[22]的线性积分方法, 将波场中散射波的势函数进行 Hankel 函数积分变换和 Fourier-Bessel 展开, 将柱坐标系下的表达转换到直角坐标系中, 可以方便处理半空间表面水平边界条件, 成功避免使用“大圆弧假定”方法。该方法称为 Hankel 函数积分变换法 (HFITM)。本文采用该方法, 在考虑水下饱和土的流固耦合及水-土-结构动力相互作用条件下, 给出海底衬砌隧道对平面 P 波散射问题的解析解。利用该解析解, 重点分析了入射角度、入射频率、海水水深和隧道埋深等因素在对场地位移及隧道应力的影响, 得到了一些结论。

1 模型与基本方程

分析模型如图 1 所示。海水层视为理想流体介质, 水深 h_w 。饱和土层为流体饱和多孔介质, 衬砌隧道则埋置在饱和土层中。隧道埋深 h , 隧道外半径 a , 内半径 b 。隧道内外径、水土交界面和海水层表面分别采用柱坐标系 (r_i, θ_i) 、直角坐标系 (x_1, y_1) 和 (x_2, y_2) 。

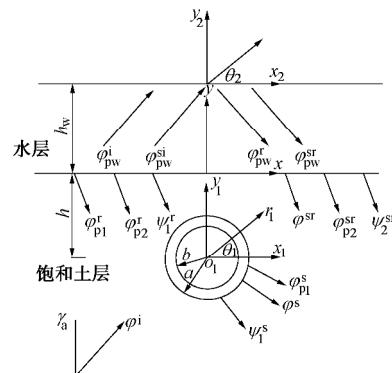


图 1 分析模型

Fig. 1 Analysis model

两个直角坐标系和柱坐标系的关系如下:

$$\left. \begin{array}{l} x = x_1 = x_2, \\ y_1 = y + h, \\ y = y_2 + h_w, \\ q_1 = \arctan(y_1/x_1). \end{array} \right\} \quad (1)$$

理想流体介质的动力方程为

$$r_w \frac{\partial^2 u_w}{\partial t^2} = K_f \nabla \cdot \nabla u_w, \quad (2)$$

式中, r_w 为流体密度, K_f 为流体的体积模量, u_w 为流体的运动位移。

Deresiewicz^[23]在 Biot^[20]提出的流体饱和多孔介质波动理论的基础上, 考虑孔隙流体仅能膨胀变形, 得到无耗散情况下流体饱和土多孔介质波动方程表达式:

$$\left. \begin{aligned} (I_{\text{sat}} + 2m)\nabla^2\varphi + Q\nabla^2\Phi &= \left(r_{11} \frac{\partial^2 f}{\partial t^2} + r_{12} \frac{\partial^2 \Phi}{\partial t^2} \right), \\ \nabla Q\nabla^2 j + R\nabla^2\Phi &= \left(r_{12} \frac{\partial^2 j}{\partial t^2} + r_{22} \frac{\partial^2 \Phi}{\partial t^2} \right), \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

$$\left. \begin{aligned} \mu\nabla^2\psi &= \left(r_{11} \frac{\partial^2 \psi}{\partial t^2} + r_{12} \frac{\partial^2 \Psi}{\partial t^2} \right), \\ 0 &= \left(r_{12} \frac{\partial^2 \psi}{\partial t^2} + r_{22} \frac{\partial^2 \Psi}{\partial t^2} \right). \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

式中 φ 和 Φ 分别为土骨架和孔隙流体的 P 波势函数; ψ 和 Ψ 分别为土骨架和孔隙流体的 SV 波势函数; $r_{11} = (1-n)r_s + g(1-n)r_f$, $r_{12} = -g(1-n)r_f$, $r_{22} = n\rho_f + g(1-n)r_f$, n 为土孔隙率, r_s 为土骨架密度, r_f 为流体密度, g 为土骨架和流体相互作用系数, 其取值受土骨架颗粒形状影响, 当颗粒形状为球形时, $g = 0.5$; I_{sat} , R , Q , μ 为饱和土介质的弹性常数, 可以由饱和土的泊松比 n 、孔隙率 n 、土骨架体积模量 K_g 、流体体积模量 K_f 、临界孔隙率 n_{cr} 和干土骨架的临界体积模量 K_{cr} 表示, 具体计算方法详见文献[24]。

2 边界条件

海底衬砌隧道场地模型中存在 4 个边界, 即海水自由表面、水土交界面、隧道衬砌外表面与饱和土层交界面、隧道衬砌内表面。假设水土交界以及隧道衬砌外表面与饱和土层交界面是连续界面且不透水, 饱和土层 - 水层透水。下列边界条件中, s_{ik}^j , u_{ik}^j (U_{ik}^j) 分别为不同坐标系下的应力和位移。其中, u_{ik}^j 和 U_{ik}^j 分别为饱和土土骨架部分和流体部分的位移。应力和位移的下角标 i , k 代表不同坐标系, 如柱坐标系 (r_i , q_i)、直角坐标系 (x_2 , y_2) 和直角坐标系 (x , y)。若 $i=k$, 可记为 i 或 k 。上角标 j 代表不同介质, 如 s 代表饱和土介质的土骨架、f 代表饱和土介质的流体, w 代表海水层、1 代表隧道衬砌层。边界条件可表示如下:

(1) 海水自由表面边界($y_2 = 0$)

$$s_{y_2}^w = 0 ; \quad (5)$$

(2) 水土交界面边界($y=0$, $y_2=-h_w$)

$$\left. \begin{aligned} (1-n)u_y^s + nu_y^f &= u_{y_2}^w, \\ s_{xy}^s &= 0, \\ s_y^s + s_y^f &= -s_{y_2}^w, \\ s_y^f &= -ns_{y_2}^w; \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

(3) 隧道衬砌内表面边界($r_i=b$)

$$\left. \begin{aligned} s_{r_i\theta_i}^1 &= 0, \\ s_{\theta_i}^1 &= 0; \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

(4) 隧道衬砌外表面 - 饱和土层交界面边界
($r_i=a$)

$$\left. \begin{aligned} s_{r_i\theta_i}^s &= s_{r_i\theta_i}^1, \\ s_{r_i}^s &= s_{r_i}^1, \\ u_{r_i}^s &= u_{r_i}^1, \\ u_{\theta_i}^s &= u_{\theta_i}^1, \\ u_r^s &= U_r^f. \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

3 波场分析

场地中的波场可看成是自由波场和散射波场两部分的叠加。

3.1 自由波场

设有幅值为 1, 频率为 w 的平面 P_1 波以角度 g_{a1} 入射从隧道左下方入射到海底隧道场地中。直角坐标系 (x, y) 下入射波势函数可表示为

$$\varphi^i = e^{ik_{a1}(x \sin g_{a1} + y \cos g_{a1})}, \quad (9)$$

式中, $k_{a1} = w/c_{a1}$ 为入射 P_1 波波数, c_{a1} 为 P_1 波波速, 其计算方法见文献[24]。

如果海底不存在隧道, 入射 P 波在水土交界面会出现反射 P_1 波、 P_2 波和 SV 波, 在水层产生透射波和反射波 P 波。

(1) 饱和土层

反射 P_1 波、 P_2 波和 SV 波势函数分别为

$$\left. \begin{aligned} j_{p1}^r &= A_1 e^{ik_{a1}(x \sin \gamma_{a1} - y \cos \gamma_{a1})}, \\ j_{p2}^r &= B_1 e^{ik_{a2}(x \sin \gamma_{a2} - y \cos \gamma_{a2})}, \\ \psi^r &= C_1 e^{ik_{\beta}(x \sin \gamma_{\beta} - y \cos \gamma_{\beta})}. \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

方便起见, 将式(9), (10) 转换为柱坐标 (r_i , q_i) 表示:

$$\left. \begin{aligned} \varphi^i &= \sum_{n=-\infty}^{\infty} a_n^i J_n(k_{a1} r_i) e^{int_{a1}}, \\ \varphi_{p1}^r &= \sum_{n=-\infty}^{\infty} a_n^r J_n(k_{a1} r_i) e^{int_{a1}}, \\ \varphi_{p2}^r &= \sum_{n=-\infty}^{\infty} b_n^r J_n(k_{a2} r_i) e^{int_{a2}}, \\ \psi^r &= \sum_{n=-\infty}^{\infty} c_n^r J_n(k_{\beta} r_i) e^{int_{\beta}}. \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

式中, $a_n^i = e^{-ik_{a1} h \cos \gamma_{a1}} e^{in\gamma_{a1}}$, $a_n^r = (-1)^n A_1 e^{ik_{a1} h \cos \gamma_{a1}} e^{-in\gamma_{a1}}$, $b_n^r = (-1)^n B_1 e^{ik_{a2} h \cos \gamma_{a2}} e^{-in\gamma_{a2}}$, $c_n^r = (-1)^n C_1 e^{ik_{\beta} h \cos \gamma_{\beta}} e^{-in\gamma_{\beta}}$ 。

饱和土层自由场 P_1 波和 P_2 波的总波场可表示为

$$j_s^{\text{ft}} = j^i + j_{p1}^r + j_{p2}^r \quad (\text{固相}), \quad (12a)$$

$$\Phi_s^{\text{ft}} = x_1(j^i + j_{p1}^r) + x_2 j_{p2}^r \quad (\text{液相}). \quad (12b)$$

饱和土层自由场 SV 波总波场表示为

$$\psi_s^{\text{ft}} = \psi^r \quad (\text{固相}) , \quad (13\text{a})$$

$$\Psi_s^{\text{ft}} = x_3 \psi^r \quad (\text{液相}) . \quad (13\text{b})$$

式中 x_1 , x_2 和 x_3 分别是饱和土中流体部分的液相参与系数, 其计算方法见文献[24]。

(2) 海水层

透射和反射的 P 波势函数分别为

$$\left. \begin{aligned} j_{\text{pw}}^i &= D_1 e^{ik_{\text{pw}}(x_2 \sin \gamma_{\text{pw}} + y_2 \cos \gamma_{\text{pw}})} , \\ j_{\text{pw}}^r &= D_2 e^{ik_{\text{pw}}(x_2 \sin \gamma_{\text{pw}} - y_2 \cos \gamma_{\text{pw}})} . \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

海水层自由场的总波场可表示为

$$j_w^{\text{ft}} = j_{\text{pw}}^i + j_{\text{pw}}^r , \quad (15)$$

式中, k_{a1} , k_{a2} , k_β 和 k_{pw} 分别为饱和土层 P₁ 波、P₂ 波、SV 波和海水层 P 波的波数。 g_{a1} , g_{a2} , g_β 和 g_{pw} 分别为饱和土层 P₁ 波入射角和反射角、P₂ 波反射角、SV 波反射角及海水层 P 波的透射角和反射角。根据 Snell 定律有 $k_{a1} \sin g_{a1} = k_{a2} \sin g_{a2} = k_b \sin g_b = k_{\text{pw}} \sin g_{\text{pw}}$ 。 A_1 , B_1 , C_1 , D_1 和 D_2 分别是饱和土层 P₁ 波、P₂ 波、SV 波反射系数和海水层透射 P 波、反射 P 波波幅系数, 其计算方法见本文第 4 节。

3.2 散射波场分析

场地的波场分为三部分, 包括海水层散射波场、饱和土层散射波场及隧道衬砌散射波场。

(1) 饱和土层中散射波场分析

由于饱和土层中隧道的存在, 入射 P₁ 波会在隧道附近和水土交界面处分别产生散射波 P₁ 波、P₂ 波、SV 波, 交界面散射波也会在海水层产生散射波 P 波。

隧道附近产生的散射 P₁ 波、P₂ 波和 SV 波的势函数分别为

$$\left. \begin{aligned} j_{p_1}^s &= \sum_{n=-\infty}^{\infty} [A_{1,n} H_n^{(1)}(k_{a1} r_1)] e^{in\theta_1} , \\ j_{p_2}^s &= \sum_{n=-\infty}^{\infty} [B_{1,n} H_n^{(1)}(k_{a2} r_1)] e^{in\theta_1} , \\ \psi^s &= \sum_{n=-\infty}^{\infty} [C_{1,n} H_n^{(1)}(k_\beta r_1)] e^{in\theta_1} . \end{aligned} \right\} \quad (16)$$

考虑到饱和土层的边界条件是分别在柱坐标和直角坐标两种坐标系下建立的, 为方便处理, 需要将用柱坐标表示的散射波势函数转换到直角坐标系下, 这里采用 Hankel 函数积分变换法 (HFITM) [21]。

$$H_n^{(1)}(kr) e^{in\theta_1} = \int_{-\infty}^{\infty} \left[\left(\frac{i^{-n}}{i\pi v_a} \right) \left(\frac{k - v_a}{k_a} \right)^n e^{ikx_1 - v_a |y_1|} \right] dk , \quad (17)$$

式中, $v_a = \sqrt{k^2 - k_a^2}$ 。

利用式 (17), 把饱和土层中散射波的势函数从柱坐标系 (r_1 , q_1) 转化到直角坐标系 (x_1 , y_1) 中。根据

直角坐标系 (x_1 , y_1) 和直角坐标系 (x , y) 的关系, 散射波的势函数可以进一步转换为在坐标系 (x , y) 中的形式, 整理后可得

$$\left. \begin{aligned} j_{p_1}^s &= \int_{-\infty}^{\infty} a_1(k) e^{ikx - v_{a1} y} dk , \\ j_{p_2}^s &= \int_{-\infty}^{\infty} b_1(k) e^{ikx - v_{a2} y} dk , \\ \psi^s &= \int_{-\infty}^{\infty} c_1(k) e^{ikx - v_\beta y} dk . \end{aligned} \right\} \quad (18)$$

对比式 (16), (18), 可得

$$\left. \begin{aligned} a_1(k) \\ b_1(k) \\ c_1(k) \end{aligned} \right\} = \sum_{n=-\infty}^{\infty} \frac{i^{-n}}{i\pi} [\mathbf{I}(h)] \left. \begin{aligned} A_{1,n} \\ B_{1,n} \\ C_{1,n} \end{aligned} \right\} , \quad (19)$$

$$\text{式中, } \mathbf{I}(h) = \begin{bmatrix} x_{a1,n}(h)/v_{a1} \\ x_{a2,n}(h)/v_{a2} \\ x_{\beta,n}(h)/v_\beta \end{bmatrix},$$

$$x_{a1,n}(h) = \left(\frac{k - v_{a1}}{k_{a1}} \right)^n e^{-v_{a1} h}, \quad x_{a2,n}(h) = \left(\frac{k - v_{a2}}{k_{a2}} \right)^n e^{-v_{a2} h},$$

$$x_{\beta,n}(h) = \left(\frac{k - v_\beta}{k_\beta} \right)^n e^{-v_\beta h}, \quad v_{a1} = \sqrt{k^2 - k_{a1}^2}, \quad v_{a2} = \sqrt{k^2 - k_{a2}^2}, \quad v_\beta = \sqrt{k^2 - k_\beta^2}.$$

参照直角坐标系 (x , y) 下的隧道附近散射波势函数表达式, 可得同坐标系下的水土交界面产生的散射波的势函数, 其表达式分别为

$$\left. \begin{aligned} j_{p_1}^{\text{sr}} &= \int_{-\infty}^{\infty} a_2(k) e^{ikx + v_{a1} y} dk , \\ j_{p_2}^{\text{sr}} &= \int_{-\infty}^{\infty} b_2(k) e^{ikx + v_{a2} y} dk , \\ \psi^{\text{sr}} &= \int_{-\infty}^{\infty} c_2(k) e^{ikx + v_\beta y} dk . \end{aligned} \right\} \quad (20)$$

利用公式^[25]

$$e^{ikr \cos q} = \sum_{n=-\infty}^{\infty} i^n J_n(kr) e^{inq} , \quad (21)$$

式 (20) 散射波势函数的表达式可以转换到柱坐标系 (r_1 , θ_1) 下:

$$\left. \begin{aligned} j_{p_1}^{\text{sr}} &= \sum_{n=-\infty}^{\infty} [A_{2,n} J_n(k_{a1} r_1)] e^{in\theta_1} , \\ j_{p_2}^{\text{sr}} &= \sum_{n=-\infty}^{\infty} [B_{2,n} J_n(k_{a2} r_1)] e^{in\theta_1} , \\ \psi^{\text{sr}} &= \sum_{n=-\infty}^{\infty} [C_{2,n} J_n(k_\beta r_1)] e^{in\theta_1} . \end{aligned} \right\} \quad (22)$$

对比式 (20), (22) 可得

$$\left. \begin{aligned} A_{2,n} \\ B_{2,n} \\ C_{2,n} \end{aligned} \right\} = \int_{-\infty}^{\infty} i^n [\mathbf{D}(h)] \left. \begin{aligned} a_2(k) \\ b_2(k) \\ c_2(k) \end{aligned} \right\} dk , \quad (23)$$

式中,

$$[\mathbf{D}(h)] = \begin{bmatrix} \zeta_{\alpha 1,n}(h) & & \\ & \zeta_{\alpha 2,n}(h) & \\ & & \zeta_{\beta,n}(h) \end{bmatrix}.$$

饱和土层 P₁ 波和 P₂ 波散射总波场可表示为

$$\mathbf{j}_s^{\text{st}} = \mathbf{j}_{p1}^{\text{s}} + \mathbf{j}_{p2}^{\text{s}} + \mathbf{j}_{p1}^{\text{sr}} + \mathbf{j}_{p2}^{\text{sr}} \quad (\text{固相}) , \quad (24a)$$

$$\Phi_s^{\text{st}} = \mathbf{x}_1(\mathbf{j}_{p1}^{\text{s}} + \mathbf{j}_{p1}^{\text{sr}}) + \mathbf{x}_2(\mathbf{j}_{p2}^{\text{s}} + \mathbf{j}_{p2}^{\text{sr}}) \quad (\text{液相}) . \quad (24b)$$

饱和土层 SV 波散射波总波场可表示为

$$\psi_s^{\text{st}} = \psi^{\text{s}} + \psi^{\text{sr}} \quad (\text{固相}) , \quad (25a)$$

$$\Psi_s^{\text{st}} = \mathbf{x}_3(\psi^{\text{s}} + \psi^{\text{sr}}) \quad (\text{液相}) . \quad (25b)$$

(2) 海水层散射波场分析

对比饱和土层中的散射波在直角坐标系(x, y)中的表达式，海水层的散射波场可写成

$$\left. \begin{aligned} \mathbf{j}_{\text{pw}}^{\text{si}} &= \int_{-\infty}^{\infty} d_1(k) e^{ikx + v_{\text{pw}} y} dk , \\ \mathbf{j}_{\text{pw}}^{\text{sr}} &= \int_{-\infty}^{\infty} d_2(k) e^{ikx - v_{\text{pw}} y} dk . \end{aligned} \right\} \quad (26)$$

式中， $v_{\text{pw}} = \sqrt{k^2 - k_{\text{pw}}^2}$ 。

利用公式 $e^{ikr \cos q} = \sum_{n=-\infty}^{\infty} i^n J_n(kr) e^{inq}$ ，得

$$\left. \begin{aligned} \mathbf{j}_{\text{pw}}^{\text{si}} &= \sum_{n=-\infty}^{\infty} D_{1,n} J_n(k_{\text{pw}} r_2) e^{in\theta_2} , \\ \mathbf{j}_{\text{pw}}^{\text{sr}} &= \sum_{n=-\infty}^{\infty} D_{2,n} J_n(k_{\text{pw}} r_2) e^{in\theta_2} . \end{aligned} \right\} \quad (27)$$

对比式(26), (27) 可得

$$\left. \begin{aligned} D_{1,n} &= \int_{-\infty}^{\infty} i^n \left(\frac{k - v_{\text{pw}}}{k_{\text{pw}}} \right)^n e^{v_{\text{pw}} h_w} d_1(k) dk , \\ D_{2,n} &= \int_{-\infty}^{\infty} i^n \left(\frac{k + v_{\text{pw}}}{k_{\text{pw}}} \right)^n e^{-v_{\text{pw}} h_w} d_2(k) dk . \end{aligned} \right\} \quad (28)$$

式中， $\mathbf{x}_{\text{pw},n}(h_w) = \left(\frac{k + v_{\text{pw}}}{k_{\text{pw}}} \right)^n e^{-v_{\text{pw}} h_w}$ 。

综合式(23), (28) 可得

$$\begin{bmatrix} A_{2,n} \\ B_{2,n} \\ C_{2,n} \\ D_{2,n} \end{bmatrix} = \int_{-\infty}^{\infty} i^n \Re(h, h_w) \begin{bmatrix} a_2(k) \\ b_2(k) \\ c_2(k) \\ d_2(k) \end{bmatrix} dk , \quad (29)$$

式中， $\Re(h, h_w) = \begin{bmatrix} \mathbf{D}(h) \\ \mathbf{x}_{\text{pw},n}(h_w) \end{bmatrix}_{4 \times 4}$ 。

海水层散射总波场可表示为

$$\mathbf{j}_{\text{pw}}^{\text{st}} = \mathbf{j}_{\text{pw}}^{\text{si}} + \mathbf{j}_{\text{pw}}^{\text{sr}} . \quad (30)$$

(3) 隧道衬砌中散射波场分析

隧道衬砌半径的范围为 $b \leq r \leq a$, $0 \leq \theta \leq 2\pi$ ，
 $r=a$ 是隧道衬砌外圆弧表面与半空间饱和土层交界，
 $r=b$ 是隧道衬砌内圆弧表面。由于隧道衬砌的存在，

外衬砌 $r=a$ 处产生会聚型散射 P 波 ϕ_1^t 和 SV 波 ψ_1^t ，
内衬砌 $r=b$ 处产生发散型散射 P 波 ϕ_2^t 和 SV 波 ψ_2^t ，这些波的势函数可分别表示如下：

$r=a$ 处会聚型散射波，

$$\left. \begin{aligned} \mathbf{j}_1^t &= \sum_{n=-\infty}^{\infty} L_{1,n} H_n^{(1)}(k_{al} r_1) e^{in\theta_1} , \\ \psi_1^t &= \sum_{n=-\infty}^{\infty} K_{1,n} H_n^{(1)}(k_{bl} r_1) e^{in\theta_1} . \end{aligned} \right\} \quad (31)$$

$r=b$ 处发散型散射波，

$$\left. \begin{aligned} \mathbf{j}_2^t &= \sum_{n=-\infty}^{\infty} L_{2,n} H_n^{(2)}(k_{al} r_1) e^{in\theta_1} , \\ \psi_2^t &= \sum_{n=-\infty}^{\infty} K_{2,n} H_n^{(2)}(k_{bl} r_1) e^{in\theta_1} . \end{aligned} \right\} \quad (32)$$

隧道衬砌 P 波和 SV 波的总散射波可表示为

$$\left. \begin{aligned} \mathbf{j}_1^t &= \mathbf{j}_1^t + \mathbf{j}_2^t , \\ \psi_1^t &= \psi_1^t + \psi_2^t . \end{aligned} \right\} \quad (33)$$

式中， $L_{1,n}$ 和 $K_{1,n}$ 分别为衬砌外表面会聚型散射波幅系数， $L_{2,n}$ 和 $K_{2,n}$ 分别为衬砌内表面发散型散射波的波幅系数。 k_{al} 和 k_{bl} 分别为衬砌内散射 P 波和 SV 波的波数。

4 问题的解

将式(12), (13), (15) 代入边界条件式(5), (6)，可得如下自由场波幅系数矩阵关系式，从而求得自由场情况下 P 波和 SV 的波幅系数：

$$CX = D \quad (34)$$

其中， $C = [c_{ij}]_{5 \times 4}$, $D = [d_{ij}]_{5 \times 1}$ ，矩阵 C , D 的元素详见附录 A, $X = (A_1 \ B_1 \ C_1 \ D_1 \ D_2)^T$ 。

在处理水土交界面边界条件时，自由场波函数自动满足水土交界面处的边界条件，计算过程中仅需将散射波场势函数代入。因此，将直角坐标系下的饱和土散射总波场式(24), (25) 代入边界条件式(5), (6)，可得到如下矩阵关系式：

$$\int_{-\infty}^{\infty} [F_{1t}] [Y_1(k)] dk + \int_{-\infty}^{\infty} [F_{2t}] [Y_2(k)] dk = 0 . \quad (35)$$

式中， $F_{1t} = [F_{1t,ij}]_{4 \times 3}$, $Y_1(k) = [Y_1]_{3 \times 1}$, $F_{2t} = [F_{2t,ij}]_{4 \times 4}$, $Y_2(k) = [Y_2]_{4 \times 1}$ ，矩阵元素详见附录 B。

在处理隧道衬砌外径-饱和土层交界面边界时，需要将式(12), (13), (15) 及柱坐标系下的饱和土散射总波场式(24), (25) 代入边界条件式(8)，可得到如下矩阵关系式：

$$\sum_{n=-\infty}^{\infty} [E_{1t}] [H_1(n)] + \sum_{n=-\infty}^{\infty} [E_{2t}] [H_2(n)] = - \sum_{n=-\infty}^{\infty} [E_{2t}] [H_f(n)] , \quad (36)$$

其中， $E_{1t} = [E_{1t,ij}]_{5 \times 4}$, $H_1 = [H_1]_{4 \times 1}$, $E_{2t} = [E_{2t,ij}]_{5 \times 4}$,

$H_2 = [H_2]_{4 \times 1}$, $H_f = [H_f]_{4 \times 1}$ 矩阵元素详见附录 C。

将式(33)代入边界条件式(7), 得到隧道衬砌中散射波势函数的矩阵关系式:

$$\sum_{n=-\infty}^{\infty} [G_{1t}][L_1(n)] + \sum_{n=-\infty}^{\infty} [G_{3t}][L_2(n)] = 0 \quad . \quad (37)$$

式中, $G_{1t} = [G_{1t,ij}]_{2 \times 2}$ 和 $G_{3t} = [G_{3t,ij}]_{2 \times 2}$ 的矩阵元素详见附录 D, $L_1 = (L_{1,n} \quad K_{1,n})^T$, $L_2 = (L_{2,n} \quad K_{2,n})^T$ 。

为方便求解, 需要对式(35)进行以下变形:

$$[Y_2(k)] = -[F_{2t}]^{-1}[F_{1t}][Y_1(k)] = \frac{[P_k]}{R_k}[Y_1(k)] \quad . \quad (38)$$

借助式(38), 将式(36)中的 $[H_2(n)]$ 改写为

$$\begin{bmatrix} A_{2,n} \\ B_{2,n} \\ C_{2,n} \\ D_{2,n} \end{bmatrix} = \sum_{m=-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} \frac{i^{n-m}}{i\pi R(k)} \Re(h, h_w) \mathbf{l}(h) P_k \begin{bmatrix} A_{1,m} \\ B_{1,m} \\ C_{1,m} \end{bmatrix} \quad (39)$$

将式(39)代入式(36), (37)可求得系数 $A_{1,n}$, $B_{1,n}$, $C_{1,n}$, $D_{1,n}$, $L_{1,n}$, $K_{1,n}$, 再将结果分别代入式(37)和式(39), 求得系数 $A_{2,n}$, $B_{2,n}$, $C_{2,n}$, $D_{2,n}$, $L_{2,n}$, $K_{2,n}$, 从而确定整个波场。

值得注意的是, 在波场系数求解过程中, 项数的选取是由边界条件(半空间边界条件和隧道衬砌内表面边界条件)的计算精度决定的。本文中, 为满足精度要求, 按照应力边界条件的计算精度达到 10^{-7} 确定计算项数。

5 位移与应力计算

定义无量纲频率 h 为

$$h = \frac{2a}{I_\beta} = \frac{k_\beta a}{\pi} \quad , \quad (40)$$

式中, I_β 为土中 SV 波的波长。为了便于分析, 将水土交界面位移分量和隧道衬砌外表面应力分量进行无量纲化。 $b_x = |u_x|/|u_0|$ 和 $b_y = |u_y|/|u_0|$ 分别为场地水平位移放大系数和竖向位移放大系数。 $b_{cc}^f = |\mathbf{s}_{cc}^f|/|\mathbf{s}_0|$ 和 $b_{cc} = |\mathbf{s}_{cc}|/|\mathbf{s}_0|$ 分别为隧道动水压力放大系数和总应力放大系数。 u_x 和 u_y 分别为场地水平位移和竖向位移, 两者统称为场地位移。 \mathbf{s}_{cc}^f 和 \mathbf{s}_{cc} 分别为隧道动水压力和总应力, 两者统称为场地应力。其中, $u_0 = k_{al}$, $\mathbf{s}_0 = [I_{sat} + 2\mu + (Q + R)x_l + Q]k_{al}^2$ 。

6 验证分析

为验证本文解, 取水层参数分别为 $h_w = 0.001a$ 和 $h_w = 0.01a$, 计算模型将近似退化为饱和土层衬砌隧道模型。模型参数如下: $r_f = 1000 \text{ kg/m}^3$, $K_f = 2000 \text{ MPa}$, 饱和土参数为 $r_s = 2650 \text{ kg/m}^3$, $n = 0.3$, $n = 0.25$, $n_{cr} = 0.36$, $K_{cr} = 200 \text{ MPa}$, $K_g = 36 \text{ GPa}$, SV 波波速为 1354.56 m/s 。隧道衬砌厚度为 $0.15a$, 衬砌的拉梅常数 $I_1 = \mu_1 = 2480 \text{ MPa}$, 泊松比 $n_1 = 0.25$ 。由于篇幅限制, 在以下分析中, 除入射角和入射频率影响部分外, 仅研究频率 $\eta = 0.25$ 的 P_1 波垂直入射 ($g_{al} = 0^\circ$) 的情况。

隧道衬砌内表面半径 $b = 2.75 \text{ m}$, 外表面半径 $a = 3.1 \text{ m}$, 埋深 $h = 3a$ 。隧道衬砌选 C50 混凝土, 泊松比 $n_1 = 0.2$, 弹性模量 $E = 34500 \text{ MPa}$, 密度 $r_1 = 2500 \text{ kg/m}^3$ 。

图 2 给出了 P 波以频率 $h = 0.25$, 入射角 $g_{al} = 30^\circ$ 入射下, 将本文解近似退化成两种不同的饱和土层衬砌隧道模型时水土交界面处位移分布。图 2 中 HFTM-1 和 HFTM-2 分别对应水层参数 $h_w = 0.001a$ 和 $h_w = 0.01a$ 。从图中可以看出, 水层参数 $h_w = 0.001a$ 对应的近似退化后的饱和土衬砌隧道模型的位移分布较 $h_w = 0.01a$ 更接近文献[26]结果, 尤其是隧道左侧, 但整体的位移分布仍有一点差别。这主要是因为退化场地的水层虽然很薄, 但仍然存在。水层中的 P 波作用会对水土交界面处的位移有一定影响。这也从侧面反映出水层的存在对场地位移影响很大。

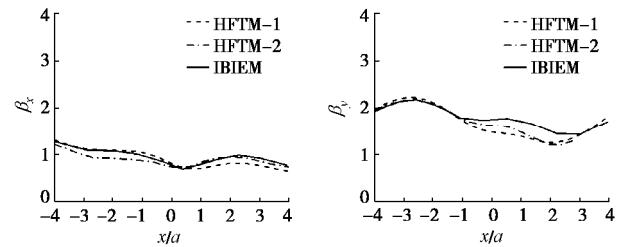


图 2 退化饱和土衬砌隧道模型

Fig. 2 Degradation to model for saturated soil lining tunnel

7 算例分析

计算分析中, 取海水层参数为 $r_f = 1000 \text{ kg/m}^3$, $K_f = 2000 \text{ MPa}$, 饱和土参数为 $r_s = 2650 \text{ kg/m}^3$, $n = 0.3$, $n = 0.25$, $n_{cr} = 0.36$, $K_{cr} = 200 \text{ MPa}$, $K_g = 36 \text{ GPa}$, SV 波波速为 1354.56 m/s 。隧道衬砌厚度为 $0.15a$, 衬砌的拉梅常数 $I_1 = \mu_1 = 2480 \text{ MPa}$, 泊松比 $n_1 = 0.25$ 。由于篇幅限制, 在以下分析中, 除入射角和入射频率影响部分外, 仅研究频率 $\eta = 0.25$ 的 P_1 波垂直入射 ($g_{al} = 0^\circ$) 的情况。

7.1 入射角和入射频率的影响

取隧道埋深 $h = 2a$, 水深为 $h_w = 2a$, 入射角分别为 $g_{al} = 0^\circ$, 30° , 45° , 60° 。

图 3 给出了不同入射角下水土交界面处水平位移、竖向位移随 x/a 的变化曲线, 以及隧道衬砌外表面动水压力、总应力沿洞周的分布图。从图 3 可以看出, 入射角对场地位移和应力影响明显。随着入射角度的增加, 场地水平位移增加, 竖向位移减小, 这和文献[12]的结论一致。隧道总应力随着入射角的增加而增加。随着入射角的增加, 隧道的动水压力明显减小, 其峰值出现在隧道拱顶处。这是由于入射波斜入射时, 入射波能量分散给自由场部分的饱和土层中的

波包括了 P_1 波、 P_2 波和 SV 波。而垂直入射时, 自由场部分的饱和土层中只有 P_1 波。饱和土层中的 P_1 波和 P_2 波是构成隧道动水压力的主要部分。

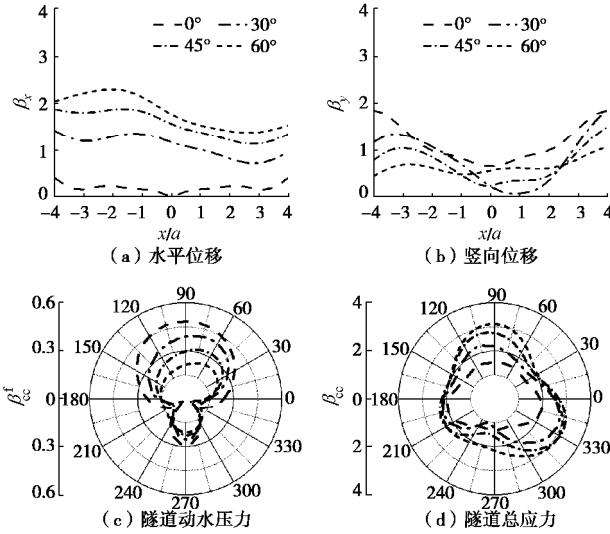


图 3 不同入射角下的场地位移和隧道应力

Fig. 3 Site displacements and tunnel stresses under different incident angles

取隧道埋深 $h=2a$, 水深为 $h_w=2a$, 入射角 $g_{al}=0^\circ$, 入射波频率 $\eta=0.25, 1, 2$ 。

图 4 给出了不同频率情况下水土交界面处水平位移、竖向位移随 x/a 的变化曲线, 以及隧道衬砌外表面动水压力、总应力沿洞周的分布图。从图 4 可以看出, 频率的变化对场地位移和隧道应力影响明显。随着频率的增加, 场地位移曲线和隧道应力曲线变得越来越复杂。隧道应力也随着频率的增加明显减小。频率较低时的场地位移较小。这是由于频率较小时, 隧道衬砌外表面半径比入射波波长小, 此时的入射波对场地位移影响也较小。

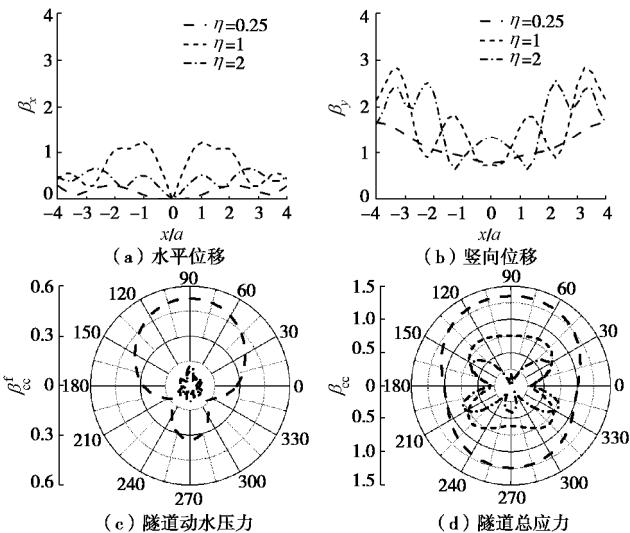


图 4 不同频率下的场地位移和隧道应力

Fig. 4 Site displacements and tunnel stresses under different incident frequencies

7.2 水深的影响

取隧道埋深 $h=2a$, 水深分别为 $h_w=3a, 10a, 20a, 40a$ 。

图 5 给出了不同水深情况下水土交界面处水平位移、竖向位移随 x/a 的变化曲线, 以及隧道衬砌外表面动水压力、总应力沿洞周的分布图。从图 5 可以看出, 水深的变化对场地位移和隧道应力影响明显。整体来说, $h_w=10a$ 时, 场地位移和隧道应力最大。水深较浅 ($h_w=3a$) 时, 场地位移曲线和隧道应力曲线平缓, 且隧道正上方 ($-1 \leq x/a \leq 1$) 的场地位移最小。水深对隧道拱顶处动水压力的影响明显大于拱底, 这是因为隧道拱顶位置处的动水压力同时受到散射波场和自由波场的影响, 而隧道拱底主要受散射波场的影响。

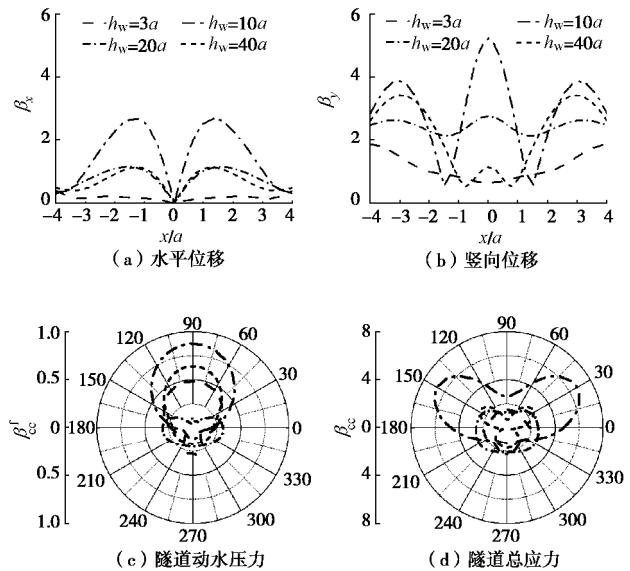


图 5 不同水深的场地位移和隧道应力

Fig. 5 Site displacements and tunnel stresses under different depths of seawater

7.3 隧道埋深的影响

隧道上方水深 $h_w=5a$, 隧道埋深分别为 $h=3a, 5a, 8a$ 。

图 6 给出不同隧道埋深情况下水土交界面处水平位移、竖向位移随 x/a 的变化曲线, 以及隧道衬砌外表面动水压力、总应力沿洞周的分布图。从图 6 可以看出, 隧道埋深对场地位移和隧道应力的影响明显。场地位移曲线和隧道应力曲线随着埋深的增加而变得平缓, 水土交界面处水平位移、隧道应力随着埋深的增加而减小。其中, 场地位移在 $h=8a$ 时接近海下自由场位移。隧道埋深对隧道正上方 ($-1 \leq x/a \leq 1$) 土体的竖向位移影响比两侧土体更为明显。 $h=3a$ 时的场地位移明显大于海下自由场位移, 说明浅埋海底隧道对场地的位移有放大作用。

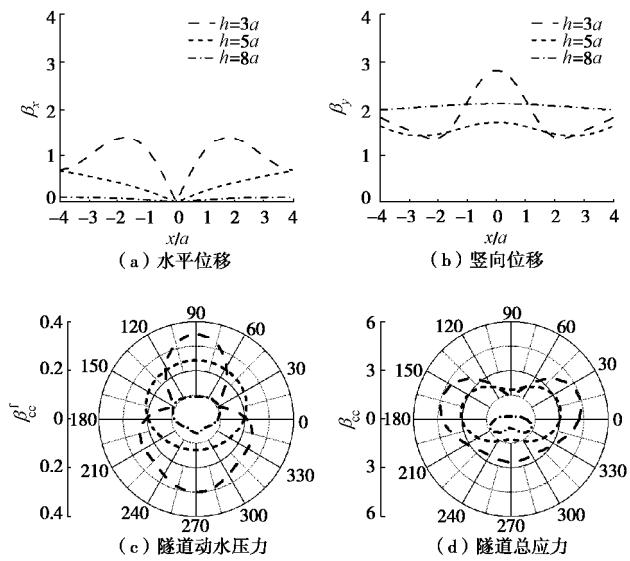


图 6 不同隧道埋深的场地位移和隧道应力

Fig. 6 Site displacements and tunnel stresses under different buried depths of tunnel

8 结 论

本文基于 Biot 流体饱和多孔介质和理想流体介质动力方程, 采用 Hankel 函数积分变换法 (HIFTM), 避免了传统研究中的“大圆弧假定”, 给出海底衬砌隧道场地对平面 P 波散射问题的解析解, 分析了入射角度、入射频率、海水水深和隧道埋深等因素对场地位移和隧道应力的影响。通过分析计算结果, 得到以下 5 点结论。

(1) 入射角度、入射频率、海水水深和隧道埋深对水土交界面位移和隧道应力影响明显。

(2) 随着入射角的增加, 水土交界面水平位移和隧道动水压力增加, 坚向位移和隧道总应力减小; 随着入射频率的增加, 隧道应力随之明显减小。

(3) 水深对隧道拱顶处动水压力影响明显。 $h_w = 10a$ 时, 水土交界面位移和隧道应力最大。

(4) 水土交界面位移曲线和隧道应力曲线随着埋深的增加而变得平缓。随着隧道埋深的增加, 水土交界面处水平位移、隧道动水压力和隧道总应力减小。

影响海底隧道地震响应的因素还有很多。如: 水下饱和土层参数和隧道衬砌参数等。但因论文篇幅有限, 这些因素的影响将另文介绍。此外, 本文在分析入射频率、水深、隧道埋深对场地位移和应力的影响时, 因篇幅限制也只给出了 P 波垂直入射的情况, 所得结论具有一定的局限性。

参考文献:

[1] 朱镜清, 周建. 海底隧道体系地震反应分析方法[J]. 地

- 震工程与工程振动, 1992, 12(2): 90 - 98. (ZHU Jing-qing, ZHOU Jian. A seismic analysis method of undersea tunnels[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 1992, 12(2): 90 - 98. (in Chinese))
- [2] 朱镜清, 李金成. 海水对海底地震动的影响问题[C]// 中国地震学会第四次学术大会论文摘要集, 1992, 北京. (ZHU Jing-qing, LI Jin-cheng. Problem of effects of seawater on undersea ground seismic motion[C]// Proc of China Seismological Society of the 4th Academic Conference, 1992, Beijing. (in Chinese))
- [3] 朱镜清, 周建. 海底地震动估计的一个流体力学基础[J]. 地震工程与工程振动, 1991, 11(3): 87 - 93. (ZHU Jing-qing, ZHOU Jian. A fluid mechanics basis for estimating undersea ground motion[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 1991, 11(3): 87 - 93. (in Chinese))
- [4] 朱镜清, 周建, 朱达力. 海底淤泥层对海洋工程地震作用环境的影响问题[J]. 地震工程与工程振动, 1999, 19(3): 1 - 6. (ZHU Jing-qing, ZHOU Jian, ZHU Da-li. Problem of effects of seafloor silt on earthquake action environment of ocean engineering[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 1999, 19(3): 1 - 6. (in Chinese))
- [5] 朱镜清. 地震作用下海水与海床土的耦合运动[J]. 地震工程与工程振动, 1988, 8(2): 37 - 43. (ZHU Jing-qing. Coupled motion between sea water and sea bed-soil under earthquake action[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 1988, 8(2): 37 - 43. (in Chinese))
- [6] 陈向红, 张鸿儒. 暗挖海底隧道地震动水压力响应分析[J]. 北京交通大学学报, 2012, 36(1): 36 - 40. (CHEN Xiang-hong, ZHANG Hong-ru. Analysis of effect of hydrodynamic pressure on undersea tunnels constructed by excavation method[J]. Journal of Beijing Jiaotong University, 2012, 36(1): 36 - 40. (in Chinese))
- [7] 栾茂田, 张小玲, 张其一. 地震荷载作用下海底管线周围砂质海床的稳定性分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(6): 1155 - 1161. (LUAN Mao-tian, ZHANG Xiao-ling, ZHANG Qi yi. Stability analysis of sandy seabed around submarine pipelines under seismic load[J]. Chines Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, 27(6): 1155 - 1161. (in Chinese))
- [8] 席仁强, 陈国兴, 王志华. 覆水场地地震反应分析[J]. 防灾减灾工程学报, 2009, 29(6): 610 - 617. (XI Ren-qiang, CHEN Guo-xing, WANG Zhi-hua. Seismic response of underwater site[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2009, 29(6): 610 - 617. (in Chinese))

- [9] 程选生, 王建华, 杜修力. 渗流作用下海底隧道的流-固耦合地震响应分析[J]. 现代隧道技术, 2013, **50**(6): 44 - 51. (CHENG Xuan-sheng, WANG Jian-hua, DU Xiu-li. Fluid-solid coupling based seismic response analysis of seabed tunnels during seepage[J]. Modern Tunnelling Technology, 2013, **50**(6): 44 - 51. (in Chinese))
- [10] 刘继国, 程勇, 郭小红. 海底盾构隧道地震响应影响因素分析[J]. 中外公路, 2011, **31**(4): 200 - 203. (LIU Ji-guo, CHENG Yong, GUO Xiao-hong. Analysis of factors affecting seismic response of seabed shield tunnel[J]. Journal of China & Foreign Highway, 2011, **31**(4): 200 - 203. (in Chinese))
- [11] 周鹏, 崔杰, 李亚东, 等. 地震 P 波斜入射下入射角度对海底沉管隧道结构动力响应的影响[J]. 世界地震工程, 2016(3): 78 - 85. (ZHOU Peng, CUI Jie, LI Ya-dong, et al. Effect of oblique incident angle of P-wave on submarine immersed tunnels[J]. Word Earthquake Engineering, 2016(3): 78 - 85. (in Chinese))
- [12] 巨建民, 李会鹏. P 波斜入射下海底沉管隧道地震响应分析[J]. 大连交通大学学报, 2018, **39**(6): 115 - 119. (JU Jian-min, LI Hui-peng. Seismic response analysis of submarine immersed tunnel to P-wave of oblique incidence[J]. Journal of Dalian Jiaotong University, 2018, **39**(6): 115 - 119. (in Chinese))
- [13] 郭崇峙. 水下隧道地基地震变形特征与结构地震响应分析[D]. 北京: 北京交通大学, 2013. (GUO Chong-zhi. Analytical Solution and Numeric Analysis of Seismic Response of the Stratum and Tunnel Under Water[D]. Beijing: Beijing Jiaotong University, 2013. (in Chinese))
- [14] 赵成刚, 王进廷, 史培新, 等. 流体饱和两相多孔介质动力反应分析的显式有限元法[J]. 岩土工程学报, 2001, **23**(2): 178 - 182. (ZHAO Cheng-gang, WANG Jin-ting, SHI Pei-xin, et al. Dynamic analysis of fluid-saturated porous media by using explicit finite element method[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2001, **23**(2): 178 - 182. (in Chinese))
- [15] LEE V W. On deformations near circular underground cavity subjected to incident plane SH waves[C]// Proceedings of the Application of Computer Methods in Engineering Conference, 1997, Los Angeles: 951 - 962.
- [16] 马宏伟, 陈文化. 大型引水隧道在平面地震波入射下动力响应的解析解[J]. 地震工程与工程振动, 2011, **31**(6): 1 - 10. (MA Hong-wei, CHEN Wen-hua. Analytic solution for seismic responses of large-span diversion tunnel induced by plane seismic waves[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2011, **31**(6): 1 - 10. (in Chinese))
- [17] 马宏伟, 陈文化, 宗琦, 等. P 波入射引起的水下输水隧洞地震响应研究[J]. 世界地震工程, 2016(4): 196 - 204. (MA Hong-wei, CHEN Wen-hua, ZONG Qi, et al. Study on seismic response of underwater convey tunnel induced by plane P waves[J]. Word Earthquake Engineering, 2016(4): 196 - 204. (in Chinese))
- [18] 马宏伟, 陈文化, 宗琦. SV 波引起的水下输水隧洞平面地震响应研究[J]. 防灾减灾工程学报, 2016(5): 82 - 88. (MA Hong-wei, CHEN Wen-hua, ZONG Qi. Transverse response of underwater convey tunnel to incident SV waves[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2016(5): 82 - 88. (in Chinese))
- [19] 丁曼曼. 水下盾构隧道饱和砂层地震响应的平面解析分析[D]. 北京: 北京交通大学, 2009. (DING Man-man. Plane Analysis of Seismic Response of the Underwater Saturated Sandy Subsoil with Shield Tunnel[D]. Beijing: Beijing Jiaotong University, 2013. (in Chinese))
- [20] BIOT M A. Theory of propagation of elastic waves in a fluid-saturated porous solid: I low-frequency range[J]. The Journal of the Acoustical Society of America, 1956, **28**(2): 168.
- [21] LIN C H, LEE V W, TODOROVSKA M I, et al. Zero-stress, cylindrical wave functions around a circular underground tunnel in a flat, elastic half-space: incident P-waves[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2010, **30**(10): 879 - 894.
- [22] LAMB H. On the propagation of tremors over the surface of an elastic solid[J]. Philosophical Transactions of the Royal Society of London, 1904, **203**: 1 - 42.
- [23] DERESIEWICZ H. The effect of boundaries on wave propagation in a liquid-filled porous solid: I reflection of plane waves at a free plane boundary (non-dissipative case)[J]. Bull Seismol Soc Am, 1960, **50**(4): 599 - 607.
- [24] LIN C H, LEE V W, TRIFUNAC M D. The reflection of plane waves in a poroelastic half-space saturated with inviscid fluid[J]. Soil Dynamics & Earthquake Engineering, 2005, **25**(3): 205 - 223.
- [25] 叶其孝, 沈永欢. 实用数学手册[M]: 北京: 科学出版社, 2006. (YE Qi-xiao, SHEN Yong-huan. Practical Math Manual[M]. Beijing: Science Press, 2006. (in Chinese))
- [26] LIU Z, JU X, WU C, et al. Scattering of plane P1waves and dynamic stress concentration by a lined tunnel in a fluid-saturated poroelastic half-space[J]. Tunnelling & Underground Space Technology, 2017, **67**: 71 - 84.

附录 A:

矩阵 \mathbf{C} 各元素 c_{ij} 如下所示: $c_{14} = c_{15} = 1$, $c_{21} = [(1-n) + n\xi_1]ik_{\alpha_1} \cos g_{\alpha_1}$, $c_{22} = [(1-n) + n\xi_2]ik_{\alpha_2} \cos g_{\alpha_2}$, $c_{23} = [(1-n) + n\xi_3]ik_{\beta} \sin g_{\beta}$, $c_{24} = ik_{pw} \cos g_{pw} e^{-ik_{pw}h_w \cos \gamma_{pw}}$, $c_{25} = -ik_{pw} \cos g_{pw} e^{ik_{pw}h_w \cos \gamma_{pw}}$, $c_{31} = [I_{sat} + (1+\xi_1)Q + \xi_1 R + 2\mu \cos^2 g_{\alpha_1}]k_{\alpha_1}^2$, $c_{32} = [I_{sat} + (1+\xi_2)Q + \xi_2 R + 2\mu \cos^2 g_{\alpha_2}]k_{\alpha_2}^2$, $c_{33} = \mu k_{\beta}^2 \sin 2g_{\beta}$, $c_{34} = -K_f k_{pw}^2 e^{-ik_{pw}h_w \cos \gamma_{pw}}$, $c_{35} = -K_f k_{pw}^2 e^{ik_{pw}h_w \cos \gamma_{pw}}$, $c_{41} = (Q + \xi_1 R)k_{\alpha_1}^2$, $c_{42} = (Q + \xi_2 R)k_{\alpha_2}^2$, $c_{44} = nc_{34}$, $c_{45} = nc_{35}$, $c_{51} = k_{\alpha_1}^2 \sin 2g_{\alpha_1}$, $c_{52} = k_{\alpha_2}^2 \sin 2g_{\alpha_2}$, $c_{53} = -k_{\beta}^2 \cos 2g_{\beta}$ 。矩阵 \mathbf{D} 各元素 d_{ij} 为: $d_{21} = c_{21}$, $d_{31} = -c_{31}$, $d_{41} = -c_{41}$, $d_{51} = c_{51}$ 。

附录 B:

矩阵 \mathbf{F}_{1t} 各元素 $F_{1t,ij}$ 如下所示: $F_{1t,11} = -(1-n) + nx_1]v_{\alpha_1}$, $F_{1t,12} = -(1-n) + nx_2]v_{\alpha_2}$, $F_{1t,13} = -(1-n) + nx_3]ik$, $F_{1t,21} = [I_{sat} + (1+x_1)Q + x_1 R + 2\mu \cos^2 g_{\alpha_1}] \cdot k_{\alpha_1}^2 + 2\mu v_{\alpha_1}^2$, $F_{1t,22} = [I_{sat} + (1+x_2)Q + x_2 R + 2\mu \cos^2 g_{\alpha_2}] \cdot k_{\alpha_2}^2 + 2\mu v_{\alpha_2}^2$, $F_{1t,23} = 2\mu ikv_{\beta}$, $F_{1t,31} = (Q + x_1 R)k_{\alpha_1}^2$, $F_{1t,32} = (Q + \xi_2 R)k_{\alpha_2}^2$, $F_{1t,41} = -2ikv_{\alpha_1}$, $F_{1t,42} = -2ikv_{\alpha_2}$, $F_{1t,43} = k^2 + v_{\beta}^2$, $Y_1 = [a_1(k) \ b_1(k) \ c_1(k)]^T$ 。

矩阵 \mathbf{F}_{2t} 各元素 $F_{2t,ij}$ 如下所示: $F_{2t,11} = -F_{1t,11}$, $F_{2t,12} = -F_{1t,12}$, $F_{2t,13} = F_{1t,13}$, $F_{2t,14} = v_{pw}(1 + e^{-2v_{pw}h_w})$, $F_{2t,21} = F_{1t,21}$, $F_{2t,22} = F_{1t,22}$, $F_{2t,23} = -F_{1t,23}$, $F_{2t,24} = K_f k_{pw}^2 (1 - e^{-2v_{pw}h_w})$, $F_{2t,31} = F_{1t,31}$, $F_{2t,32} = F_{1t,32}$, $F_{2t,34} = -nF_{2t,24}$, $F_{2t,41} = -F_{1t,41}$, $F_{2t,42} = -F_{1t,42}$, $F_{2t,43} = F_{1t,43}$, $Y_2 = [a_2(k) \ b_2(k) \ c_2(k) \ d_2(k)]^T$ 。

附录 C:

为书写方便, 记 $t_1 = k_{\alpha_1}r_1$, $t_2 = k_{\alpha_2}r_1$, $t_3 = k_{\beta}r_1$ 。 $c_n^{(k)}$ 表示 Hankel 函数或 Bessel 函数。 $k=1$ 时, $c_n^{(1)} = H_n^{(1)}$; $k=2$ 时, $c_n^{(2)} = J_n$; $k=3$ 时, $c_n^{(3)} = H_n^{(2)}$ 。

矩阵 \mathbf{E}_{1t} 和 \mathbf{E}_{2t} 各元素 $E_{1t,ij}$ 和 $E_{2t,ij}$ 如下所示:

$$\begin{aligned} E_{kt,11} &= [-(I_{sat} + (1+x_1)Q + x_1 R)t_1^2 + 2\mu(n^2 + n - t_1^2)c_n^{(k)}(t_1) \\ &\quad - 2\mu t_1 c_{n-1}^{(k)}(t_1)], \quad E_{kt,12} = [-(I_{sat} + (1+\xi_2)Q + \xi_2 R)t_2^2 + 2\mu(n^2 + n - t_2^2)c_n^{(k)}(t_2) - 2\mu t_2 c_{n-1}^{(k)}(t_2)], \quad E_{kt,13} = 2\mu int_3 c_{n-1}^{(k)}(t_3) + 2\mu (-in^2 - in)c_n^{(k)}(t_3), \quad E_{kt,21} = 2\mu(-in^2 - in)c_n^{(k)}(t_1) + 2in\mu t_1 c_{n-1}^{(k)}(t_1), \quad E_{kt,22} = 2\mu(-in^2 - in)c_n^{(k)}(t_2) + 2\mu t_2 c_{n-1}^{(k)}(t_2), \quad E_{kt,23} = \mu(-2n^2 - 2n + t_3^2)c_n^{(k)}(t_3) + 2in\mu t_3 c_{n-1}^{(k)}(t_3), \quad E_{kt,31} = t_1 c_{n-1}^{(k)}(t_1) - nc_n^{(k)}(t_1), \quad E_{kt,32} = t_2 c_{n-1}^{(k)}(t_2) - nc_n^{(k)}(t_2), \quad E_{kt,33} = inc_n^{(k)}(t_3), \quad E_{kt,41} = inc_n^{(k)}(t_1), \quad E_{kt,42} = inc_n^{(k)}(t_2), \quad E_{kt,43} = -t_3 c_{n-1}^{(k)}(t_3) + nc_n^{(k)}(t_3), \quad E_{kt,51} = (1 - \xi_1)[t_1 c_{n-1}^{(k)}(t_1) - nc_n^{(k)}(t_1)], \quad E_{kt,52} = (1 - x_2)[t_2 c_{n-1}^{(k)}(t_2) - nc_n^{(k)}(t_2)], \quad E_{kt,53} = (1 - x_3)inc_n^{(k)}(t_3), \quad E_{1t,54} = (-1)^n, \quad E_{2t,54} = 1, \quad H_1 = (A_{1,n} \ B_{1,n} \ C_{1,n} \ D_{1,n})^T, \quad H_2 = (A_{2,n} \ B_{2,n} \ C_{2,n} \ D_{2,n})^T, \quad H_f = (a_n \ b_n \ c_n \ 0)^T, \quad a_n = a_n^i + a_n^r, \quad b_n = b_n^r, \quad c_n = c_n^r. \end{aligned}$$

附录 D:

为书写方便, 记 $t_4 = k_{\alpha_1}r_1$, $t_5 = k_{\beta}r_1$ 。

G_{1t} 和 G_{3t} 矩阵各元素 $G_{1t,ij}$ 和 $G_{3t,ij}$ 如下所示:

$$\begin{aligned} G_{kt,11} &= I_1 \left[(2n^2 + 2n - 3t_4^2)c_n^{(k)}(t_4) - 2t_4 c_{n-1}^{(k)}(t_4) \right], \quad G_{kt,12} = I_1 \left[(-2in^2 - 2in)c_n^{(k)}(t_5) + 2t_5 inc_{n-1}^{(k)}(t_5) \right], \quad G_{kt,21} = I_1 \left[(-2in^2 - 2in)c_n^{(k)}(t_4) + 2t_4 inc_{n-1}^{(k)}(t_4) \right], \quad G_{kt,22} = -I_1 \left[(2n^2 + 2n - 3t_5^2) \cdot c_n^{(k)}(t_5) - 2t_5 c_{n-1}^{(k)}(t_5) \right], \quad G_{kt,31} = t_4 c_{n-1}^{(k)}(t_4) - nc_n^{(k)}(t_4), \quad G_{kt,32} = inc_n^{(k)}(t_5), \quad G_{kt,41} = inc_n^{(k)}(t_4), \quad G_{kt,42} = -t_5 c_{n-1}^{(k)}(t_5) + nc_n^{(k)}(t_5). \end{aligned}$$

注: 为书写方便, 本文附录所有零项均已忽略。

DOI: 10.11779/CJGE202008007

基于双台阵模拟地震空间差动效应的模型箱参数解析

禹海涛¹, 陈希卓², 李攀^{*2, 3}

(1. 同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092; 2. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092; 3. 苏州大学轨道交通学院, 江苏 苏州 215131)

摘要: 基于多台阵的地下结构振动台试验, 需要借助模型箱的设计来实现地震空间差动效应的模拟, 即通过模型箱将多台面离散差动输入转换为实际地震动连续差动输入。目前有关多台阵模型箱设计参数的选取尚无可参照的解析表达式或图表可循。针对典型的双台阵试验系统, 建立双台阵模型箱的简化计算模型与荷载边界条件, 基于积分变换和留数定理, 推导出双台面输入条件下模型箱动力响应的解析解, 直观给出模型箱动力响应与模型箱参数之间的解析关系。以实际地震动连续差动输入为目标, 得到了基于双台阵模拟地震空间差动效应的模型箱参数解析表达式。最后通过多台面振动台空箱试验, 验证了该模型箱参数解析表达式的正确性, 可以用于指导基于双台阵模拟基岩面连续差动输入的模型箱设计。

关键词: 地震动输入; 空间差动效应; 振动台; 模型箱; 解析解

中图分类号: TU92 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)08-1428-07

作者简介: 禹海涛(1983—), 男, 博士, 教授, 主要从事地下结构抗震与抗爆动力学方面的研究工作。E-mail: yuhaitao@tongji.edu.cn。

Analytical solution for design parameters of model box to simulate seismic spatial variability effect using double-array shaking tables

YU Hai-tao¹, CHEN Xi-zhuo², LI Pan^{2, 3}

(1. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China;

2. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 3. School of Rail Transportation, Soochow University, Suzhou 215131, China)

Abstract: Based on the multi-point shaking table tests on underground structures, the simulation of the seismic spatial variability effect can be realized by the design of model box, that is, the model container can be used to realize the equivalent transformation from the discrete multi-point shaking of the table into a continuous non-uniform seismic excitation. However, neither analytical solutions nor experimental data are available in the current literatures to obtain the design parameters of the model box. The simplified analysis model and boundary conditions of the model box are established for the typical double-array shaking table test system. According to the integral transformation and residue theorem, the analytical solution for dynamic response of the model box on the double-array shaking tables is derived, and thus the analytical relationship between the dynamic response and the parameters of the model box can be directly expressed from the proposed solution. By taking the continuous non-uniform seismic input as benchmark, the analytical expression for the design parameters of the model box is obtained. Finally, the proposed solution is verified by a series of shaking table tests. The analytical solution can be used for the design of the model box to simulate the seismic spatial variability effect based on double-array shaking tables.

Key words: seismic input; spatial variability effect; shaking table; model box; analytical solution

0 引言

随着岩土与地下工程的发展, 涌现出越来越多复杂条件下的大型地下结构, 如已建成的近 6 km 长的港珠澳大桥超长沉管隧道^[1]。地震发生时, 由于场地条件复杂、结构尺寸较大, 地震波达到的各点时会存在明显的时间间隔, 导致各点产生运动相位差, 这种现象称之为地震动空间差动效应, 它会显著放大岩土

体和结构的地震响应。在 1985 年墨西哥城地震、1995 年日本神户地震、1999 年中国台湾集集地震以及 2008

基金项目: 国家重点研发计划项目(2018YFC1504305, 2018YFC0809602, 2017YFC1500703); 国家自然科学基金项目(41922059, 51978431, 51678438); 上海市科学技术委员会项目(18DZ1205103, 17DZ1203804, 17DZ1203402)

收稿日期: 2019-07-29

*通信作者(E-mail: yongpanli@163.com)

年汶川地震中, 长隧道结构就因地震空间差动效应而沿纵向发生较大程度的破坏^[2-6]。数值分析也表明^[7-9], 地震动差动效应对长隧道动力响应以及岩土工程自由场分析具有不可忽视的影响。

多点振动台试验是研究地震动作用下结构动力响应的有效方法, 主要需要借助模型箱的设计来实现地震空间差动效应模拟, 即将多点振动台产生的离散输入转换为地震波的非一致连续输入。目前多点振动台的模型箱常设计为分离式剪切型箱体^[10]和连续体模型箱^[11], 但难以合理模拟行波传播的相位变化。文献[12~17]提出了4台阵节段式刚性模型箱, 验证了该箱体模拟行波输入的可行性。但是该模型箱的试验条件要求较高, 需要具备4个独立的振动台面, 不易推广实现。而且该方案是通过试算的方式给出模型箱参数, 并未得到模型箱设计参数的解析表达, 拟合的精度和适用范围有待提高。

本文针对具有普遍意义的双台阵试验系统, 基于模型箱计算模型与简化假定, 利用积分变换和留数定理推导出双台面简谐行波输入条件下模型箱动力响应的解析解。以基岩面的地震动连续差动输入为目标, 推导出基于双台阵模拟地震空间差动效应的模型箱参数解析表达式。最后通过多台面振动台空箱试验, 对解析计算得到的模型箱参数进行了验证。

1 双台阵模型箱

在双台阵试验系统中, 地震动差动效应模拟的关键是利用两个独立的振动台来实现非一致地震动的连续多点激励, 具体需满足以下目标: ①模型箱各点的加速度响应的峰值保持一致; ②模型箱各点加速度响应的主频保持一致; ③模型箱各点时间差沿行波传播方向应保持一致, 即加速度响应的相位保持均匀变化。

在文献[12~17]提出的节段式刚性模型箱的基础上, 本文针对具有普遍意义的双台阵试验系统, 改进得到一种模型箱方案, 具体形式如图1所示。模型箱设计为3个区域, 主要由两个主动箱和一个随动箱构成, 主动箱和随动箱之间采用刚性连接。主动箱通过螺栓固定于振动台面, 作为地震激励源; 随动箱放置于托架的滑动球铰上, 高度与主动箱保持一致, 通过主动箱带动随动箱参与振动。滑动球铰主要包括钢球和底座, 横断面如图2所示, 通过螺栓固定在托架上以减小箱底和托架之间的摩擦。箱体的材料全部为钢材制成, 侧壁钢板外部采用横纵交错排列的槽钢对模型箱进行加固, 内部粘贴聚苯乙烯泡沫板以减轻边界效应。为有效实现差动效应的模拟, 在以上设计要点的基础上, 还需要从解析的角度进一步给出模型箱的

材料以及箱体长度等具体设计参数。

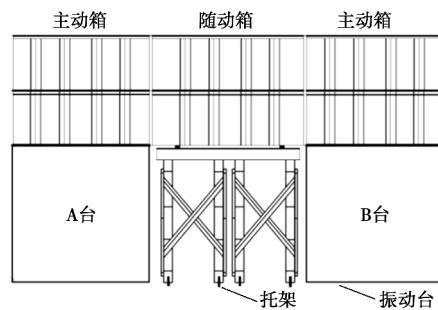


图1 双台阵模型箱设计

Fig. 1 Design of model box on dual-array shaking tables

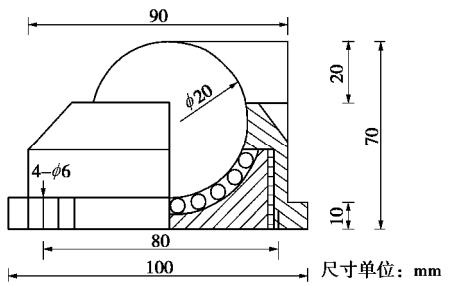


图2 滑动球铰横断面图

Fig. 2 Cross section of sliding spherical hinge

2 模型箱参数解析

2.1 双台阵动力响应解析解

简化分析将模型箱假定为弹性梁体系, 即各箱体均为欧拉-伯努利梁^[12~15]。由于本文模型箱的设计断面刚度较大, 其横断面剪切变形较小, 因此假定模型箱为欧拉-伯努利梁较为合理。

建立如图3所示的坐标系。主动箱的长度为 a , 随动箱的长度为 b , 梁截面弯曲刚度为 EI , 单位长度质量为 rA 。其中 E 为弹性模量, I 为梁截面惯性矩, r 为梁密度, A 为梁截面积。定义 $y(x,t)$ 为梁挠度, $F(x,t)$ 为简谐线荷载, C 为行波波速, 主动箱之间的时间差为 $\Delta t = b/C$, 则作用在两台面上的简谐行波荷载可以表示为

$$F_i(x, t)$$

$$= \begin{cases} P \sin[2\pi W(t - (i-1)\Delta t)] & (x_{2i-2} \leq x \leq x_{2i-1}) \\ 0 & (\text{其他}) \end{cases}, \quad (1)$$

式中, W , P 分别为简谐荷载的频率和幅值, 区间 $[x_{2i-2}, x_{2i-1}]$ 为各简谐荷载的作用范围, $i=1, 2$ 。

在任意动荷载下欧拉-伯努利梁位移响应的退化解为^[18]

$$y(x, t) = \frac{1}{\pi rA} \int_{-\infty}^{+\infty} \int_0^{+\infty} \frac{\cos[u(r-x)]}{\sqrt{\frac{EI}{rA} u^4}}.$$

$$\left\{ \int_0^t F(r,s) \sin \left[\sqrt{\frac{EI}{rA}} u^4 (t-s) \right] ds \right\} du dr , \quad (2)$$

式中, r , u 和 s 为积分变换的变换变量。

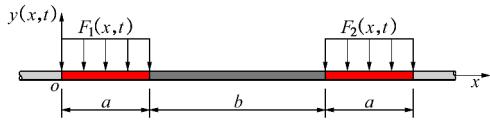


图 3 离散非一致输入下无限长欧拉-伯努利梁

Fig. 3 Infinite Bernoulli-Euler beam subjected to discrete non-uniform input

将式(1)代入式(2)推导出两台面简谐行波荷载作用下的梁挠度为

$$y(x,t) = \frac{2P}{\pi rA} \sum_{i=1}^2 \left\{ \int_0^{+\infty} \frac{\sin \frac{u(x_{2i-1} - x_{2i-2})}{2} \cos \frac{u(x_{2i-2} + x_{2i-1} - 2x)}{2}}{\sqrt{\frac{EI}{rA}} u^3 \left(\frac{EI}{rA} u^4 - 4\pi^2 W^2 \right)} \right. \\ \left. \left\{ \sqrt{\frac{EI}{rA}} u^2 \sin \{2\pi W[t - (i-1)\Delta t]\} - 2\pi W \sin \left\{ \sqrt{\frac{EI}{rA}} u^2 [t - (i-1)\Delta t] \right\} \right\} du \right\} . \quad (3)$$

将式(3)对时间求导, 得到加速度 $a(x,t)$ 为

$$a(x,t) = \frac{2P}{\pi EI} \sum_{i=1}^2 \int_0^{+\infty} f(u) du , \quad (4)$$

式中,

$$f(u) = \frac{\sin \frac{u(x_{2i-2} - x_{2i-1})}{2} \cos \frac{u(x_{2i-1} + x_{2i-2} - 2x)}{2}}{u^5 - 4\pi^2 W^2 \frac{rA}{EI} u} \\ \left\{ (2\pi W)^2 \sin \{2\pi W[t - (i-1)\Delta t_i]\} - 2\pi W \sqrt{\frac{EI}{rA}} u^2 \sin \left\{ \sqrt{\frac{EI}{rA}} u^2 [t - (i-1)\Delta t_i] \right\} \right\} . \quad (5)$$

$f(u)$ 存在 5 个奇异点 $0, \pm\sqrt{2\pi W^4 rA/EI} i, \pm\sqrt{2\pi W^4 rA/EI}$, 因此构造如图 4 所示的积分围道, 形成一个剔除奇异点的闭合空间, 来求解积分。该围道由以原点为圆心、 R 为半径的大半圆弧 C_R 和分别以 $0, \pm\sqrt{2\pi W^4 rA/EI}$ 为圆心, d 为半径的 3 个小半圆弧 C_{d1}, C_{d2}, C_{d3} , 以及 4 个直线段 L_1, L_2, L_3, L_4 构成。当 d 和 R 分别趋近于 0 和 ∞ 时, 可通过 3 个小半圆弧 C_{d1}, C_{d2}, C_{d3} 来剔除域内存在的奇异点, 4 个直线段 L_1, L_2, L_3, L_4 以及大圆弧 C_R 来连接曲线段构成闭合区间并将积分围道扩展到无限域内。

考虑该围道上的复变积分得

$$\int_C f(z) dz = \int_{C_R} f(z) dz + \int_{C_{d1}} f(z) dz + \int_{C_{d2}} f(z) dz + \int_{C_{d3}} f(z) dz + \int_{L_1+L_2+L_3+L_4} f(z) dz . \quad (6)$$

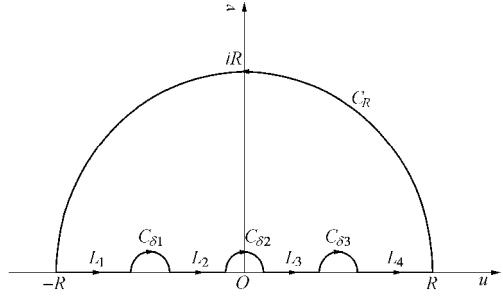


图 4 积分围道

Fig. 4 Integral contour

定义该围道中 $d \rightarrow 0, R \rightarrow \infty$, 且由于 $f(u)$ 为偶函数, 结合留数定理可得

$$\int_{L_1+L_2+L_3+L_4} f(z) dz = \int_{-\infty}^{\infty} f(u) du = 2 \int_0^{\infty} f(u) du , \quad (7)$$

$$\int_{C_R} f(z) dz = i(\pi - 0) \lim_{z \rightarrow 0} f(z) = 0 , \quad (8)$$

$$\int_{C_{d1}} f(z) dz + \int_{C_{d2}} f(z) dz + \int_{C_{d3}} f(z) dz = i(0 - \pi) .$$

$$\left[\lim_{z \rightarrow 0} f(z) + \lim_{z \rightarrow -\sqrt{2\pi W^4 rA/EI}} f(z) + \lim_{z \rightarrow \sqrt{2\pi W^4 rA/EI}} f(z) \right] = 0 . \quad (9)$$

由将式(7)~(9)代入式(6)可得到

$$\int_0^{\infty} f(u) du = \frac{1}{2} \int_C f(z) dz . \quad (10)$$

根据留数定理有

$$\int_C f(z) dz = 2\pi i \cdot \text{res } f(z) \Big|_{z=\sqrt{2\pi W^4 rA/EI}} , \quad (11)$$

式中, res 为在 $f(z)$ 围道内奇异点对应的留数。

联立式(4), (10), (11)可得

$$a(x,t) = \sum_{i=1}^2 \left\{ \left[e^{-\frac{(x_{2i-1}-x_{2i-2})\sqrt{2\pi W^4 rA/EI}}{2}} - e^{-\frac{(x_{2i-1}+x_{2i-2})\sqrt{2\pi W^4 rA/EI}}{2}} \right] \right. \\ \left[e^{\frac{(x_{2i-1}+x_{2i-2}-x)\sqrt{2\pi W^4 rA/EI}}{2}} + e^{\frac{(x-x_{2i-1}-x_{2i-2})\sqrt{2\pi W^4 rA/EI}}{2}} \right] \\ \left. \frac{PEI}{32\pi^2 W^2 r^2 A^2} \sin [2\pi W(t - (i-1)\Delta t)] \right\} . \quad (12)$$

式(12)为双台面输入条件下的加速度响应解析解的化简形式, 该表达形式可以直观反映模型箱动力响应与模型箱参数之间的解析关系。

2.2 模型箱参数分析

要实现地震空间差动效应的模拟, 首先要保证箱体各点加速度响应的峰值和主频保持一致, 即式(12)中 $a(x,t)$ 的幅值和频率随 x 的变化较小。可以发现, 当模型箱箱体材料采用钢材时, 结构的刚度 EI 远大于单位长度质量 rA , $\sqrt{2\pi W^4 rA/EI}$ 趋近于 0, 可以对式(12)进行泰勒展开, 不考虑截断误差, 式(12)

可以近似化简为

$$a(x, t) = \sum_{i=1}^2 \left\{ \frac{(x_{2i-2} - x_{2i-1}) \sqrt{2\pi W} \sqrt{\frac{rA}{EI}} PEI}{16\pi^2 W^2 r^2 A^2} \right. \\ \left. \sin\{2\pi W[t - (i-1)\Delta t]\} \right\} . \quad (13)$$

由式(13)可以得到, $a(x, t)$ 的近似幅值和频率不会随 x 的不同而变化, 即箱体各点加速度响应的峰值与主频均可以保持一致。因此当模型箱箱体采用钢材时, 可以保证加速度响应幅值和主频满足地震空间差动效应模拟的要求。

除此之外, 以实际地震动连续差动输入为目标, 还需要保证模型箱各点时间差沿行波传播方向保持一致, 即加速度响应的相位均匀连续变化。而在实际的振动台试验中, 行波是以材料自身的剪切波速在结构中传递, 当输入的荷载波速等于材料剪切波速时, 可保证各点加速度响应的相位均匀连续变化。而试验行波波速是指考虑模型相似比关系的实际试验输入波速, 由于相似比的折减, 其通常远远小于材料剪切波速。因此需要利用解析解中相位变化和模型箱参数的关系, 实现材料剪切波速和试验行波波速的等效转化, 使两者具有一致的相位变化。

由式(1)和图2可得, 随动箱长度 $b=x_2-x_1$, 主动箱长度 $a=x_1-x_0=x_3-x_1$ 。设行波波速为 C , 时间差 $\Delta t=b/C$, 取随动箱中点分析, 即 $x_h=x_2+(x_2-x_1)/2=a+b/2$, 代入式(12)得到

$$a(x_h, t) = \left(e^{-\left(\frac{a}{2}\right)\sqrt{2\pi W} \sqrt{\frac{rA}{EI}}} - e^{\left(\frac{a}{2}\right)\sqrt{2\pi W} \sqrt{\frac{rA}{EI}}} \right) \\ \left[e^{\left(\frac{a+b}{2}\right)\sqrt{2\pi W} \sqrt{\frac{rA}{EI}}} + e^{\left(-\frac{a+b}{2}\right)\sqrt{2\pi W} \sqrt{\frac{rA}{EI}}} \right] \\ \frac{PEI}{16\pi^2 W^2 r^2 A^2} \cos\left(\pi W \frac{b}{C}\right) \sin\left(2\pi Wt - \pi W \frac{b}{C}\right) . \quad (14)$$

由式(14)可以看出加速度响应的相位与随动箱长度和行波波速 C 的比值有关, 因此可以通过调整参数使两种波速具有一致的相位变化。当随动箱长度 b 与剪切波速 v_s 和试验行波波速 C_a 存在以下关系:

$$b = n \frac{v_s}{W} = (1-n) \frac{C_a}{W} , \quad (15)$$

式中, n 为 $0 \sim 1$ 之间的常数。可通过将满足式(15)的剪切波速和试验行波波速分别代入到式(14)中, 求解出两种波速条件下的相位。对比可发现此条件下, 剪切波速和试验行波波速对应相位之和不随时间 t 变化, 始终保持定值 π , 即两种波速对应相位随时间的变化一致。通过数值积分可验证剪切波速和试验行波波速对应相位之和不随箱体各点位置 x 变化, 也均为

定值 π , 即两种波速对应的加速度相位随位置的变化也一致。因此式(15)条件下, 可以满足剪切波速和试验行波波速具有一致的相位变化。

材料的剪切波速 v_s 为

$$v_s = \sqrt{\frac{E}{2(1+m)r}} , \quad (16)$$

式中, m 为泊松比。

将式(16)代入式(15)可以得到

$$b = \frac{\sqrt{\frac{E}{2(1+m)r}} C_a}{W \sqrt{\frac{E}{2(1+m)r} + WC_a}} . \quad (17)$$

当随动箱长度 b 满足式(17)时, 可以实现材料剪切波速和试验行波波速在相位变化方面的等效, 从而达到模型箱加速度响应的相位均匀连续变化。

由式(17)可知, 最佳随动箱长度与输入荷载参数密切相关。为了研究行波波速和频率对随动箱长度的影响, 行波波速 C_a 分别取 $100, 200, 300, 400$ m/s, 频率 f 取 $0 \sim 50$ Hz, 泊松比 $m=0.3$, 密度 $r=7850$ kg/cm³, 弹性模量 $E=2.06 \times 10^{11}$ Pa。不同行波波速条件下最佳随动箱长度与频率关系曲线如图5所示。由图5可知, 随着频率的增加, 最佳随动箱长度呈现非线性降低。不同行波波速对应的随动箱长度也不同, 最佳随动箱长度会随行波波速的增加而增加。当输入荷载参数给定时, 最佳随动箱长度可唯一确定。

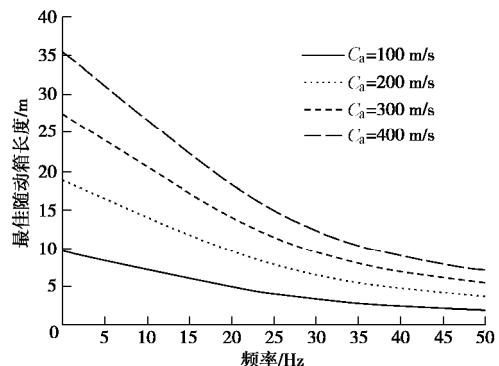


图5 最佳随动箱长度与频率关系曲线

Fig. 5 Length-frequency spectra of inactive box

通过对双台振动力响应解析解的参数化分析, 可以得到: 在双台面振动台试验中, 为了更好地实现地震空间差动效应的模拟, 建议采用钢材制作模型箱箱体; 随动箱长度与材料参数、输入荷载参数应满足式(17)所示的解析关系。

3 试验验证

基于上文推导的最佳隧道箱长度解析表达式, 代入模型箱的密度、刚度和泊松比以及输入荷载的频率

和波速, 可计算出最佳随动箱长度并用于模型箱设计, 并通过双台面振动台空箱试验来验证模型箱参数解析式的准确性。

3.1 试验工况

双台阵试验系统由 A、B 两个独立的振动台构成, 台面的尺寸(长×宽)均为 $4\text{ m} \times 6\text{ m}$ 。试验的全景图如图 6 所示, 主动箱和随动箱的横断面尺寸(宽×高)为 $4.5\text{ m} \times 1.2\text{ m}$, 主动箱长度为 4.0 m 。整个体系包括模型箱、托架和球铰, 均由钢材制成。随动箱放置于支撑托架上, 与主动箱保持高度一致, 支撑托架的构造见图 7(a)。根据模型参数分析结果, 箱体采用薄壁钢结构, 在保证承载能力的同时, 有效减小箱体厚度。滑动球铰主要包括钢球和底座, 如图 7(b)所示, 主要用于减小托架和模型箱底部之间的摩擦。模型箱相关的计算参数分别为: 每延米质量 $rA = 50\text{ kg/m}$, 每延米刚度 $EI = 1 \times 10^{11}\text{ N} \cdot \text{m} \cdot \text{rad}^{-1}$ 。

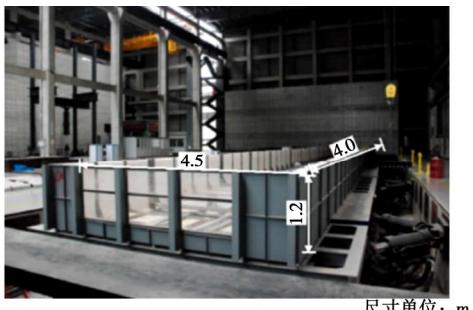
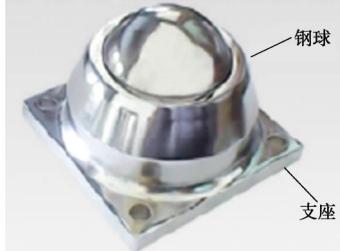


图 6 模型箱横断面

Fig. 6 Cross section of model box



(a) 支撑托架



(b) 滑动球铰

图 7 支撑系统

Fig. 7 Supporting system

结合 Buckingham- π 理论与量纲分析方法^[17], 通过相似比关系确定振动台试验输入荷载的相关参数。振动台试验采用简谐波输入, 通过对上海人工合成地震动进行加速度和频率相似比折减, 计算得加速度峰值和频率分别为 $10\text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$ 和 50 Hz , 简谐波沿水平横向

振动。通过对基岩面剪切波速进行波速相似比折减, 可得到试验行波波速 $C_a = 289\text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$ 。

将模型箱的密度、刚度和泊松比以及输入荷载的频率和波速代入式(17), 计算得到最佳随动箱长度 $b = 5.5\text{ m}$ 。振动台 A 先起振, 之后振动台 B 再起振, 两振动台之间的时间差为两台阵之间距离与试验行波波速的比值, 计算得 0.033 s 。

模型箱内安装 7 个加速度计量测量各点水平加速度响应, 布置方式如图 8 所示。其中 $x_1 \sim x_7$ 分别为主动箱 1 中点、随动箱与主动箱 1 的连接位置、随动箱 $1/4$ 、 $1/2$ 、 $3/4$ 位置、随动箱与主动箱 2 的连接位置、主动箱 2 中点。

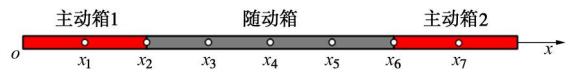


图 8 观测点位置

Fig. 8 Layout of measuring points

3.2 结果分析

图 9(a), (b) 给出了主动箱的加速度时程和频谱曲线, 可以看到, 主动箱加速度峰值和主频达到 $10\text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$ 和 50 Hz , 有效实现了主动箱的地震波输入。图 10 给出了模型箱各点加速度响应峰值、主频和时间差及其与对应目标值的对比。由图 10(a) 可知, 各点加速度响应时间差呈现连续均匀变化, 和目标值相近, 表现出较好的行波传播效果。由图 10(b), (c) 可知, 箱体各观测点的主频响应和目标值完全吻合, 峰值加速度在目标值附近呈现小幅波动, 其误差主要来自于试验过程中噪声等环境因素对试验数据的干扰, 但鉴于其波动较小可认为主动箱和随动箱的主频和峰值加速度基本保持一致。空箱试验结果表明, 箱体加速度响应的主频、加速度幅值以及时间差均满足地震空间差动效应模拟的要求。需要说明的是, 在实际振动台试验中, 模型箱内会装填模型土, 可将箱体与箱内模型土视为整体, 采用等效刚度的方式近似考虑模型土对箱体的影响, 根据土-结构相对刚度比对模型箱参数进行修正^[19], 进而根据本文所提出的模型箱参数解析公式(17), 得到基于双台阵模拟基岩面连续差动输入的模型箱最优设计方案。

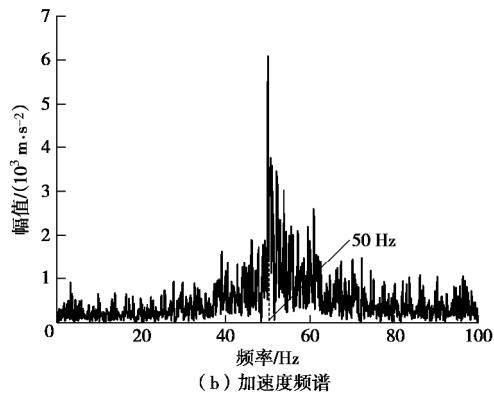
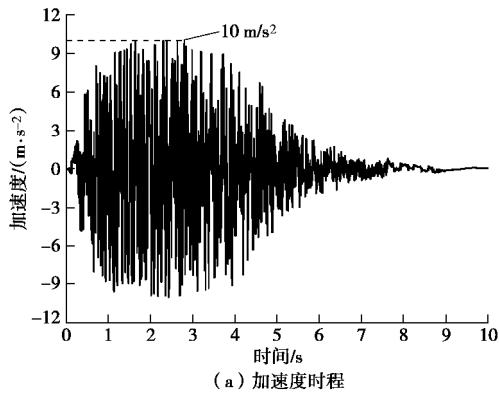


图 9 时程和频谱分析

Fig. 9 Acceleration responses for model box

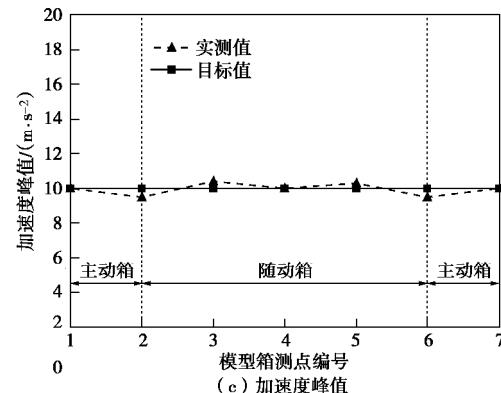
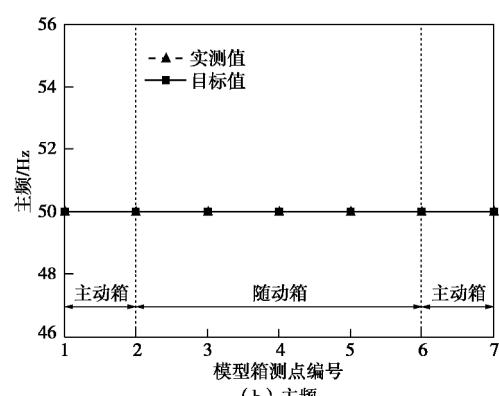
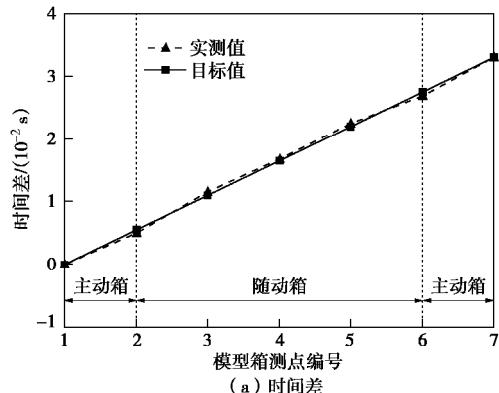


图 10 模型箱各点加速度响应

Fig. 10 Acceleration responses for model box

4 结 论

(1) 本文提出一种基于双台阵试验系统的模型箱设计方案, 可用于地震空间差动效应的模拟。

(2) 通过建立双台阵模型箱的简化计算模型与荷载边界条件, 并基于积分变换和留数定理, 得到双台面输入条件下模型箱动力响应的解析解。

(3) 以实际地震动连续差动输入为目标, 推导出基于双台阵模拟地震空间差动效应的模型箱参数解析表达式, 为模型箱设计参数选取提供了科学依据。

(4) 通过振动台空箱试验, 验证了该模型箱参数解析表达式的正确性, 可以用于指导基于双台阵模拟基岩面连续差动输入的模型箱设计。

本方法还可以推广到多台阵振动台模型箱设计。

参考文献:

- [1] 禹海涛, 李翀, 袁勇, 等. 用于长隧道多点振动台试验的节段式模型箱及其适用性研究[J]. 中国公路学报, 2016, 29(12): 166–174. (YU Hai-tao, LI Chong, YUAN Yong, et al. Research on segmental model container and its validation for multi-point shaking table test of long tunnels[J]. China Journal of Highway and Transport, 2016, 29(12): 166–174. (in Chinese))
- [2] 袁勇, 包蓁, 禹海涛, 等. 考虑行波效应的盾构隧道多点振动台试验[J]. 中国公路学报, 2017, 30(8): 174–182. (YUAN Yong, BAO Zhen, YU Hai-tao, et al. Multi-point shaking in consideration table test on shield tunnels of wave-passage effect[J]. China Journal of Highway and Transport, 2017, 30(8): 174–182. (in Chinese))
- [3] YU H, YUAN Y, QIAO Z, et al. Seismic analysis of a long tunnel based on multi-scale method[J]. Engineering Structures, 2013, 49(2): 572–587.

- [4] YU H T, YUAN Y, BOBET A. Multiscale method for long tunnels subjected to seismic loading[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2013, **37**(4): 374 - 398.
- [5] 刘 鹏, 丁文其, 杨 波. 深水超长沉管隧道接头及止水带地震响应[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2013, **41**(7): 984 - 988. (LIU Peng, DING Wen-qi, YANG Bo, et al. Research on joints and gasket seismic response of deep-water long immersed tube tunnels[J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2013, **41**(7): 984 - 988. (in Chinese))
- [6] IIDA H, HIROTO T, YOSHIDA N, et al. Damage to Daikai subway station[J]. Soils and Foundations, 1996, **36**: 283 - 330.
- [7] VANZI I. Elastic and inelastic response of tunnels under longitudinal earthquake excitation[J]. Journal of Earthquake Engineering, 2000, **4** (2): 161 - 182.
- [8] YAN X, YUAN J, YU H T, et al. Multi-point shaking table test design for long tunnels under non-uniform seismic loading[J]. Tunneling and Underground Space Technology, 2016, **59**: 114 - 126.
- [9] LI P, SONG E X. Three-dimensional numerical analysis for the longitudinal seismic response of tunnels under an asynchronous wave input[J]. Computers and Geotechnics, 2015, **63**: 229 - 243.
- [10] CHEN J, SHI X, LI J. Shaking table test of utility tunnel under non-uniform earthquake wave excitation[J]. Soil Dynamic & Earthquake Engineering, 2010, **30**(11): 1400 - 1416.
- [11] 李立云, 王成波, 韩俊艳, 等. 埋地管道-场地地震反应振动台试验研究的场地响应[J]. 地震工程与工程振动, 2015, **35**(3): 166 - 176. (LI Li-yun, WANG Cheng-bo, HAN Jun-yan, et al. Analysis of site responses during shaking table test for the interaction between pipeline and soil[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2015, **35**(3): 166 - 176. (in Chinese))
- [12] YUAN Y, YU H T, LI C, et al. Multi-point shaking table test for long tunnels subjected to non-uniform seismic loadings: Part I theory and validation[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2018, **108**: 177 - 186.
- [13] YU H T, YUAN Y, XU G, 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.
- [14] 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.
- [15] 禹海涛, 袁 勇. 长大隧道地震响应分析与试验方法新进展[J]. 中国公路学报, 2018, **31**(10): 19 - 35. (YU Hai-tao, YUAN Yong. Review on seismic response analysis and test methods for long and large tunnels[J]. China Journal of Highway and Transport, 2018, **31**(10): 19 - 35. (in Chinese))
- [16] 袁 勇, 禹海涛, 燕 晓, 等. 超长沉管隧道多点振动台试验模拟与分析[J]. 中国公路学报, 2016, **29**(12): 157 - 165. (YUAN Yong, YU Hai-tao, YAN Xiao, et al. Multi-point shaking table test simulation and analysis of a super-long immersed tunnel[J]. China Journal of Highway and Transport, 2016, **29**(12): 157 - 165. (in Chinese))
- [17] 燕 晓, 禹海涛, 袁 勇, 等. 沉管隧道基槽边坡振动台试验及动力特性[J]. 中国公路学报, 2016, **29**(12): 149 - 156. (YAN Xiao, YU Hai-tao, YUAN Yong, et al. Shaking table test on seismic characteristics of trench slope of immersed tunnel[J]. China Journal of Highway and Transport, 2016, **29**(12): 149 - 156. (in Chinese))
- [18] YU H T, YUAN Y. Analytical solution for an infinite Euler-Bernoulli beam on a viscoelastic foundation subjected to arbitrary dynamic loads[J]. Journal of Engineering Mechanics, 2014, **140**(3): 542 - 551.
- [19] 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.

DOI: 10.11779/CJGE202008008

地铁车站结构端部效应影响范围研究

王国波^{1,2}, 郝朋飞¹, 孙富学^{*2}

(1. 武汉理工大学道路桥梁与结构工程湖北省重点实验室, 湖北 武汉 430070; 2. 温州大学建筑工程学院, 浙江 温州 325000)

摘要: 常规的地铁车站抗震设计均是选择跨中截面按平面问题进行计算分析和设计, 但在靠近车站前后端墙的区域必然受端墙及区间隧道的影响, 从而应考虑其空间效应, 即端墙的端部效应。基于对地铁车站及区间隧道振动台试验的数值模拟, 验证数值模型的合理性, 然后对地铁车站结构端部空间影响范围进行一系列的数值分析, 主要考虑地铁车站结构跨数及层数、土体参数、地震波类型及幅值以及区间隧道数量的影响。计算分析结果表明: 车站结构的跨数、层数以及区间隧道的数量均会对地铁车站端部影响范围产生一定的影响, 车站结构端部影响范围最大的为2层3跨车站, 其影响范围为 $1.6B$ (B 为结构宽度); 地铁车站结构端部效应影响范围与其自身结构特性相关, 而受土体参数和地震波类型及幅值影响较小, 同时对比分析表明采用柱端弯矩作为端部影响范围的评价指标更为合理。

关键词: 地铁车站; 区间隧道; 端部效应; 地震响应

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)08-1435-11

作者简介: 王国波(1979—), 男, 博士, 教授, 主要从事工程结构抗震分析方面的研究和教学工作。E-mail: wgb16790604@126.com。

Spatial influence scope of end wall of metro station structures

WANG Guo-bo^{1,2}, HAO Peng-fei¹, SUN Fu-xue²

(1. Hubei Key Laboratory of Roadway, Bridge & Structure Engineering, Wuhan University of Technology, Wuhan 430070, China;

2. College of Civil Engineering and Architecture, Wenzhou University, Wenzhou 325000, China)

Abstract: The conventional seismic design of metro stations is to select the mid-span section for calculation analysis and design based on plane problem. However, the spatial effect of end walls must be considered because the area close to the front and rear end walls will inevitably be affected by the end walls and running tunnels. This effect is also called the end wall effect. The rationality of the numerical model is verified based on the numerical simulation of shaking table tests on metro stations and running tunnels firstly. Then a series of parameter analysis is performed on the spatial influence scope of the end wall of the metro station structures, which mainly includes the influences of the number of spans and layers of the metro station structures, soil parameters, seismic wave types and amplitudes, and the number of running tunnels. The calculation and analysis results show that the number of spans, the number of layers and the number of tunnels of the station structures will have certain effect on end walls influence scope. The largest influence area of end wall is the station with 2 layers and 3 spans, and the influence range is $1.6B$ (B is the structure width). The influence range of end wall effect is related to their own structural characteristics, but they are less affected by the soil parameters and seismic wave types and amplitudes. At the same time, the comparative analysis shows that it is more reasonable to use column end bending moment as evaluation indexes for end wall influence range analysis.

Key words: metro station; running tunnel; end wall effect; seismic response

0 引言

随着城市化进程的加快, 地上建筑趋于饱和, 人们把目光投向地下空间。21世纪是地下空间大发展的世纪, 地下结构和设施在城市日常功能中发挥着重要的功能, 其一旦在地震中破坏, 会造成严重的后果及次生灾害。因此隧道及地铁车站等地下结构的抗震性能必须得到足够的重视。目前地下结构的抗震设计大

多基于简化的荷载-结构方法, 采用平面模型进行简化计算。但对于实际的地下结构, 如地铁车站结构, 其前后端墙以及区间隧道的存在导致结构实际上是一个

基金项目: 国家自然科学基金项目(51878529, 51678465); 武汉理工大学研究生优秀学位论文培育项目(2018-YS-044)

收稿日期: 2019-12-02

*通信作者(E-mail: sunfxue@163.com)

空间结构，而不能简化为平面问题。因此，需研究结构端墙等引起的空间效应，确定其空间影响范围。

目前人们习惯了将地铁车站和盾构隧道等细长地下结构的受力分析问题简化为平面问题，如：Zlatanović 等^[1]通过建立二维简化隧道结构有限元模型，对比分析隧道结构在良好和不良土壤条件下的土-隧道结构相互作用差异；庄海洋等^[2]将地铁车站结构等效为平面应变问题，探究了软土层埋深变化对地铁车站结构地震反应的影响规律；而对于地铁车站的空间效应，陈磊等^[3]通过对深软地基土上的三层三跨框架式地铁车站结构地震响应分析表明，其纵向中间截面处的相对位移最大，沿车站结构纵向的水平位移曲线呈现出波浪形状，具有明显的空间效应。王国波^[4]建立了地铁车站及隧道的三维模型，得出车站结构端墙 1.5 倍车站结构横向宽度外的横截面，可以按照平面应变问题分析，区间隧道的存在削弱了车站结构前后端墙的整体抗震性能；Mok 等^[5]通过考虑经典的两层及三层地下结构模型，对三维细长地下结构端墙效应进行了研究，结果表明端墙的空间影响范围约为端墙尺寸的 3 倍，靠近端墙的侧墙和底板之间的弯矩约为结构中部弯矩的一半。Hosseini 等^[6]通过对较长的连续直埋钢管的地震响应研究表明，不影响管段中间部分响应值的最小有效长度为：管道在黏土中时为剪切波波长的 2 倍而在砂土中时为波长的 4 倍。陈清军等^[7]从定量角度将地铁车站与隧道接头结构对车站及隧道地震响应的影响程度及范围进行了研究分析，结果表明，地铁车站结构的最大层间位移响应在接头部位显著减小，且接头结构对地铁车站地震响应的影响范围约为结构宽度 1.69 倍。

由上可见目前相关研究成果较少，且得到的结论之间的差异也较大。《建筑抗震设计规范》^[8]基于文献[4]的研究成果，规定车站结构端部影响范围为1.5倍的结构横向宽度，但该研究成果是基于典型地铁车站结构振动台试验^[9]以及对其的数值拟合和参数分析，没有考虑车站尺寸、土层参数、区间隧道、地震动特性等的影响。在地下结构规模不断扩大的背景下，本文拟仍基于已有的振动台试验数据，在利用试验数据验证计算方法合理性的基础上，进行系统的参数分析，具体包括地铁车站跨数、层数、土体参数、地震波类型及幅值、有无区间隧道及区间隧道数量等，全面探究地铁车站端部空间效应影响范围。一方面期望能论证规范建议值的一般性，同时也希望在端部影响范围评价指标上进行一些有益的探讨。

1 振动台试验与数值拟合

1.1 振动台试验简介

试验采用净尺寸为 $3\text{ m} \times 2.5\text{ m}$ 的刚性模型箱，地铁车站接头结构由典型两层三跨地铁车站结构及两条环形区间隧道组成，如图 1 所示。模型结构几何相似比为 1/30，模型尺寸参数如图 2 所示，模型结构均采用微粒混凝土制作，模型土为基于原状土配制的重塑土。加速度传感器监测点布置如图 3, 4 所示，试验选取上海人工波、El-Centro 波、正弦波作为振动台输入波。更多详细试验细节参见文献[10]。



图 1 地铁车站接头结构模型

Fig. 1 Structural model for joints in subway stations

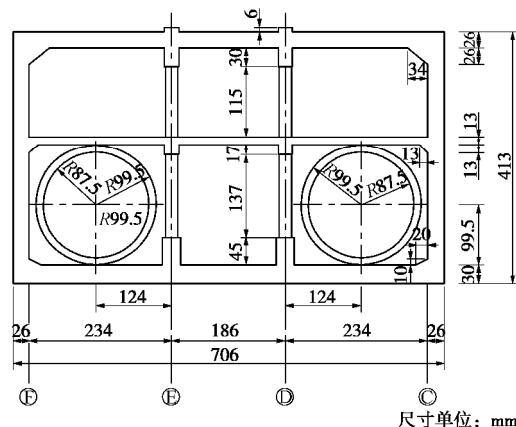


图 2 地铁车站接头结构剖面图

Fig. 2 Cross-section view of joints of subway station

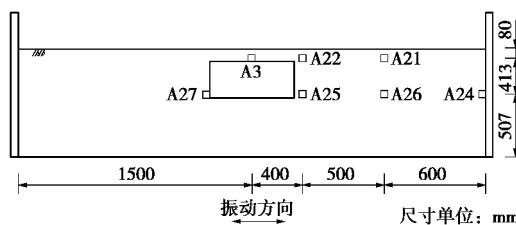


图 3 加速度传感器布置图 (③轴剖面)

Fig. 3 Arrangement of acceleration sensors (③ axial section)

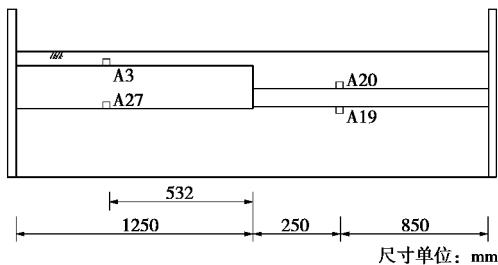


图 4 加速度传感器布置 (垂直振动方向)

Fig. 4 Arrangement of acceleration sensors (vertical vibration direction)

1.2 振动台试验拟合

(1) 有限元模型建立

根据模型箱内土体尺寸确定土体计算范围, 长宽高分别为 $2.65\text{ m} \times 2.5\text{ m} \times 1\text{ m}$, 且长度方向为地震动激震方向。车站模型结构为宽 0.72 m (激震方向), 高 0.4 m , 长 0.9 m 的两层三跨框架结构, 区间隧道为内半径 0.09 m , 壁厚 0.03 m , 长 0.8 m 的环状结构, 车站模型结构埋深为 0.1 m 。结合上述尺寸通过 ABAQUS 建立如图 5 所示三维有限元模型, 其中, 土体采用 C3D8R 实体单元, 隧道结构及车站板和墙采用 S4R 壳单元, 柱子为 B31 梁单元。

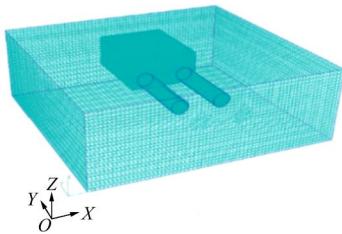


图 5 有限元模型示意图

Fig. 5 Schematic diagram of finite element model

土体采用等价非线性模型 Davidenkov 模型^[11]来模拟土体的非线性特性, Davidenkov 模型可以描述为

$$G_d / G_{\max} = 1 - \left[\frac{(g_d / g_r)^{2B}}{1 + (g_d / g_r)^{2B}} \right]^A, \quad (1)$$

$$I / I_{\max} = (1 - G_d / G_{\max})^b, \quad (2)$$

式中 A, B, b 均为拟合常数, g_r 为参考剪应变; g_d , 为瞬时动剪应变; I , G_d 为阻尼比和瞬时动剪切模量, I_{\max} , G_{\max} 为最大阻尼比和最大动剪切模量。基于已有的动力试验资料, 本文中取 $A=1$, $B=0.77$, $g_r=0.001226$, 初始阻尼比取 0.003 。

车站及隧道为弹性模型, 模型土及模型结构材料参数如表 1 所示。模型采用滑移边界, 4 个侧面和底部约束 Y, Z 向位移, 顶部自由, 模型底部 X 向输入振动台台面波, 以如图 6 所示的 $0.11g$ 上海人工波、 $0.11g/0.51g$ El-Centro 波为例与试验数据进行数值拟合分析。

表 1 模型结构及模型土材料参数

Table 1 Material parameters of model structure and model soil

材料参数	密度 /(kg·m ⁻³)	弹性模量/MPa	泊松比	剪切模量/MPa
模型土	1760	30.8	0.4	11
微粒混凝土	2100	9800	0.2	—

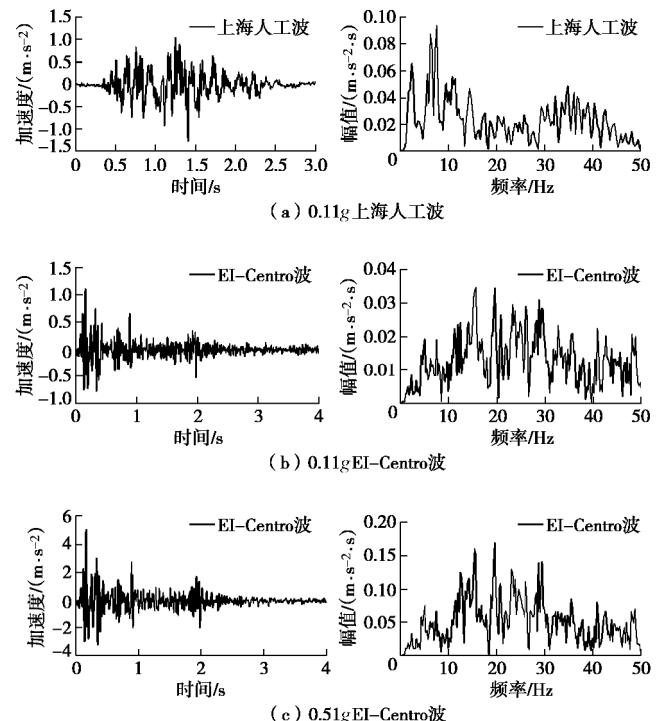


图 6 振动台台面实测波加速度时程及频谱曲线

Fig. 6 Time-history and spectral curves of measured wave acceleration on shaking table

(2) 数值模拟与试验对比

针对地铁车站接头结构在上海人工波、El-Centro 波作用下的地震响应规律, 以如图 3, 4 所示的模型土内测点 A22、车站结构测点 A3、区间隧道测点 A20 为例, 将数值模拟计算的加速度时程、频谱曲线与振动台试验数据进行拟合。

如图 7, 8 所示, 在 $0.11g$ 上海人工波和 El-Centro 波作用下, 模型结构及其周围土体加速度时程及频谱曲线的数值结果均与试验结果波形基本一致, 表明所采用的数值模拟方法可以较好地模拟模型结构及其周围土体的动力响应规律。但其幅值仍存在一定的差异, 模型土、模型结构的加速度幅值模拟值相对试验值偏小, 而车站结构模拟值相对试验值偏大, 且其相对误差均在 30% 以内, 可能是由于数值模拟时土体阻尼取值与试验模型土存在一定的偏差。

如图 9 所示, 在 $0.51g$ El-Centro 波作用下, 虽然模型结构及其周围土体加速度时程曲线的数值结果与试验结果波形较为一致, 但其幅值存在明显差异, 模型土、模型结构的加速度幅值模拟值均明显大于试验

值, 可能是由于加速度输入峰值过大, 土的动剪切模量衰减较大, 导致模型土的应力应变关系曲线与 Davidenkov 本构模型的曲线偏离较大。

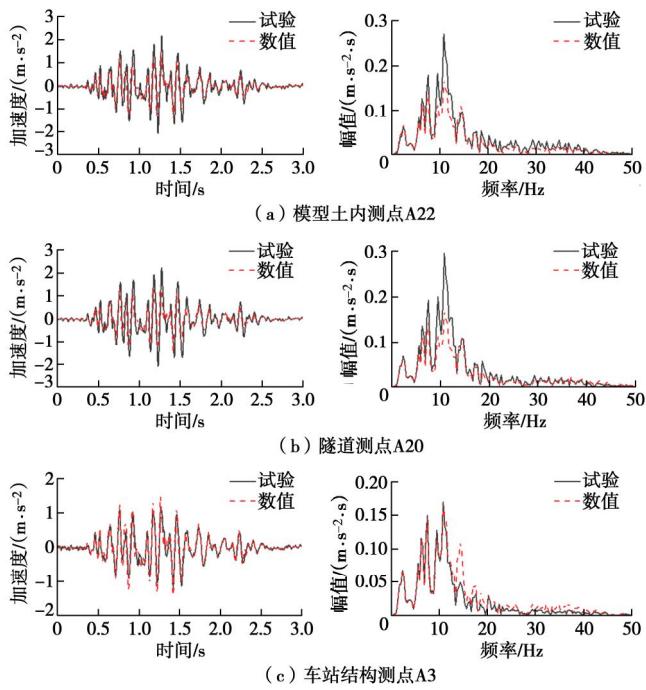


图 7 0.11g 上海人工波工况下测点加速度时程与频谱曲线的试验与模拟结果对比

Fig. 7 Comparison between experimental and simulated results of acceleration time-history and spectral curves at measured points under 0.11g Shanghai artificial wave

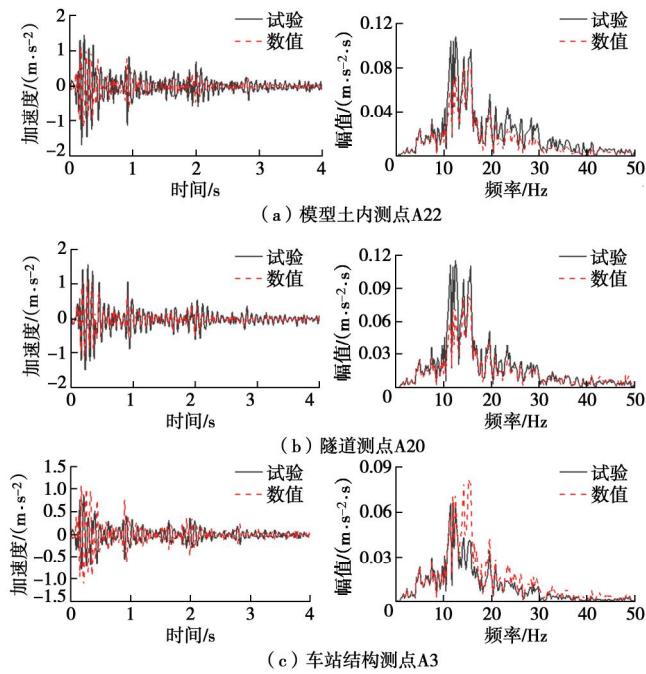


图 8 0.11gEl-Centro 工况下测点加速度时程与频谱曲线的试验与模拟结果对比

Fig. 8 Comparison between experimental and simulated results of acceleration time-history and spectral curves at measured points under 0.11g El-Centro conditions

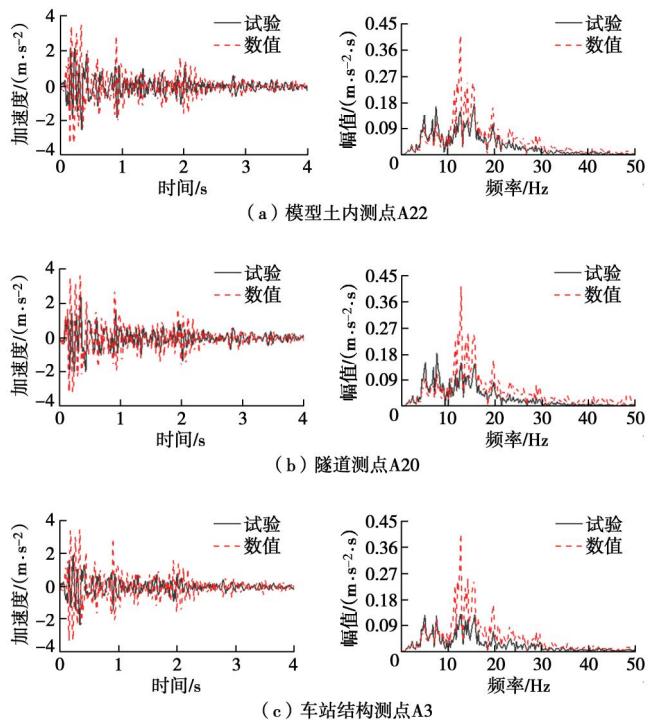


图 9 0.51gEl-Centro 工况下测点加速度时程与频谱曲线的试验与模拟结果对比

Fig. 9 Comparison between experimental and simulated results of acceleration time-history and spectral curves at measured points under 0.51gEl-Centro conditions

综上可知, 虽然数值模拟值与试验实测值的幅值存在一定的误差, 且相对误差随着加速度幅值的增大而增大, 但是模拟值与试验值的加速度时程及频谱曲线波形均较为一致, 表明该数值模拟方法较好地模拟了土体、车站结构以及区间隧道的加速度响应规律, 验证了该数值模拟方法的合理性。

2 计算模型建立

2.1 计算范围及边界设置

基于上述试验验证的数值模拟方法, 以典型的 2 层 3 跨地铁车站作为标准工况, 建立数值模型。地铁车站结构埋深 3 m, 车站计算尺寸为 20 m(宽)×112 m(长)×13 m(高), 如图 10 所示, 结构每层层高 6.5 m, 跨度分别为 7, 6, 7 m, 柱距均为 8 m, 矩形混凝土柱截面尺寸为 0.9 m×0.6 m, 车站的底板厚 0.9 m, 中板厚 0.4 m, 顶板和侧墙厚 0.2 m。

基于已有的研究成果^[4], 为了降低计算时边界效应的影响, 土体的横向计算宽度一般至少应为结构宽度的 5 倍; 纵向计算长度一般取结构纵向长度加上 4 倍的结构宽度, 深度方向则取至基岩面。取土体深度 60 m, 基岩深度 10 m, 共 70 m。由此确定标准工况土体计算范围为 100 m×192 m×70 m, 同时考虑了相

应的自由场模型。车站结构的有限元模型如图 11 所示。

基于标准工况, 建立如图 12 所示 1 层 3 跨、3 层 3 跨、2 层 2 跨、2 层 4 跨、2 层 5 跨、2 层 6 跨、2 层 3 跨-2 孔区间隧道、3 层 3 跨-4 孔区间隧道模型, 其中隧道外径 6 m, 壁厚 0.4 m, 长度 100 m, 含区间隧道的土体计算范围为 100 m×252 m×70 m。

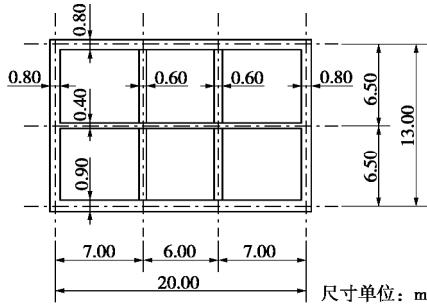


图 10 标准工况 2 层 3 跨地铁车站截面图

Fig. 10 Cross-sectional view of a subway station with 2 floors and 3 spans under standard conditions

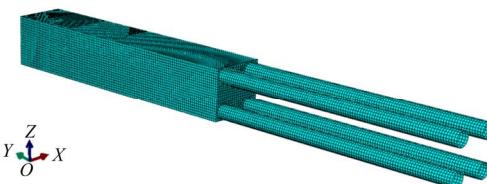


图 11 3 层 3 跨-4 孔区间隧道结构有限元模型图

Fig. 11 Finite element model for a three-story, three-span and four-hole tunnel structure

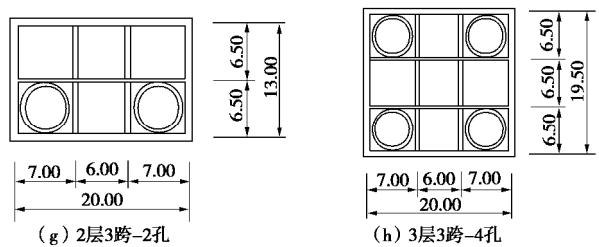
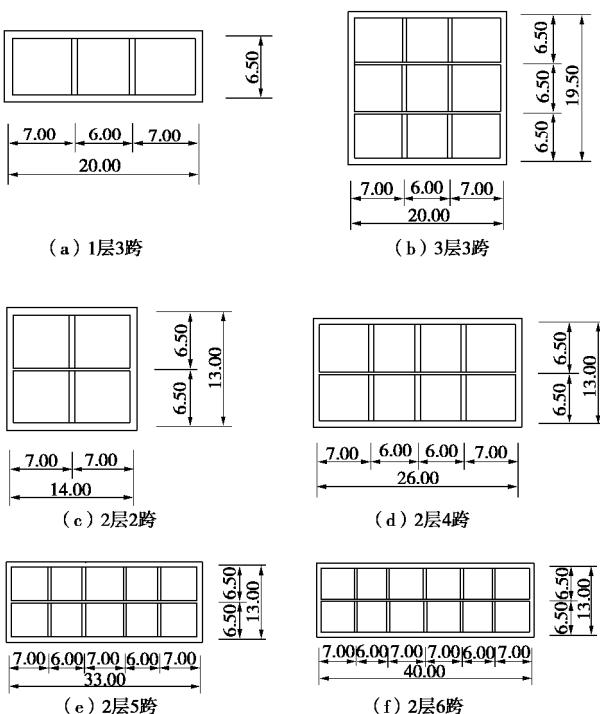


图 12 不同工况的地铁车站截面示意图 (m)

Fig. 12 Schematic cross-sections of subway stations under different working conditions (m)

依据上述尺寸参数, 基于 ABAQUS 建立相应的有限元模型, 对于边界条件, 采用侧向滑移边界, 即地震动沿模型底部 X 向输入, 模型底部及侧面设置 Y 向、Z 向约束, 顶部自由。为了保证输入地震能够在模型中传播, 一般要求网格尺寸小于 1/10 波长, $\Delta l_{\max} \leq 0.1v/f_{\max}$, 其中 v 为剪切波速, f_{\max} 为需考虑的地震动能量范围的最大频率。取 $v=200$ m/s, $f_{\max}=10$ Hz, 则 $\Delta l_{\max} \leq 2$ m。故土体网格尺寸取 2 m, 车站隧道结构网格尺寸取 1 m, 满足要求。土体采用 C3D8R 实体单元, 隧道结构及车站楼板和墙采用 S4R 壳单元, 柱子为 B31 梁单元, 车站楼板和柱, 车站端墙和隧道以及地下结构与土体均采用 Tie 约束, 即不考虑接触面的相对位移。

2.2 材料参数

土体采用软土/硬土+基岩的双层土, 采用 Davidenkov 等价非线性本构模型, 车站结构及隧道采用弹性模型, 采用 C30 混凝土, 土体及结构材料参数如表 2 所示。

2.3 地震动输入

地震响应分析时, 选取 El-Centro 波 (近场波) 和 Kobe 波 (近场脉冲波) 两种地震波, 其加速度时程曲线及傅里叶曲线如图 13 所示。

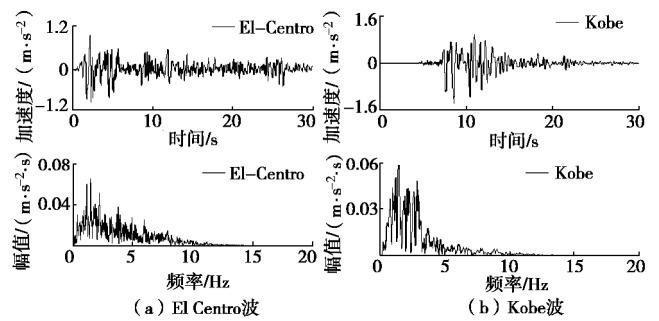


图 13 地震波时程及频谱图

Fig. 13 Time histories and spectra of seismic waves

2.4 计算工况

基于标准工况, 为探究车站跨数及层数、土体参数、地震波、区间隧道等因素对车站端部效应的影响, 确定如表 3 所示计算工况表。

表 2 材料参数表

Table 2 Material parameters

材料	土层厚度/m	密度/(kg·m ⁻³)	弹性模量/MPa	泊松比	波速/(m·s ⁻¹)	A	2B	γ_r
软土	60	1800	209	0.45	200	1	0.77	0.00123
硬土	60	1900	790	0.30	400	1	0.76	0.00074
基岩	10	2200	1320	0.20	500	1	0.68	0.00177
混凝土	—	2500	30000	0.20	—	—	—	—

表 3 计算工况表

Table 3 Calculation conditions

工况	车站结构	地震波	土体参数	区间隧道	备注
1	2 层 3 跨	0.1g El-Centro 波	软土	无区间隧道	标准工况
2	2 层 2 跨				
3	2 层 4 跨				
4	2 层 5 跨	0.1g El-Centro 波	软土	无区间隧道	车站跨数的影响
5	2 层 6 跨				
6	1 层 3 跨				
7	3 层 3 跨	0.1g El-Centro 波	软土	无区间隧道	车站层数的影响
8	2 层 3 跨	0.1g El-Centro 波	硬土	无区间隧道	土性参数的影响
9	2 层 3 跨	0.4g El-Centro 波	软土	无区间隧道	地震波类型、幅值的影响
10	2 层 3 跨	0.1g Kobe 波			
11	2 层 3 跨-2 孔			2 孔区间隧道	
12	3 层 3 跨-4 孔	0.1g El-Centro 波	软土	4 孔区间隧道	区间隧道的影响

2.5 监测方案

监测地铁车站顶层中柱柱顶及柱底的加速度、速度、位移、弯矩响应, 以 2 层 3 跨地铁车站为例, 测点布置如图 14 所示。

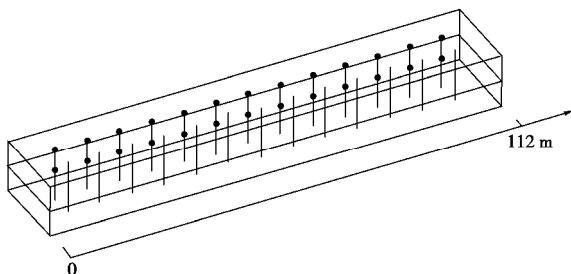


图 14 2 层 3 跨地铁车站测点布置图

Fig. 14 Arrangement of measuring points of a metro station with 2 layers and 3 spans

3 地铁车站端部影响范围分析

目前对空间影响范围的研究并不多见, 采用何种指标评价空间效应也不统一, 考虑到柱顶响应大于柱底, 因此, 本节采用车站中柱柱顶加速度、车站顶层柱端相对位移、柱顶弯矩和柱顶能量等 4 个指标, 从 4 个方面探讨地铁车站端部影响范围。考虑到车站中部距端墙较远, 可作为不受端墙影响的区域, 并以车站中部响应作为基准值(距端墙 56 m), 得到其他截面的响应与基准值的比值。由于缺乏统一规定, 本文

暂规定当地震响应比值 $R_i/R \geq 0.9$ 时可认为该区域不受车站端墙的影响(其中 R_i 为分析的响应量, 如加速度、层间位移、能量和弯矩, 而 R 为车站中部截面的响应量)。

能量计算公式为^[12]

$$E_{\text{总}} = \int_0^T V^2 dt \quad , \quad (3)$$

式中, T 为地震波作用时间, V 为测点每一时刻对应的速度。

3.1 地铁车站跨数的影响

由车站中部的参考柱柱顶加速度时程图 15 来看, 不同车站跨数的加速度响应规律基本一致, 仅幅值存在差异。提取车站中柱加速度、能量、弯矩、相对位移幅值, 并以车站纵向跨中截面处的中柱作为基准值, 得到其相应的比值, 如图 16 所示, 加速度、弯矩、相对位移幅值沿车站长度方向基本呈现先增加后平稳再减小的趋势, 即车站中部响应较大, 而两端由于端墙的影响响应相对较小。而从加速度幅值来看, 2 层 2 跨 < 2 层 6 跨 < 2 层 5 跨 < 2 层 3 跨 < 2 层 4 跨, 即随着车站跨数的增加, 加速度幅值同样呈现先增大后减小的规律, 且转折点在 2 层 4 跨。从弯矩幅值来看, 2 层 2 跨 < 2 层 6 跨 < 2 层 3 跨 < 2 层 4 跨 < 2 层 5 跨, 即随着车站跨数的增加, 弯矩幅值呈现先增大后减小的规律, 且转折点在 2 层 5 跨。从相对位移来看, 2 层 3 跨 < 2 层 4 跨 < 2 层 5 跨 < 2 层 6 跨 < 2 层 2 跨, 随着跨数增加,

相对位移幅值呈现先减小后增大的趋势, 且转折点在2层3跨。这表明车站跨数会对其中柱地震响应产生明显影响, 且随着跨数增加, 影响程度存在转折点。

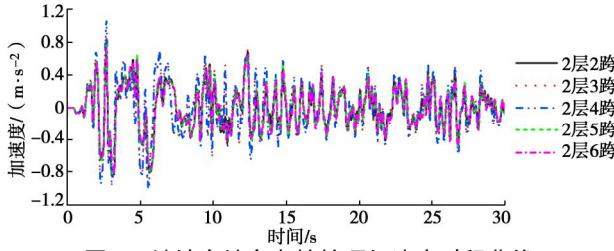


图 15 地铁车站参考柱柱顶加速度时程曲线

Fig. 15 Time-history curve of top of reference column of subway station

基于图 16 所示, 取比值小于 0.9 的区间为端部影响范围得到表 4, 可以发现, 除能量对端部效应的影响不明显外, 其他 3 种评价指标得出的影响范围规律基本一致, 即随着车站跨数的增加, 端部影响范围呈现先增加而后趋于一致的趋势, 且从柱端弯矩角度得出的影响范围更为接近最终的最大影响范围。结合车站宽度, 则地铁车间结构端部影响范围随着跨数的增加呈现先增大后减小的趋势, 最大的为 2 层 3 跨车站, 影响范围为 $1.6B$ 。

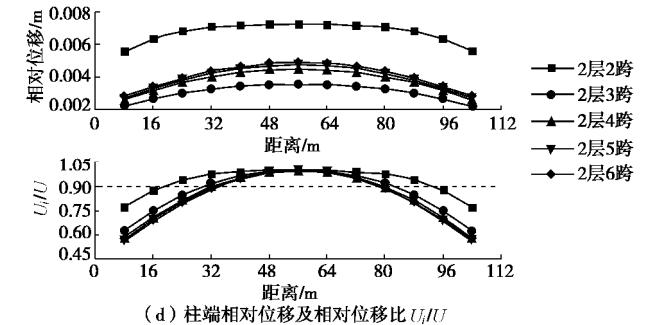
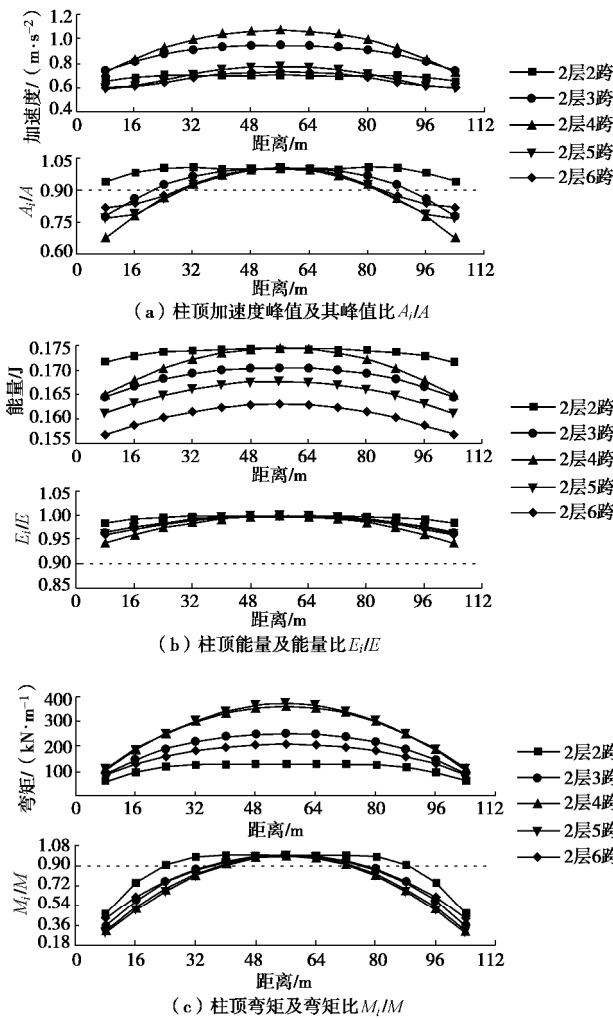


图 16 不同跨数的地铁车站结构地震响应以及其与参考点比值沿车站长度方向变化曲线

Fig. 16 Seismic responses of a subway station structure with different spans and its ratio to reference point along length of the station

表 4 不同跨数地铁车站端部影响范围

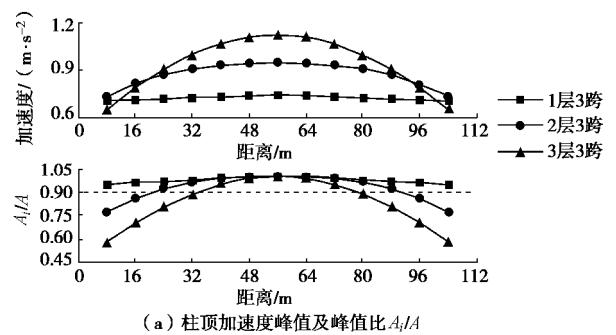
Table 4 Influence ranges of end wall of metro station with different spans

车站结构形式	车站宽度 B/m	不同评价指标下的端部影响范围/m			最大影响范围	
		加速度	能量	弯矩		
2层 2 跨	14	0	0	16	16	$1.1B$
2层 3 跨	20	16	0	32	24	$1.6B$
2层 4 跨	26	24	0	32	32	$1.2B$
2层 5 跨	32	24	0	32	32	$1.0B$
2层 6 跨	40	24	0	32	32	$0.8B$

3.2 地铁车站层数的影响

提取地铁车站中柱地震响应幅值如图 17 所示, 从加速度幅值来看, 1 层 3 跨 $<$ 2 层 3 跨 $<$ 3 层 3 跨, 即车站层数越多, 其顶层柱顶加速度响应越大; 从弯矩幅值来看, 1 层 3 跨 $<$ 3 层 3 跨 $<$ 2 层 3 跨, 且 3 层 3 跨与 2 层 3 跨弯矩幅值较为接近, 并明显大于 1 层 3 跨; 从相对位移幅值来看, 1 层 3 跨 $<$ 2 层 3 跨 $<$ 3 层 3 跨, 即车站结构相对位移会随层数增加而增加, 但层数增加至 2 层后, 影响程度减弱。

基于图 17 并以比值小于 0.9 为界得到表 5, 可见随着车站层数的增加, 端部影响范围呈现先增加而后趋于一致的趋势, 且从柱端弯矩角度得出的影响范围更为接近最终的最大影响范围。结合车站宽度, 影响范围最大的为 2 层 3 跨/3 层 3 跨车站, 为 $1.6B$ 。



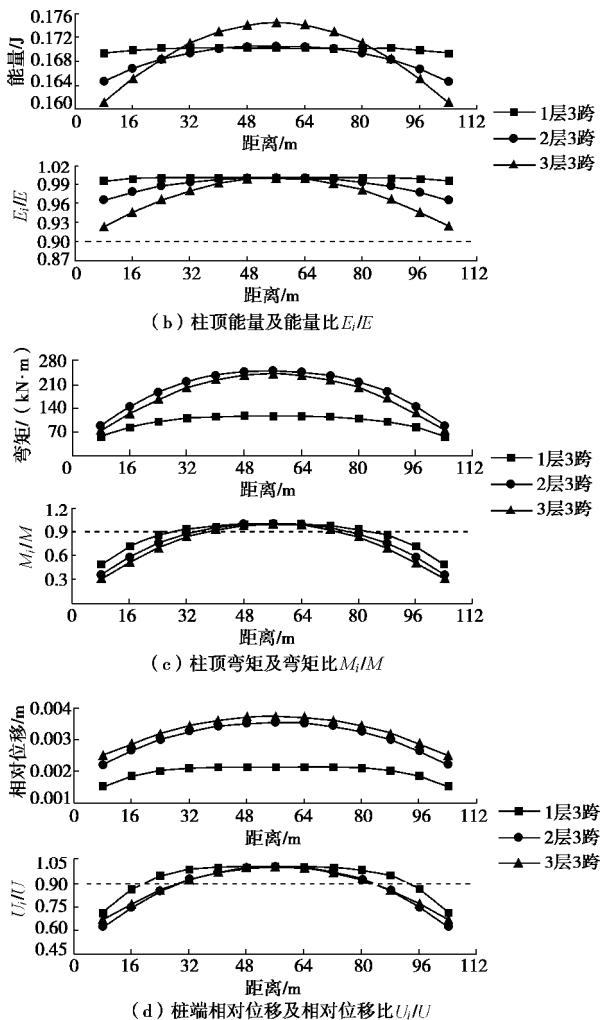


图 17 不同层数的地铁车站结构地震响应以及其与参考点比值
沿车站长度方向变化曲线

Fig. 17 Seismic responses of a subway station structure with different layers and its ratio to reference point along length of station

表 5 不同层数地铁车站端部影响范围

Table 5 Influence ranges of end wall of metro station with different layers

车站结构形式	车站宽度 B/m	不同评价指标下的端部影响范围/m				最大影响范围
		加速度	能量	弯矩	相对位移	
1 层 3 跨	20	0	0	24	16	1.2B
2 层 3 跨	20	16	0	32	24	1.6B
3 层 3 跨	20	32	0	32	24	1.6B

3.3 土体参数的影响

考虑软土、硬土两种土层参数, 对车站中柱地震响应进行分析, 如图 18 所示, 从加速度幅值来看, 硬土中的地铁车站响应明显大于软土中的车站响应; 而从弯矩、相对位移幅值来看, 软土中的车站结构响应大于硬土中的, 这是由于在软土中地铁车站受土体约束相对较弱, 更容易发生产生变形。如表 6 所示, 对

于不同土层中结构端部效应的影响, 两种土层相差不大, 均为 $1.6B$ 。这是由于对于车站结构端部影响范围的四种指标中, 弯矩通常为关键影响因素, 而地铁车站虽然在不同土层中的响应差别较大, 但其柱顶弯矩沿车站长度方向的变化规律基本一致, 因此土层参数对于地铁车站结构的端部效应的影响可基本忽略不计。

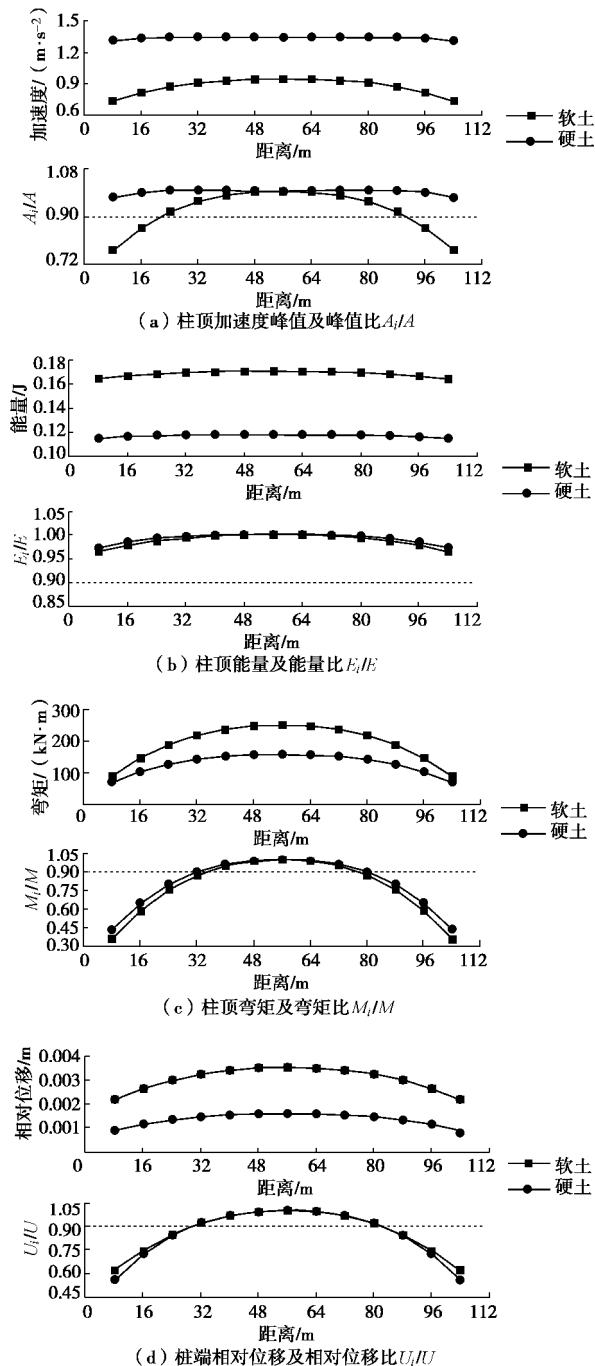


图 18 不同土层参数中的地铁车站结构地震响应以及其与参考点比值沿车站长度方向变化曲线

Fig. 18 Curves of seismic response of subway station structure with different soil layer parameters and ratio to reference point along station

表 6 不同土层参数中地铁车站端部影响范围

Table 6 Influence ranges of end wall of metro station with different soil layer parameters

土体 参数	车站宽 度 B/m	不同评价指标下的端部影 响范围/m				最大影响 范围
		加速 度	能 量	弯 矩	相 对 位 移	
软土	20	16	0	32	24	1.6B
硬土	20	0	0	32	24	1.6B

3.4 地震波类型、幅值的影响

如图 19 所示, 在 0.4g 及 0.4gEl-Centro 波和 0.1gKobe 波作用下地铁车站顶层中柱柱端加速度、弯矩、相对位移幅值响应存在如下规律: 0.1g El-Centro<0.1g Kobe<0.4g El-Centro; 而从其与基准值的比值曲线来看, 车站结构沿长度方向的响应特征基本一致, 端部响应较小而中部响应较大, 且比值曲线较为接近, 这是由于采用了同一结构形式的地铁车站。结合表 7, 虽然从加速度的指标来看, 0.4g 的地震波端部影响范围大于 0.1g, 但由于弯矩的影响程度更大, 故三种地震波作用下的地铁车站端部效应影响范围均为 1.6B, 表明其端部影响范围受地震波类型、幅值影响较小, 而更多地与其自身结构特性有关。

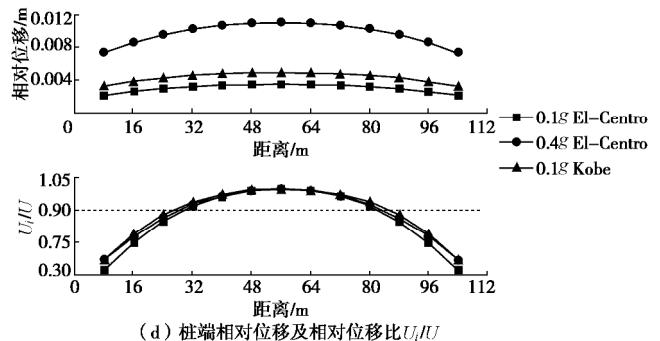
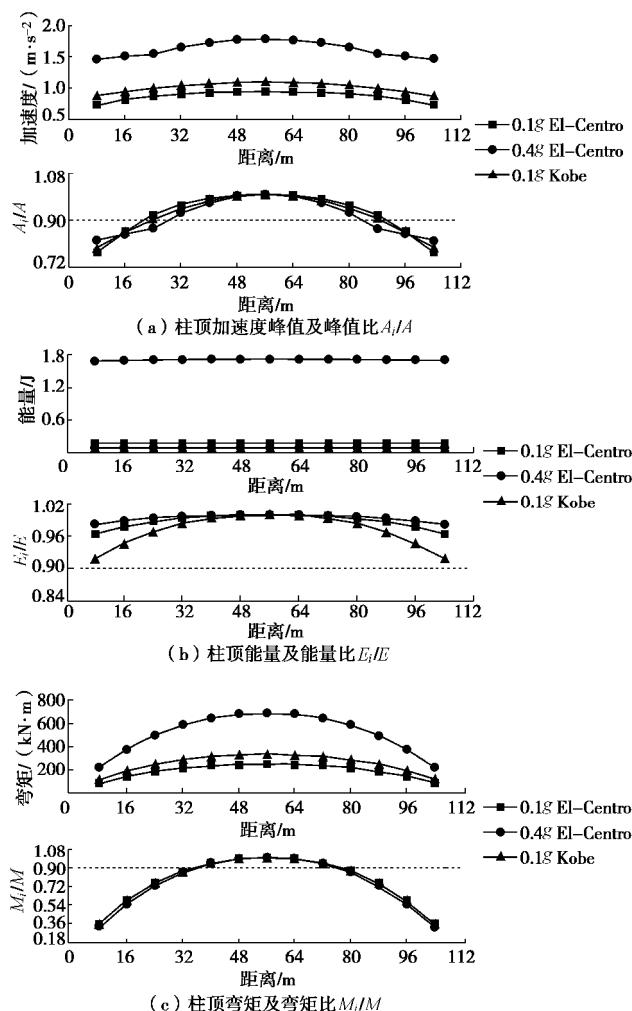


图 19 不同地震波作用下地铁车站结构地震响应以及其与参考点比值沿车站长度方向变化曲线

Fig. 19 Seismic responses of subway station structure under different seismic waves and its ratio to reference point along length of the station

表 7 不同地震波作用下地铁车站端部影响范围

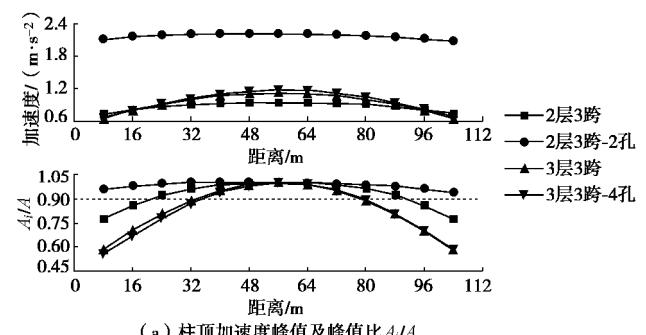
Table 7 Influence ranges of end wall of metro station under different seismic waves

地震波类型	车站 宽度 B/m	不同评价指标下的端部影 响范围/m				最大 影响 范围
		加速 度	能 量	弯 矩	相 对 位 移	
0.1g El Centro	20	16	0	32	24	1.6B
0.4g El Centro	20	24	0	32	24	1.6B
0.1g Kobe	20	16	0	32	24	1.6B

3.5 区间隧道对车站的影响

如图 20 所示, 从加速度幅值来看, 2 层 3 跨<3 层 3 跨<3 层 3 跨-4 孔<2 层 3 跨-2 孔, 即区间隧道开孔的存在会导致地铁车站中柱加速度响应增加, 尤其是 2 层 3 跨车站, 在加入 2 孔区间隧道后, 其加速度峰值显著增大; 从弯矩幅值来看, 2 层 3 跨-2 孔<3 层 3 跨<2 层 3 跨-4 孔; 从相对位移幅值来看, 2 层 3 跨-2 孔<2 层 3 跨<3 层 3 跨<3 层 3 跨-4 孔, 可见区间隧道开孔较多时, 会导致地铁车站弯矩、相对位移响应增大。

如表 8 所示, 对于 2 层 3 跨地铁车站, 2 孔区间隧道的增加导致其端部影响范围由 1.6B 降低为 1.2B, 而对于 3 层 3 跨地铁车站来说, 4 孔区间隧道对其端部效应影响较小, 均为 1.6B。



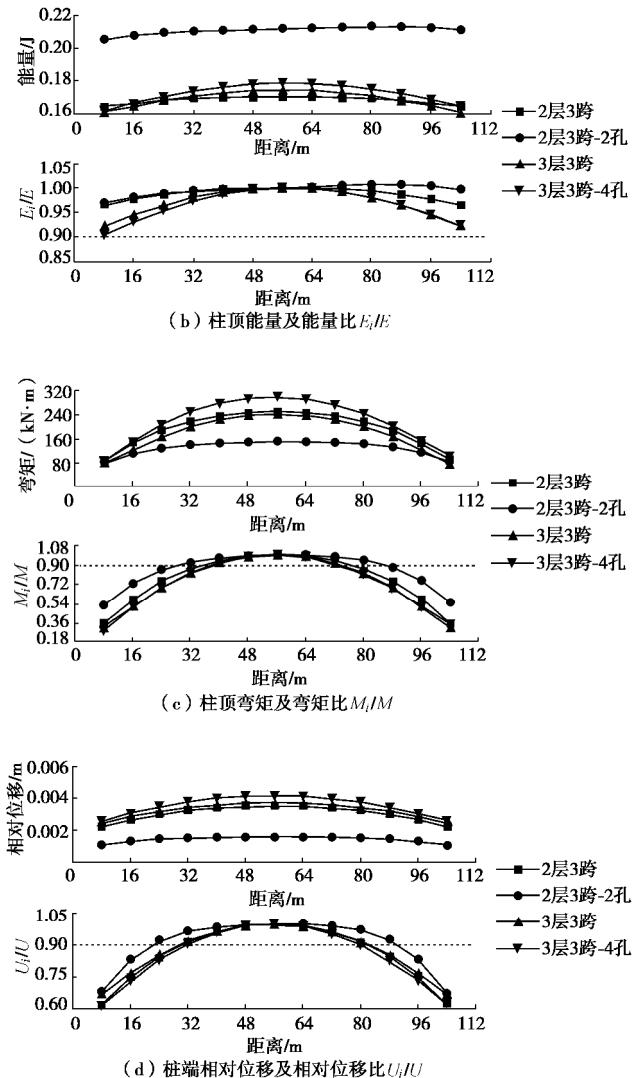


图 20 不同区间隧道数量的地铁车站结构地震响应以及其与参考点比值沿车站长度方向变化曲线

Fig. 20 Seismic response of subway station structure with different number of tunnels and its ratio to the reference point along the length of the station

表 8 不同区间隧道数量的地铁车站端部影响范围

Table 8 Influence ranges of end wall of metro station with different number of tunnels

车站结构形式	车站宽度 B/m	不同评价指标下的端部影响范围/m				最大影响范围
		加速度	能量	弯矩	相对位移	
2层3跨	20	16	0	32	24	1.6B
2层3跨-2孔	20	0	0	24	16	1.2B
3层3跨	20	32	0	32	24	1.6B
3层3跨-4孔	20	32	0	32	32	1.6B

综上所述,通过对车站层数及跨数、土体参数、地震波特性、区间隧道等影响因素的研究发现,端部效应影响范围最大的为2层3跨车站,其最大的端部空间影响范围为1.6B(B 为车站结构宽度),如图21所示。

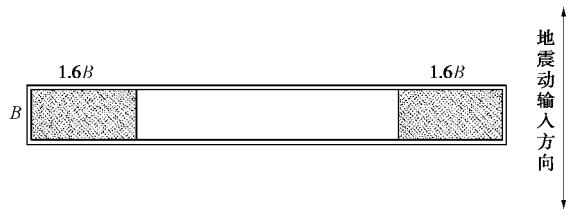


图 21 地铁车站端部空间影响范围

Fig. 21 Spatial influence scopes of end wall of subway station

4 结论与展望

通过对由典型两层三跨地铁车站结构及两条环形区间隧道组成的地铁车站接头结构振动台试验进行数值模拟,验证了数值模型的准确性,从而对地铁车站结构端部影响范围进行了研究,并考虑了地铁车站跨数及层数、土体参数、地震波类型及幅值以及区间隧道的影响,从车站顶层中柱加速度、能量、弯矩、相对位移4个评价指标进行分析,可得出以下3点结论。

(1) 车站结构的跨数、层数以及区间隧道的数量均会对地铁车站端部影响范围产生一定的影响,地铁车间结构端部影响范围随着跨数的增加呈现先增大后减小的趋势,随着车站层数的增加呈现先增大而后趋于一致的趋势,且影响范围最大的为2层3跨车站,其影响范围为1.6B(B 为结构宽度);而添加2孔区间隧道后会导致2层3跨地铁车站端部影响范围的减小。本文的研究结论与目前国家规范推荐的端部影响范围1.5B较为接近,也是对目前规范建议值的论证。

(2) 地铁车间结构端部效应影响范围主要取决于自身的结构特性,而受土体参数和地震波类型及幅值影响较小。

(3) 从4个评价指标来看,通过柱端弯矩得出的端部效应影响范围更为接近车站结构端部最大影响范围,因此,直接通过弯矩来分析车站结构端部效应影响范围是一种更简单高效的方法。

本文虽然考虑了几种影响因素对单体地铁车站结构端部效应的影响,但对于端部效应的研究后续尚需进一步的全面分析,如进一步考虑不同形式的换乘地铁车站、地下综合体等其他形式的地下结构,进一步确定端部效应影响范围内的影响因子等,以期为工程设计提供一定的参考价值。

参考文献:

- [1] ZLATANOVIĆ E, LUKIĆ D Č, PROLOVIĆ V, et al. Comparative study on earthquake-induced soil-tunnel structure interaction effects under good and poor soil conditions[J]. European Journal of Environmental and Civil

- Engineering, 2015, **19**(8): 1000 – 1014.
- [2] 庄海洋, 王修信, 陈国兴. 软土层埋深变化对地铁车站结构地震反应的影响规律研究[J]. 岩土工程学报, 2009, **31**(8): 1258 – 1266. (ZHUANG Hai-yang, WANG Xiu-xin, CHEN Guo-xing. Earthquake responses of subway station with different depths of soft soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, **31**(8): 1258 – 1266. (in Chinese))
- [3] 陈磊, 陈国兴, 毛昆明. 框架式地铁车站结构大地震近场地震反应特性的三维精细化非线性分析[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(3): 490 – 496. (CHEN Lei, CHEN Guo-xing, MAO Kun-ming. 3D refined nonlinear analysis of seismic response characteristics of frame metro station under near-field strong ground motion of large earthquake[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(3): 490 – 496. (in Chinese))
- [4] 王国波. 软土地铁车站结构三维地震响应计算理论与方法的研究[D]. 上海: 同济大学, 2007. (WANG Guo-bo. Study on Calculation Theory and Method of Three Dimensional Seismic Response of Subway Station Structures in Soft Soil[D]. Shanghai: Tongji University, 2007. (in Chinese))
- [5] MOK C M, VALLENAS J, ZHANG M, et al. End Wall Effect for Underground Structures: Three-Dimensional Dynamic Soil-Structure Interaction Parametric Study[C]// Proceedings of 100th Anniversary Earthquake Conference Commemorating the 1906 San Francisco Earthquake. 2006.
- [6] HOSSEINI M, ROUDSARI M T. Minimum effective length and modified criteria for damage evaluation of continuous buried straight steel pipelines subjected to seismic waves[J]. Journal of Pipeline Systems Engineering and Practice, 2014, **6**(4): 04014018.
- [7] 陈清军, 李文婷. 地铁车站-隧道-土相互作用体系地震反应[J]. 地震工程与工程振动, 2018, **38**(4): 9 – 15. (CHEN Qing-jun, LI Wen-ting. Seismic responses analysis of subway station-tunnels-soil-interaction system[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2018, **38**(4): 9 – 15. (in Chinese))
- [8] 建筑抗震设计规范: GB 50011—2010[S]. 2010. (Code for seismic design of buildings: GB 50011—2010[S]. 2010. (in Chinese))
- [9] 季倩倩. 地铁车站结构振动台模型试验研究[D]. 上海: 同济大学, 2002. (JI Qian-qian. Shaking Table Testing on Underground Subway Station Structures[D]. Shanghai: Tongji University, 2002. (in Chinese))
- [10] MA Xian-feng, WANG Guo-bo, WU Jun, et al. Experimental study on the seismic response of subway station in soft ground[J]. Journal of Earthquake and Tsunami, 2017, **11**(5): 1750020-1-27.
- [11] 赵丁凤, 阮滨, 陈国兴, 等. 基于 Davidenkov 骨架曲线模型的修正不规则加卸载准则与等效剪应变算法及其验证[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(5): 888 – 895. (ZHAO Ding-feng, RUAN Bin, CHEN Guo-xing, et al. Validation of modified irregular loading-unloading rules based on Davidenkov skeleton curve and its equivalent shear strain algorithm implemented in ABAQUS[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(5): 888 – 895. (in Chinese))
- [12] BARD P Y, CHAZELAS J L, GUÉGUEN P, et al. Site-City Interaction[M]. Dordrecht: Springer, 2008: 91 – 114.

DOI: 10.11779/CJGE202008009

分数阶黏弹性地基中洞周超孔隙水压力消散特性分析

黄明华^{1, 2}, 胡可馨^{1, 2}, 赵明华^{1, 2}

(1. 湖南大学建筑安全与节能教育部重点实验室, 湖南 长沙 410082; 2. 湖南大学土木工程学院, 湖南 长沙 410082)

摘要: 针对黏弹性地基中洞周超孔隙水压力消散问题, 首先, 采用分数阶 Merchant 模型来描述洞周饱和软黏土的流变特性, 并借助拉普拉斯变换及逆变换方法, 推导该模型柔度函数; 其次, 基于饱和软黏土二维固结状态下超孔隙水压力消散的偏微分方程, 采用保角变换和分离变量方法, 推导超孔隙水压力关于时间和空间变量的两个独立方程及其在拉普拉斯域内的解析表达式; 再次, 基于 Crump 方法, 建立时域内超孔隙水压力的数值计算方法, 并将超孔隙水压力解答退化为弹性和整数阶黏弹性地基的情况, 与已有解答进行对比, 验证其可靠性; 最后, 基于建立的解答, 对洞周超孔隙水压力的消散特性进行研究, 分析分数阶次、模量比、黏滞系数和边界条件的影响。结果表明: 分数阶次和黏滞系数对超孔隙水压力消散的影响均呈现为两个不同的阶段。在消散初期, 分数阶次和黏滞系数越大, 超孔隙水压力消散越快; 而在消散后期, 分数阶次和黏滞系数越大, 超孔隙水压力则消散越慢。模量比越大所对应的饱和软黏土层越软, 超孔隙水压力消散越慢, 且模量比的影响在超孔隙水压力消散中后期更为明显。洞周排水边界条件对超孔隙水压力消散的影响, 消散初期主要体现在靠近洞周一侧, 之后, 逐渐向远离洞周一侧延伸和传递。

关键词: 岩土工程; 黏弹性地基; 超孔隙水压力; 消散特性; 分数阶导数

中图分类号: TU43 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2020)08-1446-10

作者简介: 黄明华(1983—), 男, 博士, 副教授, 主要从事岩土工程方面的教学和科研工作。E-mail: hmh666@163.com。

Dissipation characteristics of excess pore-water pressure around tunnels in viscoelastic foundation using a fractional-derivative model

HUANG Ming-hua^{1, 2}, HU Ke-xin^{1, 2}, ZHAO Ming-hua^{1, 2}

(1. MOE Key Laboratory of Building Safety and Energy Efficiency, Hunan University, Changsha 410082, China; 2. College of Civil Engineering, Hunan University, Changsha 410082, China)

Abstract: The dissipation characteristics of the excess pore-water pressure around tunnels in viscoelastic foundation are investigated by using a fractional-derivative model. Firstly, the fractional-derivative Merchant model is introduced to describe the rheological behavior of the saturated soft foundation around tunnels, and its compliance function is deduced by means of the Laplace transform and its inverse transform. Secondly, using the methods of conformal mapping and variable separating, two independent equations only including the variable of time and only including the variable of space are derived from the partial differential equation governing the dissipation of the excess pore-water pressure during two-dimensional consolidation process, and the analytical solution of the excess pore-water pressure is also formulated in the Laplace domain. Thirdly, the numerical method for the excess pore-water pressure in the time domain is presented based on the Crump method. The developed solution is simplified into two special cases for the elastic foundation and viscoelastic foundation of integer order, and its correctness is validated against the existing solutions of these two special cases. Finally, using the developed solution, the dissipation characteristics of the excess pore-water pressure around tunnels are investigated, and the influences of fractional order, modulus ratio, viscosity coefficient and boundary condition are discussed. The results show that the influences of the fractional order and viscosity coefficient on the dissipation of the excess pore-water pressure have two distinct stages. In the early stage, larger fractional order and larger viscosity coefficient bring about faster dissipation of the excess pore-water pressure; while at the later stage, they lead to slower dissipation of the excess pore-water pressure. Larger modulus ratio means softer foundation, and it also results in slower dissipation of the excess pore-water pressure. In addition, at the middle stage, the modulus ratio has a much greater influence. In the early stage, the effect of the inner boundary condition on the excess pore-water pressure mainly emerges on the regions close to the tunnels, and then this effect is spread far away.

基金项目: 国家重点研发计划项目(2019YFC1511100, 2016YFC0800200); 湖南省自然科学基金项目(2019JJ50055)

收稿日期: 2019-09-02

Key words: geotechnical engineering; viscoelastic foundation; excess pore-water pressure; dissipation characteristic; fractional-derivative model

0 引言

合理开发和利用地下空间已成为解决城市人口激增、空间拥挤、交通阻塞及环境污染等问题的重要途径。在城市相对集中的沿江和滨海等饱和软黏土区域, 地下空间开发所引起的长期沉降相当显著, 通常为总沉降的 30%~90%^[1-3]。长期沉降不仅影响地下空间自身安全, 如隧道衬砌开裂和渗漏水等, 还会对周围环境和邻近建/构筑物等产生危害, 如地下管线变形过大和地面建筑倾斜等。从长期沉降的发展机理来看^[3], 地下空间开发对周围土体产生扰动后, 所引起的超孔隙水压力消散及土体的流变特性是产生长期沉降的两个重要因素。因此, 研究黏弹性地基中隧道施工等地下空间开发活动所引起的洞周超孔隙水压力消散问题具有重要的理论意义和工程应用价值。

针对洞周超孔隙水压力消散问题, 国内外学者展开了较为广泛的研究。Carter 等^[4-5]以 Biot 固结理论为框架, 推导了弹性地基中洞周超孔隙水压力以及土体应力场和位移场的解析计算方法, 洞周边界分为完全透水和完全不透水两种情况。在此基础上, Li 等^[6-7]通过引入半渗透边界条件, 将上述解答拓展至弹性半空间体内具有有限渗透性边界的洞周超孔隙水压力消散问题。基于 Terzaghi-Rendulic 二维固结理论, 王志良等^[8]及申林方等^[9]推导了洞周不透水条件下饱和弹性地基中超孔隙水压力的解析解, 分析了渗透系数、土体弹性模量以及隧洞埋深等参数对超孔隙水压力消散的影响。上述研究均将土体视为弹性介质, 没有考虑其流变特性。为考虑土体流变特性对洞周超孔隙水压力消散的影响, 詹美礼等^[10]以 Terzaghi-Rendulic 二维固结理论为基础, 采用三元件 Merchant 模型描述土体的流变特性, 推导了洞周超孔隙水压力的解析解, 洞周边界为完全透水和完全不透水两种情况。童磊^[3]将三元件 Merchant 模型推广至四元件 Burgers 模型, 建立了相应的解析解, 研究了土体特性对超孔隙水压力消散的影响。针对泥炭质土层盾构施工引起的长期沉降问题, 王志良等^[11]采用五元件模型来描述泥炭质土的流变特性, 耦合 Terzaghi-Rendulic 二维固结理论, 建立了完全不透水边界条件下洞周超孔隙水压力的解析解。综合考虑洞周土体流变和衬砌半渗透特性, 李翔宇等^[12]建立了半透水边界条件下黏弹性地基中洞周超孔隙水压力的解析解, 分析了不同衬砌透水程度对超孔隙水压力消散和分布的影响。刘干斌等^[13]基于 Biot 固结理论, 运用推广的李氏比拟法, 建立了半透

水边界条件下黏弹性地基中深埋洞周的超孔隙水解答, 研究了深埋条件下洞周超孔隙水压力以及土体应力和位移场的变化规律。上述研究虽考虑了土体流变特性对洞周超孔隙水压力消散特性的影响, 但均采用经典流变模型(即整数阶流变模型)来描述土体的流变特性。然而, 试验研究表明^[14-15], 经典流变模型有时难以很好地描述材料的流变特性, 特别是在初始流变阶段, 通常需要较多的元件组合才能获得较好的模拟精度。

分数阶流变模型是经典流变模型的进一步拓展和延伸, 采用分数阶导数代替整数阶导数来描述元件的本构关系。众多学者发现, 分数阶流变模型可以采用相对较少的模型参数来更好地模拟材料的流变特性^[16-17]。自 Gemant^[18]首次建立分数阶流变模型描述材料的流变特性以来, 分数阶流变模型已逐渐成为岩土工程等领域的研究热点之一。Bagley 等^[19]从能量耗散角度对分数阶流变模型的本构方程进行讨论和验证。Koller^[20]建立了多个分数阶流变模型, 并对其流变特性进行了研究。赵永玲等^[21]和孙雅珍等^[22]采用分数阶流变模型分别研究了橡胶材料和沥青路面的流变特性。在岩土工程领域, Yin 等^[17]、刘林超等^[23]、孙海忠等^[24]、Zhu 等^[25]、何利军等^[26]、李锐铎等^[27]采用分数阶 Kelvin 模型、分数阶 Merchant 模型、分数阶 Burger 模型以及分数阶五元件模型等来拟合不同地区或不同类型软黏土的流变试验数据, 得到很好的拟合结果, 证明了分数阶流变模型描述软黏土流变特性的有效性和适用性。在此基础上, Wang 等^[28]、解益等^[29]、刘忠玉等^[15, 30]将分数阶流变模型应用到饱和软黏土一维流变固结分析中, 研究了一维固结条件下分数阶黏弹性地基中孔隙水压力消散及土体变形发展规律。汪磊等^[31]、李林忠等^[32]、田乙等^[33]进一步建立了单面半透水、双面半透水以及连续排水边界条件下分数阶黏弹性地基的一维固结问题, 分析了复杂边界条件对超孔隙水压力消散的影响。基于分数阶流变模型, Huang 等^[34-35]研究了一维降水以及砂井固结条件下黏弹性地基中的超孔隙水压力消散问题, 分析了分数阶流变模型参数对超孔隙水压力消散的影响。但是, 目前尚未见分数阶流变模型应用于洞周超孔隙水压力消散问题的相关研究。

在以上学者的研究基础上, 本文引入分数阶流变模型对黏弹性地基中洞周超孔隙水压力消散问题进行研究和探讨。首先, 基于分数阶 Merchant 模型和

Terzaghi-Rendulic 二维固结理论, 建立分数阶黏弹性地基中超孔隙水压力消散的控制方程; 其次, 借助保角变换、分离变量、Laplace 变换及逆变换等方法, 建立洞周超孔隙水压力的解答及其计算方法, 并与文献已有解答进行对比; 最后, 探讨分数阶流变模型参数和边界条件对洞周超孔隙水压力消散特性的影响。

1 解析问题的描述

1.1 分数阶 Merchant 模型

如图 1 所示, 分数阶 Merchant 模型为三元件模型, 由一个弹簧元件和一个 Kelvin 体所组成。基于分数阶微积分理论, 分数阶流变模型采用分数阶导数关系来描述传统整数阶流变模型中的 Abel 黏壶。基于此, 分数阶 Merchant 模型的总应力和总应变可以表示为^[25]

$$\begin{cases} \mathbf{e} = \mathbf{e}_1 + \mathbf{e}_2, \\ \mathbf{s} = E_1 \mathbf{e}_1 = E_2 \mathbf{e}_2 + E_2 I^{\alpha} D_t^{\alpha} \mathbf{e}_2. \end{cases} \quad (1)$$

式中 \mathbf{s} 为总应力; \mathbf{e} 为总应变; \mathbf{e}_1 和 \mathbf{e}_2 分别为弹簧元件和 Kelvin 体所产生的应变; E_1 和 E_2 为弹簧元件和 Kelvin 体的弹性模量; $I = h/E_2$ 为 Kelvin 体的黏滞时间, h 为其 Abel 黏壶的黏滞系数, t 为时间, $R^{\alpha} D_t^{\alpha}$ 为 Riemann-Liouville 型分数阶导数, 其定义为^[16]

$$R^{\alpha} D_t^{\alpha} e(t) = \frac{1}{\Gamma(n-\alpha)} \frac{d}{dt} \int_0^t (t-t)^{n-\alpha-1} e(t) dt, \quad (2)$$

式中, $\Gamma(\cdot)$ 为 Gamma 函数, $\alpha \in [n-1, n]$ 为分数阶阶次, $n \geq 1$ 为自然数, t 为积分变量。对于分数阶流变模型, 通常取 $0 \leq \alpha \leq 1$ 。

对式(1)进行拉普拉斯变换, 整理得到

$$L(\mathbf{e}) = \frac{1}{E_1} \left(1 + \frac{k}{I^\alpha s^\alpha + 1} \right) L(\mathbf{s}). \quad (3)$$

式中, $k = E_1/E_2$, $L(\cdot)$ 表示拉普拉斯变换, s 为一个复变量。

令 $\mathbf{s} = H(t)$, 其中 $H(t)$ 为 Heaviside 函数, 则利用卷积定理和拉普拉斯逆变换, 由式(3)可以得到分数阶 Merchant 模型的柔度函数 $J(t)$ 为

$$J(t) = \frac{1}{E_1} L^{-1} \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{s} \cdot \frac{k}{I^\alpha s^\alpha + 1} \right), \quad (4)$$

式中, $L^{-1}(\cdot)$ 表示拉普拉斯逆变换。当 $\alpha=1$ 时, 式(4)可简化为

$$J(t) = \frac{1}{E_1} \left[1 + k \left(1 - e^{-\frac{t}{I}} \right) \right]. \quad (5)$$

式(5)为整数阶 Merchant 模型的柔度函数^[9]。当 $\alpha=0$ 时, 式(4)可简化为

$$J(t) = \frac{k+2}{2E_1}. \quad (6)$$

式(6)为线弹性模型的柔度函数^[10]。可见, 线弹性

模型和整数阶 Merchant 模型均可视为分数阶 Merchant 模型的两个特例。

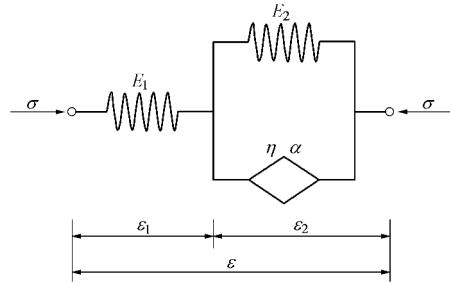


图 1 分数阶 Merchant 模型

Fig. 1 Fractional-derivative Merchant model

1.2 计算模型与控制方程

分析时, 将洞周饱和软黏土层视为带圆孔的半无限平面, 如图 2 所示。图 2 中, h 为洞周埋深, r_0 为洞周外径, C 为平面坐标原点, D 为无限远处的点, S 区域为洞周饱和软黏土层。为了便于理论推导, 本文采用如下假设^[10-12]: ①饱和软黏土为各向同性介质, 其应力应变关系服从分数阶 Merchant 模型, 且所有黏弹性参数均为常数; ②孔隙水和土颗粒的压缩可忽略不计, 孔隙水流动服从达西定律, 且饱和软黏土的渗透系数为常数; ③土体变形十分微小, 可忽略其对坐标的影响; ④采用 Terzaghi-Rendulic 固结理论, 土体中各点变形完全自由, 且其所承受的总应力不随时间变化。基于上述假设, 饱和软黏土二维固结状态下超孔隙水压力消散的偏微分方程可以表示为^[10-12]

$$u_{xx} + u_{yy} = \frac{g_w}{km_v} (u_t + E_1 \int_0^t u_t J_{t-t} dt). \quad (7)$$

式中 u 为超孔隙水压力; u_{xx} 和 u_{yy} 分别为 u 关于 x 和 y 的二阶导数; u_t 为 u 关于 t 的一阶导数; m_v 为土体压缩系数; k 为渗透系数; g_w 为水的重力。

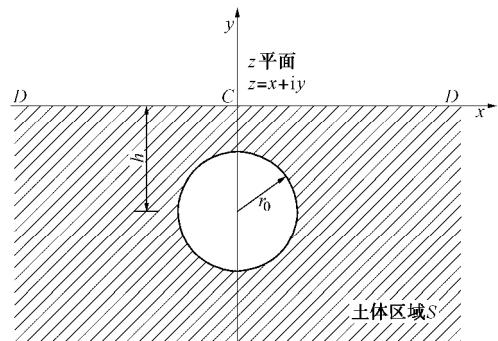


图 2 半无限空间中洞周土体计算模型图

Fig. 2 Model for soft soil around tunnel in half space

饱和软黏土所占区域为一个带圆孔的半无限平面, 拥有地表和洞周内壁两个边界。在地表处, 可以认为其完全透水, 即超孔隙水压力为零; 在洞周内壁处, 通常按两种情况进行考虑: ①施工期间, 衬砌尚

未完成, 洞周内壁允许排水; ②竣工后, 洞周衬砌不允许排水。因此, 两种情况下的边界条件(分别记为第一类边界、第二类边界条件)可以表示为

$$\begin{cases} u|_{y=0}=0 \\ u|_{x^2+(y+h)^2=r_0^2}=0 \end{cases}, \quad \begin{cases} u|_{y=0}=0 \\ u_r|_{x^2+(y+h)^2=r_0^2}=0 \end{cases}。 \quad (8)$$

另外, 在初始时刻 $t=0$ 时, 饱和软黏土层中的超孔隙水压力可表示为

$$u|_{t=0}=u_0(x,y)。 \quad (9)$$

将式(4)代入式(7)中, 并进行拉普拉斯变换, 得到

$$\frac{\partial^2 \eta}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \eta}{\partial y^2} = \frac{g_w}{km_v} \left(1 + \frac{k}{I^a s^a + 1} \right) (s \eta - u_0), \quad (10)$$

式中, $\eta=L(u)$ 。式(10)为拉普拉斯域内基于分数阶 Merchant 模型的饱和软黏土中超孔隙水压力消散控制方程。在拉普拉斯域内, 第一、二类边界条件式(8)可表示为

$$\begin{cases} \eta|_{y=0}=0 \\ \eta|_{x^2+(y+h)^2=r_0^2}=0 \end{cases}, \quad \begin{cases} \eta|_{y=0}=0 \\ \eta_r|_{x^2+(y+h)^2=r_0^2}=0 \end{cases}。 \quad (11)$$

2 超孔隙水压力解答推导与验证

2.1 保角变换

为研究图2中所示 z 平面上半无限空间中的单一孔洞问题, 需采用保角变换, 将其转换为 z 平面上的圆环域问题, 如图3所示。映射函数为^[9-10]

$$z=-ia\frac{1+z}{1-z}, \quad (12)$$

式中, $z=x+iy$, $z=x+ih=r(\cos q+i\sin q)$, $a=\sqrt{h^2-r_0^2}$, $i=\sqrt{-1}$ 为虚数单位。根据映射函数(12), 图2中 z 平面上点 C 和 D 点分别映射成为图3中 z 平面上点 C' 和 D' 点; 洞周线 $|z+hi|=r_0$ 映射为圆环 $|z|=R$, 水平线 $z=\bar{z}$ 映射为圆环 $|z|=1$, 求解域 S 区域映射为两个圆环间的 \bar{S} 区域。

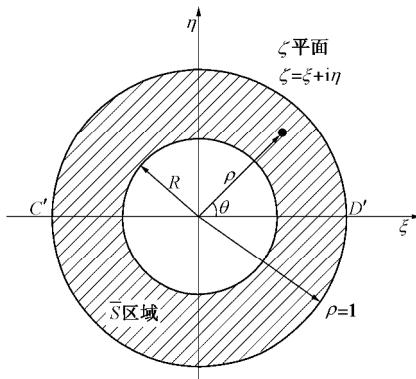


图3 保角变换映射计算模型图

Fig. 3 Model after conformal mapping

利用映射函数式(12), 方程(10)可以变换为

$$\frac{\partial^2 \eta}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \eta}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 \eta}{\partial q^2} = \frac{g_w}{km_v} \frac{4a^2}{(1+r^2-2r\cos q)^2} \left(1 + \frac{k}{I^a s^a + 1} \right) (s \eta - u_0)。 \quad (13)$$

式中, r 为径向坐标, q 为环向坐标。相应地, 第一、二类边界条件式(11)变换为

$$\begin{cases} \eta|_{r=1}=0 \\ \eta|_{r=R}=0 \end{cases}, \quad \begin{cases} \eta|_{r=1}=0 \\ \eta|_{r=R}=0 \end{cases}, \quad (14)$$

式中, $R=(h-\sqrt{h^2-r_0^2})/r_0$ 。

2.2 超孔隙水压力解答推导

方程(13)可采用分离变量法进行求解, 令

$$u(r,q,s)=W(r,q)T(s)。 \quad (15)$$

上述解答形式的拉普拉斯变换为

$$\eta(r,q,s)=W(r,q)T(s)。 \quad (16)$$

将式(16)代入方程(13)中, 得到如下两个方程:

$$W_{,cc} + c^{-1} W_{,c} + J^2 W = 0, \quad (17)$$

$$\left(1 + \frac{k}{I^a s^a + 1} \right) (s T - T_0) + \frac{km_v}{4a^2 g_w} J^2 T = 0。 \quad (18)$$

式中 $c=(1+r^2-2r\cos q)^{-1/2}$; T_0 为时间项函数 $T(t)$ 的初始值, 取 $T_0=1$; J 为特征值。根据式(14), 方程(17)的第一、二类边界条件可表示为

$$\begin{cases} W|_{c=c_1}=0 \\ W|_{c=c_0}=0 \end{cases}, \quad \begin{cases} W|_{c=c_1}=0 \\ W_c|_{c=c_0}=0 \end{cases}, \quad (19)$$

式中, $c_0=(1+R^2-2R\cos q)^{-1/2}$, $c_1=(2-2\cos q)^{-1/2}$ 。

方程(17)为零阶 Bessel 方程, 其通解为

$$W(c)=AJ_0(Jc)+BN_0(Jc)。 \quad (20)$$

式中, J_0 和 N_0 分别为零阶 Bessel 函数和 Neumann 函数, A 和 B 为待定系数。

将边界条件式(19)代入式(20)中, 并确保式(20)为非零解, 即系数 A 和 B 不同时为零, 则可得到第一、二类边界条件下, 关于 J 的特征方程分别为

$$J_0(Jc_1)N_0(Jc_0)-N_0(Jc_1)J_0(Jc_0)=0, \quad (21)$$

$$J_0(Jc_1)N_1(Jc_0)-N_0(Jc_1)J_1(Jc_0)=0。 \quad (22)$$

式中, J_1 和 N_1 分别为一阶 Bessel 函数和 Neumann 函数。特征方程(21)和(22)中均含有变量 J 。对于每个确定的 J 值, 均可从式(21)和(22)中分别求出 n 个特征值 J_n , 求解方法同文献[7]和[8]。第一类边界条件下的特征值 J_n 由式(21)求得, 记为 J_{n1} ; 第二类边界条件下的特征值 J_n 由式(22)求得, 记为 J_{n2} 。对应于每个特征值 J_n , 方程(17)式的通解可表示为

$$W_n(c)=A_n J_0(J_n c)+B_n N_0(J_n c)。 \quad (23)$$

式中, A_n 和 B_n 为待定系数。由式(19)中 $c = c_1$ 处的边界, 可得

$$B_n = -\frac{J_0(J_n c_1)}{N_0(J_n c_1)} A_n \quad (24)$$

将式(24)代入式(23)中, 得到

$$W_n(c) = A_n \left[J_0(J_n c) - \frac{J_0(J_n c_1)}{N_0(J_n c_1)} N_0(J_n c) \right] \quad (25)$$

另外, 对于每个特征值 J_n , 式(18)可改写为

$$\left(1 + \frac{k}{I^a s^a + 1}\right)(s P_n - T_{n,0}) + b_n P_n = 0 \quad (26)$$

式中, $b_n = km \sqrt{J_n^2 / (4a^2 g_w)}$, $T_{n,0}$ 为函数 $T_n(t)$ 的初始值, 不失一般性, 取 $T_{n,0} = 1$ 。求解方程(26), 得到

$$P_n = \frac{I^a s^a + k + 1}{(I^a s^a + k + 1)s + (I^a s^a + 1)b_n} \quad (27)$$

对式(27)两端做拉普拉斯逆变换, 得到

$$T_n = \frac{1}{2\pi i} \int_{c-i\infty}^{c+i\infty} \frac{(I^a s^a + k + 1)e^{st}}{(I^a s^a + k + 1)s + (I^a s^a + 1)b_n} ds \quad (28)$$

式中, c 为大于 P_n 所有奇点实部的实数。通常, 在 $0 < a < 1$ 的情况下, 式(28)无解析表达式, 其可采用 Crump 方法^[36]进行计算:

$$T_n = \frac{e^{ct}}{T_c} \left[\frac{1}{2} P_n(c) + \sum_{l=1}^{\infty} P_n \left(c + \frac{i\pi l}{T_c} \right) e^{\frac{i\pi l}{T_c}} \right] \quad (29)$$

式中, T_c 拉普拉斯逆变换的计算时间周期, 通常可取为最大计算时间的两倍。

对应于 n 个特征值 J_n , 式(25), (28)均可分别给出 n 个线性独立的解答 W_n 和 T_n 。将其进行线性叠加, 并代入式(15)中, 可得到超孔隙水压力的解答为

$$u(r, q, t) = \sum_n W_n(c) T_n(t) \\ = \sum_n A_n \left[J_0(J_n c) - \frac{J_0(J_n c_1)}{N_0(J_n c_1)} N_0(J_n c) \right] T_n(t) \quad (30)$$

式中, 系数 A_n 由初始条件确定, 即

$$\sum_n W_n(c) = u_0 \quad (31)$$

将式(31)两端同时乘以 W_m , 并将其沿 c 从 c_0 至 c_1 积分, 则根据解答 W_n 的正交性^[3, 10], 可得

$$A_n = \frac{\int_{c_0}^{c_1} \left[J_0(J_n c) - \frac{J_0(J_n c_1)}{N_0(J_n c_1)} N_0(J_n c) \right] u_0 dc}{\int_{c_0}^{c_1} \left[J_0(J_n c) - \frac{J_0(J_n c_1)}{N_0(J_n c_1)} N_0(J_n c) \right]^2 dc} \quad (32)$$

2.3 超孔隙水压力解答验证

为了验证分数阶黏弹性地基中洞周超孔隙水压力解答(30)的正确性, 将其与已有的线弹性和黏弹性

地基中的洞周超孔隙水压力解答进行对比。当 $a = 0$ 时, 分数阶 Merchant 模型退化为线弹性模型。此时, 式(28)可表示为

$$T_n = \frac{1}{2\pi i} \int_{c-i\infty}^{c+i\infty} \frac{(k+2)e^{st}}{(k+2)s + 2b_n} ds = e^{-b_n' t} \quad (33)$$

式中, $b_n' = 2b_n/(k+2)$ 。对应的, 超孔隙水压力解答(30)可表示为

$$u = \sum_n^\infty W_n e^{-b_n' t} \quad (34)$$

当 $a = 1$ 时, 分数阶 Merchant 模型退化为整数阶 Merchant 模型。此时, 式(28)可表示为

$$T_n = \frac{1}{2\pi i} \int_{c-i\infty}^{c+i\infty} \frac{(Is+k+1)e^{st}}{(Is+k+1)s + (Is+1)b_n} ds \\ = \frac{1}{w_{n,1} - w_{n,2}} \sum_{l=1}^2 (-1)^{l+1} \left(w_{n,1} - \frac{1+k}{l} \right) e^{-w_{n,1} t} \quad (35)$$

其中,

$$w_{n,1} = \frac{1}{2} \left[\frac{1+k+lb_n}{l} \pm \sqrt{\left(\frac{1+k}{l} + b_n \right)^2 - \frac{4b_n}{l}} \right] \quad (36)$$

对应超孔隙水压力解答(30)可表示为

$$u = \sum_n^\infty \sum_{l=1}^2 \frac{(-1)^{l+1} W_n}{w_{n,1} - w_{n,2}} \left(w_{n,1} - \frac{1+k}{l} \right) e^{-w_{n,1} t} \quad (37)$$

解答(34)与申林方等^[9]所建立的线弹性地基中洞周超孔隙水压力解答一致; 解答(37)与詹美礼等^[10]所建立的整数阶 Merchant 黏弹性地基中洞周超孔隙水压力解答一致。可见, 本文解答是正确的, 且线弹性和整数阶 Merchant 黏弹性地基中洞周超孔隙水压力解答为本文解答的两个特例。

3 超孔隙水压力消散特性分析

为分析分数阶黏弹性地基中洞周超孔隙水压力的消散特性, 选取某隧道工程参数为^[10]: 半径 $r_0 = 5$ m, 埋深 $h = 15$ m, 地面堆载 $q = 200$ kPa, 饱和软黏土的渗透系数 $k = 1.99$ mm/d, 弹性模量 $E_l = 6$ MPa, 泊松比 $m = 0.3$, 黏滞系数 $h = 4.92 \times 10^5$ MPa·d。为简化分析, 假设地面堆载为大面积均匀堆载, 其在洞周饱和软黏土中所引起的初始超孔隙水压力近似于均匀分布且等于堆载集度 q , 即 $u_0 = q$ 。根据上述参数, 利用式(30)即可计算获得分数阶黏弹性地基中洞周的超孔隙水压力值。

3.1 不同分数阶阶次下超孔隙水压力消散特性

分数阶阶次 a 为分数阶 Merchant 模型描述饱和软黏土变形特性的一个量纲为“1”参数。当其在 0 和 1 之间变化时, Abel 黏壶(也称为分数阶元件)的受力特性将介于理想固体和理想流体之间。分数阶阶

次 α 较小时, 其受力特性与理想固体(即弹簧单元)相似, 力的大小受变形和刚度控制; 而分数阶阶次 α 较大时, 其受力特性与理想流体(即黏壶单元)相似, 力的大小由变形率和黏滞系数控制。图4给出了不同分数阶阶次下洞周饱和软黏土中 $q=0$ 和 $q=\pi/2$ 处超孔隙水压力的消散规律。限于篇幅, 这里只给出洞周内壁允许排水(即第一类边界)条件下的计算结果, 洞周内壁不允许排水(即第二类边界)条件下的计算结果与之类似, 不再列出。从图4可以看出, 随着消散时间的增大, 洞周超孔隙水压力消散曲线出现相互交叉的现象, 即在不同的消散阶段, 分数阶阶次 α 对超孔隙水压力消散特性的影响是不同的。在消散初期, 分数阶阶次 α 越大, 超孔隙水压力消散越快, 即在同一时刻, 超孔隙水压力越小; 而在消散后期, 分数阶阶次 α 越大, 超孔隙水压力则消散越慢, 即在同一时刻, 超孔隙水压力越大。上述现象是由分数阶元件的力学特性所引起的。在消散初期, 饱和软黏土层的变形尚未得到充分发展, 变形很小, 其对土层有效应力的影响很小。此时, 土体有效应力主要由变形率所主导。分数阶阶次 α 越大, 分数阶元件的受力特性越接近理想流体, 其力的大小受到变形率的影响越大, 从而使得在相同变形率的条件下, 所引起的土体有效应力越大, 即土体中的超孔隙水压力消散越快。而在消散后期, 饱和软黏土层的变形得到了充分的发展, 其对土体有效应力起到了主导作用。在此阶段, 分数阶阶次 α 越小, 则分数阶元件的受力特性则越接近理想固体, 其力的大小受变形的影响则更为明显, 从而使得相同变形的条件下, 所引起的土体有效应力越大, 即土体中的超孔隙水压力消散越快; 反之, 分数阶阶次 α 越大, 土体中的超孔隙水压力消散则越慢。

3.2 不同模量比下超孔隙水压力消散特性

模量比 k 为分数阶 Merchant 模型中独立弹簧单元的弹性模量 E_1 与 Kelvin 体中弹簧单元的弹性模量 E_2 之比。计算时, E_1 取为 6 MPa, $E_2=E_1/k$ 随着模量比 k 发生变化。针对洞周内壁允许排水的情况, 图5给出了不同模量比下洞周饱和软黏土中 $q=0$ 和 $q=\pi/2$ 处超孔隙水压力的消散规律。可以看出, 随着模量比的增大, 洞周超孔隙水压力消散越慢, 即在同一时刻, 超孔隙水压力越大。这是因为, 在给定 E_1 的情况下, 模量比 k 越大, 所对应的 E_2 则越小, 即土层越软。在超孔隙水压力消散即土体变形过程中, 土层越软, 土中有效应力发展得越慢, 从而使得超孔隙水压力消散得越慢。在超孔隙水压力消散前期即土体变形相对较小时, 模量比 k 所产生的影响较小; 而在超孔隙水压力消散中后期即土体变形得到较为充分的发展时, 模量比 k 所产生的影响则变得较为明显。

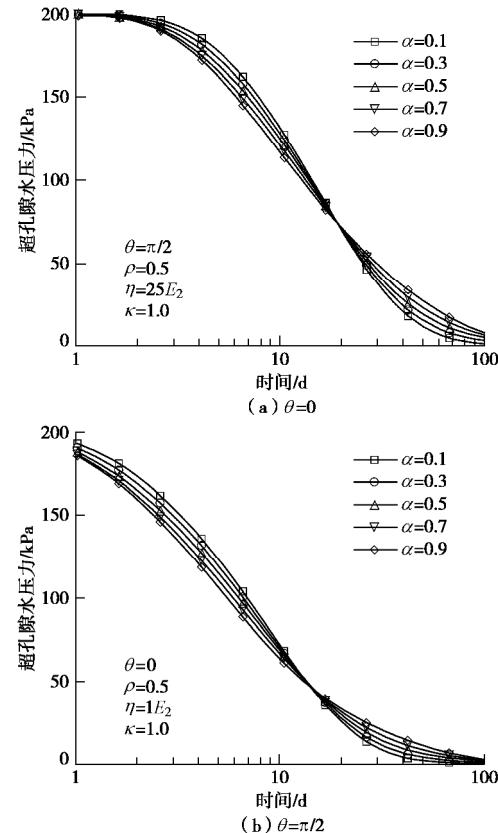


图4 不同分数阶阶次下超孔隙水压力的消散规律

Fig. 4 Dissipation of excess pore-water pressure under different fractional orders

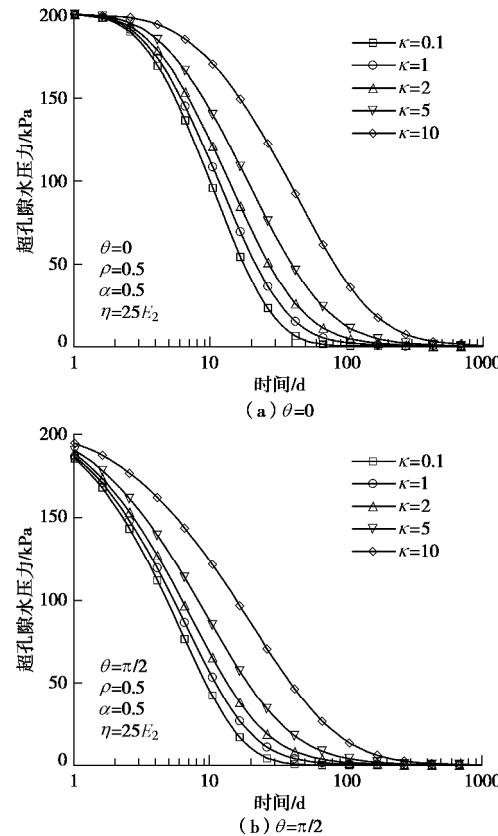


图5 不同模量比下超孔隙水压力的消散规律

Fig. 5 Dissipation of excess pore-water pressure under different modulus ratios

3.3 不同黏滞系数下超孔隙水压力消散特性

黏滞系数是表征饱和软黏土流变特性的重要指标之一。土体的黏滞系数越大, 土体的流变特性越显著, 其沉降发展越缓慢, 沉降完成所需的时间也越长^[37]。针对洞周内壁允许排水的情况, 图6给出了不同黏滞系数下洞周饱和软黏土中 $q=0$ 和 $q=\pi/2$ 处超孔隙水压力的消散规律。可以看出, 不同黏滞系数下, 洞周超孔隙水压力的消散曲线出现相互交叉的现象, 其与不同分数阶次下超孔隙水压力的消散现象类似, 如图4所示。在消散前期, 黏滞系数越大, 超孔隙水压力消散得越快, 即同一时刻, 超孔隙水压力值越小; 而在消散后期, 黏滞系数越大, 超孔隙水压力消散得越慢, 即同一时刻, 超孔隙水压力值越大。这种现象与黏弹性饱和软黏土一维固结中的超孔隙水压力消散现象相同^[38], 其可采用分数阶Merchant模型的力学特性来解释。如图1所示, 分数阶Merchant流变模型由一个独立弹簧和一个Kelvin体串联组成, 二者承受的应力值相等, 均为饱和软黏土所承受的有效应力。在消散前期, 特别是初始阶段, 饱和软黏土层所产生变形还非常小, 其对土体有效应力的贡献和影响都很小。在这一阶段, 土体有效应力主要由Kelvin体中Abel黏壶承担。因此, 较大的黏滞系数会诱发较大的土体有效应力, 从而加速了超孔隙水压力的消散。在消散后期, 饱和软黏土中的变形已得到了较为充分的发展, 其对土体有效应力的贡献和影响变得更为明显, 甚至起主导作用。土体的黏滞系数越大, 其沉降发展就越缓慢, 即同一时刻, 沉降值越小。因此, 在该阶段, 黏滞系数越大, 其沉降和有效应力发展越缓慢, 从而使得超孔隙水压力消散得越慢。

3.4 不同边界条件下超孔隙水压力分布和消散特性

针对施工期间衬砌未完成和竣工后衬砌已完成的两种情况, 本文建立了洞周允许排水和不允许排水两种边界条件下的超孔隙水压力解答。针对上述两种边界条件, 图7给出了洞周饱和软黏土中 $q=0$ 和 $q=\pi/2$ 处在不同时刻的超孔隙水压力分布规律。可以看出, 洞周允许排水时, 超孔隙水压力在径向坐标 r 的两端为零, 其沿径向坐标 r 呈现先增加而后减小的分布规律; 洞周不允许排水时, 超孔隙水压力在靠近洞周一侧为最大值, 在远离洞周一侧为零, 其沿径向坐标 r 呈现逐渐减小的分布规律。在超孔隙水压力消散初期, 边界条件所产生的影响主要体现在靠近洞周一侧; 之后, 其影响逐渐向远离洞周一侧延伸。此外, 图7(a)和(b)的对比表明, 与洞侧壁 $q=0$ 处超孔隙水压力的消散相比, 洞顶 $q=\pi/2$ 处超孔隙水压力的消散更快, 且超孔隙水压力消散前期, 边界条件在洞顶 $q=\pi/2$ 处所产生的影响也更为明显。

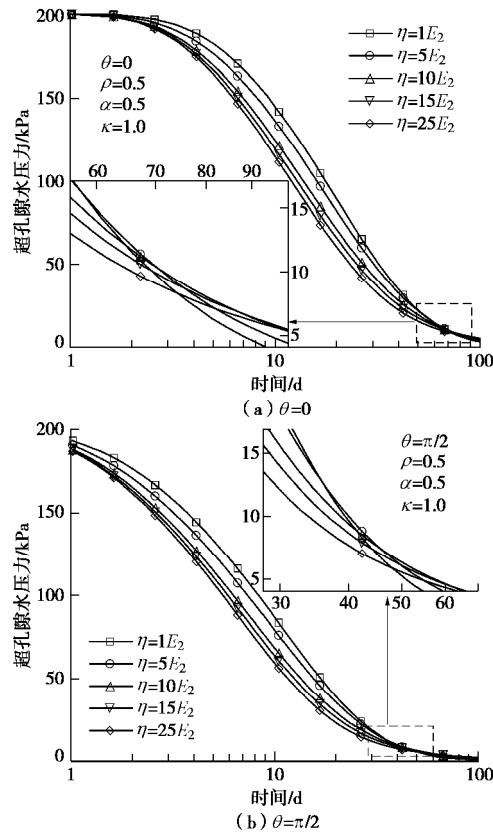


图6 不同黏滞系数下超孔隙水压力的消散规律

Fig. 6 Dissipation of excess pore-water pressure under different viscosity coefficients

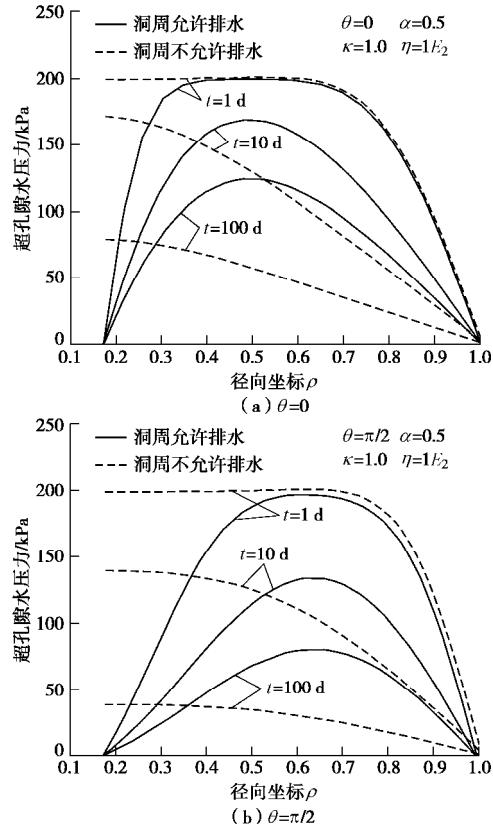


图7 不同边界条件下超孔隙水压力分布和消散规律

Fig. 7 Distribution and dissipation of excess pore-water pressure under different boundary conditions

4 结 论

本文基于分数阶导数理论, 借助保角变换、拉普拉斯变换及逆变换方法, 推导了分数阶 Merchant 模型的柔度函数, 建立了分数阶黏弹性地基中洞周超孔隙水压力的解答及其计算方法, 分析了分数阶阶次、模量比、黏滞系数以及边界条件对超孔隙水压力消散特性的影响, 取得以下 4 点结论。

(1) 分数阶阶次和黏滞系数对超孔隙水压力消散特性的影响均呈现两个不同的阶段: 消散初期, 分数阶阶次和黏滞系数越大, 超孔隙水压力消散越快; 消散后期, 分数阶阶次和黏滞系数越大, 超孔隙水压力则消散越慢。

(2) 模量比越大即饱和软黏土层越软, 超孔隙水压力消散越慢, 且模量比的影响在超孔隙水压力消散中后期更为明显。

(3) 洞周允许排水时, 超孔隙水压力沿径向呈先增加后减小的分布规律; 洞周不允许排水时, 其沿径向呈逐渐减小的分布规律。消散初期, 边界条件对超孔隙水压力消散的影响主要体现在靠近洞周一侧, 之后, 其影响逐渐向远离洞周一侧延伸。

(4) 将本文解答退化为线弹性和整数阶黏弹性地基的情况, 并与已有解答进行对比, 验证了本文解答的可靠性。同时, 本文解答将洞周超孔隙水压力消散问题延伸至分数阶导数层次, 更具一般性, 可为相应的工程实例分析提供理论支撑。

参考文献:

- [1] YI X, ROWE, R K, LEE K M. Observed and calculated pore pressures and deformations induced by an earth balance shield[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1993, **30**(3): 476 – 490.
- [2] SHIRLAW J N. Observed and calculated pore pressures and deformations induced by an earth balance shield: discussion[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1995, **32**(1): 181 – 189.
- [3] 童磊. 软土浅埋隧道变形、渗流及固结性状研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2010. (TONG Lei. Studies on Land Subsidence, Seepage Field and Consolidation Behavior of Soft Soil Around a Shallow Circular Tunnel[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2010. (in Chinese))
- [4] CATER J P, SMALL J C, BOOKER J R. A theory of finite elastic consolidation[J]. International Journal of Solids and Structures, 1977, **13**(5): 467 – 478.
- [5] CATER J P, BOOKER J R. Elastic consolidation around a deep circular tunnel[J]. International Journal of Solids and Structures, 1982, **18**(12): 1059 – 1074.
- [6] LI X. Stress and displacement field around a deep circular tunnel with partial sealing[J]. Computers and Geotechnics, 1999, **24**(2): 125 – 140.
- [7] LI X, BERRONES R F. Time-dependent behavior of partially sealed circular tunnels[J]. Computers and Geotechnics, 2002, **29**(6): 433 – 449.
- [8] 王志良, 刘铭, 谢建斌, 等. 盾构施工引起地表固结沉降问题的研究[J]. 岩土力学, 2013, **34**(增刊 1): 127 – 133. (WANG Zhi-liang, LIU Ming, XIE Jian-bin, et al. Research on consolidation settlement of ground surface caused by shield tunneling[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, **34**(S1): 127 – 133. (in Chinese))
- [9] 申林方, 王志良, 魏纲, 等. 盾构施工引起土体超孔隙水压力消散问题的研究[J]. 铁道学报, 2015, **37**(6): 112 – 118. (SHEN Lin-fang, WANG Zhi-liang, WEI Gang, et al. Research on dissipation of excess pore water pressure caused by shield tunneling[J]. Journal of the China Railway Society, 2015, **37**(6): 112 – 118. (in Chinese))
- [10] 詹美礼, 钱家欢, 陈绪禄. 黏弹性地基中洞周土体固结问题的解析解[J]. 河海大学学报, 1993, **21**(2): 54 – 60. (ZHAN Mei-li, QIAN Jia-huan, CHEN Xu-lu. Theoretical analysis for consolidation of viscoelastic clay about circular tunnels in foundations[J]. Journal of Hohai University, 1993, **21**(2): 54 – 60. (in Chinese))
- [11] 王志良, 瞿嘉安, 申林方, 等. 泥炭质土层盾构施工扰动引起隧道长期沉降的研究[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(8): 1416 – 1424. (WANG Zhi-liang, QU Jia-an, SHEN Lin-fang, et al. Long-term settlement of tunnel caused by shield tunneling in peaty soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(8): 1416 – 1424. (in Chinese))
- [12] 李翔宇, 刘国彬, 刘铭, 等. 考虑半渗透边界的隧道周围超孔隙水压力消散解[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(1): 75 – 82. (LI Xiang-yu, LIU Guo-bin, LIU Ming, et al. Analytical study on dissipation of excess pore water pressures around tunnels with semi-permeable boundary condition[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(1): 75 – 82. (in Chinese))
- [13] 刘干斌, 谢康和, 施祖元. 黏弹性土体中深埋圆形隧道的应力和位移分析[J]. 工程力学, 2004, **21**(5): 132 – 138. (LIU Gan-bin, XIE Kang-he, SHI Zu-yuan, et al. Analysis of

- stress and displacement around a deep circular tunnel in viscoelastic soil[J]. *Engineering Mechanics*, 2004, **21**(5): 132 – 138. (in Chinese))
- [14] ZHANG C Y. Viscoelastic Fracture Mechanics[M]. Beijing: Science Press, 2006.
- [15] 刘忠玉, 杨 强. 基于分数阶 Kelvin 模型的饱和黏土一维流变固结分析[J]. *岩土力学*, 2017, **38**(12): 3680 – 3697. (LIU Zhong-yu, YANG Qiang. One-dimensional rheological consolidation analysis of saturated clay using fractional order Kelvin's model[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2017, **38**(12): 3680 – 3697. (in Chinese))
- [16] PODLUBNY I. Fractional Differential Equations[M]. California: Academic Press, 1999.
- [17] YIN D S, WU H, CHENG C, et al. Fractional order constitutive model of geomaterials under the condition of triaxial test[J]. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 2013, **37**(8): 961 – 972.
- [18] GEMANT A. A method of analyzing experimental results obtained from elasto-viscous bodies[J]. *Journal of Applied Physics*, 1936, **7**(1): 311 – 317.
- [19] BAGLEY R L, TORVIK P J. On the fractional calculus model of viscoelasticity behavior[J]. *Journal of Rheology*, 1986, **30**(1): 133 – 155.
- [20] KOELLER R C. Application of fractional calculus to the theory of viscoelasticity[J]. *Journal of Applied Mechanics*, 1984, **51**(2): 299 – 307.
- [21] 赵永玲, 侯之超. 基于分数导数的橡胶材料两种黏弹性本构模型[J]. 清华大学学报(自然科学版), 2013, **53**(3): 378 – 383. (ZHAO Yong-ling, HOU Zhi-chao. Two viscoelastic constitutive models of rubber materials using fractional derivations[J]. *Journal of Tsinghua University (Science and Technology)*, 2013, **53**(3): 378 – 383. (in Chinese))
- [22] 孙雅珍, 朱传江, 王立保. 基于分数阶导数沥青路面松弛应力强度因子分析[J]. 中外公路, 2015, **25**(2): 65 – 68. (SUN Ya-zhen, ZHU Chuan-jiang, WANG Li-bao. Analysis based on fractional derivative asphalt pavement relaxed stress intensity factor[J]. *Journal of China and Foreign Highway*, 2015, **25**(2): 65 – 68. (in Chinese))
- [23] 刘林超, 闫启方, 孙海忠. 软土流变特性的模型研究[J]. *岩土力学*, 2006, **27**(增刊 1): 214 – 217. (LIU Lin-chao, YAN Qi-fang, SUN Hai-zhong. Study on model of rheological property of soft clay[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2006, **27**(S1): 214 – 217. (in Chinese))
- [24] 孙海忠, 张 卫. 一种分析软土黏弹性的分数导数开尔文模型[J]. *岩土力学*, 2007, **28**(9): 1983 – 1986. (SUN Hai-zhong, ZHANG Wei. Analysis of soft soil with viscoelastic fractional derivative Kelvin model[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2007, **28**(9): 1983 – 1986. (in Chinese))
- [25] ZHU H H, ZHANG C C, MEI G X, et al. Prediction of one-dimensional compression behavior of Nansha clay using fractional derivatives[J]. *Marine Georesources & Geotechnology*, 2016, **35**(5): 688 – 697.
- [26] 何利军, 孔令伟, 吴文军, 等. 采用分数阶导数描述软黏土蠕变的模型[J]. *岩土力学*, 2011, **32**(增刊 1): 239 – 249. (HE Li-jun, KONG Ling-wei, WU Wen-jun, et al. A description of creep model for soft soil with fractional derivative[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2011, **32**(S1): 239 – 249. (in Chinese))
- [27] 李锐铎, 乐金朝. 基于分数阶导数的软土非线性流变本构模型[J]. *应用基础与工程科学学报*, 2014, **22**(5): 856 – 863. (LI Rui-duo, YUE Jin-chao. Nonlinear rheological constitute of soft soil based on fractional order derivative theory[J]. *Journal of Basis Science and Engineering*, 2014, **22**(5): 856 – 863. (in Chinese))
- [28] WANG L, SUN D A, LI P C, et al. Semi-analytical solution for one-dimensional consolidation of fractional derivative viscoelastic saturated soils[J]. *Computers and Geotechnics*, 2017, **83**: 30 – 39.
- [29] 解 益, 李培超, 汪 磊, 等. 分数阶导数黏弹性饱和土体一维固结半解析解[J]. *岩土力学*, 2017, **38**(11): 3240 – 3246. (XIE Yi, LI Pei-chao, WANG Lei, et al. Semi-analytical solution for one-dimensional consolidation of viscoelastic saturated soil with fractional order derivative[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2017, **38**(11): 3240 – 3246. (in Chinese))
- [30] 刘忠玉, 崔鹏陆, 郑占垒. 基于非牛顿指数渗流和分数阶 Merchant 模型的一维流变固结分析[J]. *岩土力学*, 2019, **40**(6): 2029 – 2038. (LIU Zhong-yu, CUI Peng-lu, ZHENG Zhan-lei, et al. Analysis of one-dimensional rheological consolidation with flow described by non-Newtonian index and fractional-order Merchant's model[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2019, **40**(6): 2029 – 2038. (in Chinese))
- [31] 汪 磊, 李林忠, 徐永福, 等. 半透水边界下分数阶黏弹性饱和土一维固结特性分析[J]. *岩土力学*, 2018, **39**(11): 4142 – 4148. (WANG Lei, LI Lin-zhong, XU Yong-fu, et al.

- Analysis of one-dimensional consolidation of fractional viscoelastic saturated soils with semi-permeable boundary[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, **39**(11): 4142 – 4148. (in Chinese))
- [32] 李林忠, 汪磊, 李培超, 等. 任意荷载下双面半透水边界分数阶导数黏弹性饱和土层一维固结[J]. 工程地质学报, 2018, **26**(6): 1480 – 1489. (LI Lin-zhong, WANG Lei, LI Pei-chao, et al. One-dimensional consolidation of fractional derivative viscoelastic saturated soil layer with symmetric semi-permeable boundaries under arbitrary loading[J]. Journal of Engineering Geology, 2018, **26**(6): 1480 – 1489. (in Chinese))
- [33] 田乙, 吴文兵, 蒋国盛, 等. 连续排水边界下分数阶黏弹性饱和土体一维固结分析[J]. 岩土力学, 2019, **40**(8): 3054 – 3061. (TIAN Yi, WU Wen-bing, JIANG Guo-sheng, et al. One-dimensional consolidation of viscoelastic saturated soils with fractional order derivative based on continuous drainage boundary[J]. Rock and Soil Mechanics, 2019, **40**(8): 3054 – 3061. (in Chinese))
- [34] HUANG M H, LI J C. Consolidation of viscoelastic soil by vertical drains incorporating fractional-derivative model and time-dependent loading[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2019, **43**(1): 239 – 256.
- [35] HUANG M H, LI D. A One-dimensional fractional-derivative viscoelastic model for the aquitard consolidation of an aquifer system[J]. Geofluids, 2019(2): 1 – 11.
- [36] CRUMP K S. Numerical inversion of Laplace transforms using a Fourier series approximation[J]. Journal of the Association for Computing Machinery, 1976, **23**(1): 89 – 96.
- [37] 张先伟, 王常明. 结构性软土的黏滞系数[J]. 岩土力学, 2011, **32**(11): 3276 – 3282. (ZHANG Xian-wei, WANG Chang-ming. Viscosity coefficient of structural soft clay[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, **32**(11): 3276 – 3282. (in Chinese))
- [38] XIE K H, XIE X Y, LI B H. Analytical theory for one-dimensional consolidation of clayey soils exhibiting rheological characteristics under time-dependent loading[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2008, **32**(14): 1833 – 1855.

《岩土工程学报》征订启事

《岩土工程学报》创办于 1979 年, 是我国水利、土木、力学、建筑、水电、振动等六个全国性学会联合主办的学术性科技期刊。由南京水利科学研究院承办, 国内外公开发行。主要刊登土力学、岩石力学领域中能代表当今先进理论和实践水平的科学的研究和工程实践成果等。报道新理论、新技术、新仪器、新材料的研究和应用。欢迎国家自然科学基金项目及其他重要项目的研究成果向本刊投稿, 倡导和鼓励有实践经验的作者撰稿, 并优先刊用这些稿件。主要栏目有黄文熙讲座、综述、论文、短文、工程实录、焦点论坛、讨论和简讯等。

本刊被《中文核心期刊要目总览》连续多年确认为核心期刊, 并在建筑类核心期刊中位于前列; 本刊被科技部“中国科技论文统计源期刊”(中国科技核心期刊)及“中国科技论文与引文数据库”收录; 本刊被中国科学院“中国科学引文数据库”收录; 本刊被“中国知网”全文收录及“中国学术期刊综合评价数据库”收录; 本刊被“工程索引 Ei Compendex 数据

库”和“日本科学技术振兴机构数据库 JST”等国际数据库收录。本刊网址 (www.cgejournal.com) 全文发布本刊所有刊载文章。

本刊读者对象为土木建筑、水利电力、交通运输、矿山冶金、工程地质等领域中从事岩土工程及相关专业的科研人员、设计人员、施工人员、监理人员和大专院校师生。

本刊为月刊, A4 开, 双栏排版, 192 页, 每月中旬出版, 每期定价 40 元, 全年定价 480 元。

本刊国际标准刊号 ISSN 1000 - 4548, 国内统一刊号 CN 32 - 1124/TU, 国内发行代号 28 - 62, 国外发行代号 MO 0520。欢迎广大读者在全国各地邮局订购, 也可在编辑部订购(不另收邮费)。编辑部订购地址: 南京虎踞关 34 号《岩土工程学报》编辑部; 邮编: 210024; 联系电话: 025-85829534, 85829543, 85829553, 85829556; 传真: 025-85829555; E-mail: ge@nhr.ac.cn。

《岩土工程学报》编辑部

DOI: 10.11779/CJGE202008010

岩土工程简化可靠度设计方法——修正分位数法

杨智勇¹, 唐 栋^{*2}, 张 蕾³, 邱小辉⁴

(1. 台湾大学土木工程学系, 台湾 台北; 2. 长沙理工大学水利工程学院, 湖南 长沙 410114; 3. 太原理工大学水利科学与工程学院, 山西 太原 030024; 4. 南洋理工大学土木环境工程学院, 新加坡)

摘要: 现阶段多数规范推荐的半概率设计方法分项系数法与传统容许应力设计法具有相似的设计过程, 易于被岩土工程师接受。然而, 当实际岩土体参数统计量及分布类型等与分项系数设计法校准过程所采用的不一致时, 分项系数法的设计结果往往会产生较大偏差。分位数设计法与分项系数法设计过程相似, 且能够解决分项系数法设计偏差较大的问题。遗憾的是, 该方法需要事先通过大量可靠度分析建立岩土结构物设计参数与有效随机维度间的回归函数, 该过程不仅计算量较大而且十分繁琐, 不利于工期紧迫条件下的快速可靠度设计。为此, 提出了基于修正分位数法的岩土工程简化可靠度设计方法。首先介绍了原始有效随机维度-分位数设计法(ERD-QVM)和分位一阶二次矩可靠度分析方法, 在此基础上提出了基于简单迭代算法的修正分位数法。最后以桩基础设计和方形基础设计为例阐明了所提方法的有效性。结果表明: 修正分位数法为工期紧迫的岩土结构物可靠度设计提供了一种有效分析工具。修正分位数法不仅能够有效地避免原始ERD-QVM需要建立关于设计参数回归函数的问题, 极大地降低原始ERD-QVM的计算量, 而且能够得到合理的岩土结构物设计结果。修正分位数法设计结果更保守, 原始ERD-QVM可能产生偏危险的设计, 这对岩土结构物稳定性非常不利。两种设计方法具有相似的设计稳健性。

关键词: 岩土结构物; 可靠度设计; 分项系数法; 修正分位数法; 分位一阶二次矩法

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)08-1456-09

作者简介: 杨智勇(1989—), 男, 山西柳林人, 博士, 主要从事岩土工程可靠度与风险分析方面的研究工作。E-mail: yzywhu@163.com。

Simplified reliability-based design method for geotechnical structures —modified quantile value method

YANG Zhi-yong¹, TANG Dong², ZHANG Lei³, QI Xiao-hui⁴

(1. Department of Civil Engineering, Taiwan University, Taipei China; 2. School of Hydraulic Engineering, Changsha University of Science & Technology, Changsha 410114, China; 3. College of Hydro Science and Engineering, Taiyuan University of Technology, Taiyuan 030024, China; 4. School of Civil and Environmental Engineering, Nanyang Technological University, Singapore)

Abstract: Currently, the partial factor design method is recommended by most international design codes as a semi-probability design method. This popularity might be partly because the partial factor design method shares a similar design procedure as that of the conventional allowable-stress-design method and therefore is likely to be accepted by practical geotechnical engineers. However, the partial factor design method might produce significantly biased design schemes especially when the design condition (e.g., statistical and probabilistic distributions of soil properties) is different from that used in the code for partial factor calibrations. The quantile value method (i.e., effective random dimension-quantile value method, ERD-QVM) shares a similar design procedure as the partial factor design method. But it needs to calibrate the relationship between ERD and design parameters, which is tedious and computationally expensive. Consequently, it is not feasible to apply this method when the time schedule of the engineering is tight. This study proposes a simplified reliability-based design method for geotechnical structures, namely modified quantile value method (MQVM). The original ERD-QVM and the quantile first-order second-moment method (QFOSM) are reviewed. Based on the QFOSM, the MQVM is developed. A pile foundation example and a pad footing example are employed to illustrate the performance of the proposed method. It is shown that the proposed method can provide an effective tool for rapid reliability-based designs. The proposed

基金项目: 台湾大学高等教育深耕计划项目(107L4000); 湖南省自然科学基金项目(2019JJ50642); 山西省应用基础研究项目(201801D221046); 水沙科学与水灾害防治湖南省重点实验室开放基金项目(2019SS04); 湖南省教育厅科学研究项目(18C0191)
收稿日期: 2019-06-22

*通信作者(E-mail: tangdong@csust.edu.cn)

MQVM can avoid the calibration procedure of the relationship between ERD and design parameters and yield rational design schemes. The original ERD-QVM might produce an unsafe design scheme, which poses an enormous threat to geotechnical structures. By contrast, the design scheme of MQVM is relatively conservative. Moreover, the MQVM has a robustness similar to that of ERD-QVM.

Key words: geotechnical structure; reliability-based design; partial factor design method; modified quantile value method; quantile first-order second-moment method

0 引言

岩土结构物安全性评价中涉及到不确定性因素,如模型不确定性、土体参数空间变异性、地层变异性等^[1-3]。传统的确定性设计方法如容许应力设计法不能有效地考虑土体参数不确定性对岩土结构物的影响,岩土工程亟需发展基于可靠度理论的岩土结构物设计方法。近年来,基于可靠度理论的岩土结构物设计受到国内外学者的日益重视。如彭兴等^[4]采用蒙特卡洛模拟(Monte Carlo simulation, MCS)方法,研究了香港秀茂坪岩质边坡的可靠度设计问题。陈祖煜等^[5]提出了基于相对安全率的可靠度设计方法,该方法认为传统安全系数设计标准与可靠度设计标准间存在定量关系,复杂的可靠度设计能够转换为简单的安全系数设计。李典庆等^[6]进一步严格证明了安全系数设计与可靠度设计等价性成立的条件,提出了基于广义可靠指标相对安全率的设计方法。Basha 等^[7]采用一阶可靠度分析方法(first order reliability method, FORM),探讨了土工合成材料加筋土结构在地震荷载作用下的可靠度优化设计问题。Gao 等^[8]提出了基于广义子集模拟的重力式挡土墙可靠度设计方法。

总体而言,目前常用的可靠度设计方法可概括为两类:半概率设计方法和全概率设计方法。半概率设计方法主要为基于分项系数的设计法如荷载抗力分项系数法(load and resistance factor design, LRFD)^[9-10],多抗力分项系数法(multiple resistance factor design, MRFD)^[11]等。分项系数设计法与容许应力设计法设计过程相似,具有简单易用的特点,为现阶段多数规范推荐的方法^[9, 12-13]。然而,规范所规定的分项系数是基于不确定性参数特定的统计量(如均值、标准差及相关性等)、特定概率分布类型及指定的目标可靠度校核而来^[4],因此当不确定性参数的统计量为其它值或分布类型不符合校核所用分布时,分项系数设计法难以获得一致的可靠度指标^[14-15]。相比之下,全概率设计方法对不确定性参数统计量的取值及分布类型不敏感,能够产生一致的可靠度设计结果。全概率设计方法首先离散岩土结构物目标设计参数(一般为几何尺寸参数如边坡坡高、基坑深度、基础宽度等)为一系列离散的值,然后采用可靠度分析方法如

FORM^[16-17]、MCS^[4]、子集模拟(subset simulation, SS)^[18]或改进子集模拟等^[8, 19]方法估计不同设计参数对应的可靠度指标,最后根据可靠度分析的结果选择满足目标可靠度要求的目标设计参数。此类全概率设计方法需要针对一系列离散的目标设计参数重复进行可靠度分析,因此计算量较大,不利于工期紧张条件下的岩土结构物可靠度设计。基于 FORM 的逆分析方法能够为全概率设计提供一种便捷的工具,不需要离散目标设计参数,针对特定的目标可靠度通过一次逆 FORM 分析即可得到目标设计参数设计值^[20]。然而逆 FORM 不仅需要通过 Nataf 变换、Rosenblatt 变换或 Rackwitz-Fiesslerbian 变换转换原始随机变量至正态随机变量^[21],而且涉及复杂的多变量优化算法^[22]。简而言之,全概率设计方法要求岩土工程师具有较高的可靠度理论知识,工程适用性较差。

针对上述问题,Ching 等^[23]提出了基于分位数的可靠度设计方法(quantile value method, QVM),QVM 与分项系数设计法具有相似的设计过程,易于被岩土工程师所接受。当变量冗余度(variable degree of redundancy)较低时,QVM 能够产生一致的可靠度设计结果;当变量冗余度较高时,QVM 的设计稳健性逐渐降低。变量冗余度代表了岩土结构物所涉随机变量的冗余程度,冗余随机变量会降低岩土结构物的失效概率,在一定程度上反映了岩土结构物的安全冗余度^[24]。一般地,桩群比单桩有更高的变量冗余度;嵌入多层次土的桩基础比嵌入单层土的桩基础有更高的变量冗余度(单层土厚度=多层次土总厚度)。Ching 等^[24]指出变量冗余度可通过有效随机维度(effective random dimension, ERD)进行量化,在此基础上提出了基于有效随机维度-分位数的可靠度设计方法(effectiverandom dimension-quantile value method, ERD-QVM)。ERD-QVM 能够有效地解决变量冗余度的问题,但对包含非正态随机变量的极限状态函数,ERD-QVM 难以直接估计 ERD。因此,在应用 ERD-QVM 时必须事先建立土体参数统计量及其它设计参数与 ERD 间的回归关系,该过程类似于全概率设计法,需要大量重复的可靠度分析,计算量较大,同样也不适用于工期紧迫条件下的可靠度设计。

在 ERD-QVM 的基础上, Yang 等^[22]提出了简化的岩土工程可靠度分析方法——分位一阶二次矩分析方法 (quantile first-order second-moment method, QFOSM)。QFOSM 采用随机变量临界分位值处的偏导数求解 ERD。本文进一步提出了基于 ERD-QVM 和 QFOSM 的可靠度设计方法——修正分位数法, 通过简单的迭代算法求解满足目标可靠度指标要求的目标设计参数设计值, 避免了原始 ERD-QVM 中标定设计参数与 ERD 间回归关系的过程, 为现场的快速可靠度设计提供了一种有效分析工具。

1 有效随机维度——分位数可靠度设计方法

可靠度设计的目标可以总结为: 根据期望的目标可靠度指标 b_T 选取合适的目标设计参数设计值 q_T , 从而使设计的岩土结构物稳定性水平接近要求的目标可靠度水平 b_T 。理论上, 可靠度设计参数包含岩土体参数统计值、分布类型及岩土结构物几何尺寸参数等, 但由于岩土体参数的均值、变异系数及相关系数等属于人为不可控量, 因此在实际施工过程中通常仅选取岩土结构物的几何尺寸参数如桩直径、桩基础贯入深度、边坡开挖深度或基础宽度等可控量作为目标设计参数, 即通过调整岩土结构物的几何尺寸等可控量来满足目标可靠度要求。在设计过程中, 分项系数法通过对荷载变量和抗力变量施加不同的分项系数来实现对应于指定目标可靠度的设计。与分项系数法设计理念相似, ERD-QVM 通过折减荷载变量和增加抗力变量分别至它们的 $1-h_T$ 分位值与 h_T 分位值来估计岩土结构的目标设计参数设计值。对于极限状态函数 G , ERD-QVM 通过下式估计目标设计参数设计值:

$$G(X_1^{h_T}, \mathbf{L}, X_i^{1-h_T}, \mathbf{L}, X_n^{h_T}, q) = 0, \quad (1)$$

式中, X 为已知量, 设计参数 q 为未知量, $X_i^{h_T}$ 为变量 X_i 的 h_T 分位值。注意到式(1)能够用于可靠度设计的前提是分位数 h_T 与目标可靠度 b_T 之间存在一对关系, 且该一对关系对岩土体不确定性参数的统计量及分布类型等不敏感。Ching 等^[24]研究发现该一对关系可表示为

$$b_T = \sqrt{\text{ERD}} \times [-F^{-1}(h_T)], \quad (2)$$

式中, F 为标准正态累积分布函数, F^{-1} 为其逆函数; ERD 为有效随机维度, 量化了变量冗余度。研究表明对于

$$G = a + b_1 Z_1 + b_2 Z_2 + \mathbf{L} + b_n Z_n \quad (3)$$

包含相关正态随机变量的线性极限状态函数, 式(2)是完全准确的^[22, 24]。式中: $G > 0$ 表示安全, $G \leq 0$ 表示失效; (Z_1, Z_2, \dots, Z_n) 为相关标准随机变量; 若

$b_i > 0$, Z_i 为抗力变量; 若 $b_i < 0$, Z_i 则为荷载变量。对于式(3)所示极限状态函数, ERD 的表达式为

$$\text{ERD} = \frac{(|b_1| + |b_2| + \mathbf{L} + |b_n|)^2}{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n r_{ij} b_i b_j}, \quad (4)$$

式中, r_{ij} 为变量 Z_i 与 Z_j 间相关系数。对于包含非正态随机变量的线性或非线性极限状态函数, ERD-QVM 并不能通过式(4)来计算 ERD。此时, Ching 等^[24]建议采用以下两种方法估计 ERD: ①采用 FORM 估计当前设计参数对应的设计验算点, 在设计验算点处线性展开极限状态函数, 通过式(4)估计 ERD; ②采用 MCS 估计当前设计参数对应的可靠度指标, 采用简单线性搜索算法如二分法求解式(5)得到相应的临界分位数 h_T , 再通过式(2)估计 ERD。

在应用 ERD-QVM 时, 需要先采用方法一或方法二针对不同的设计参数进行大量的可靠度分析, 建立 ERD 与设计参数间的回归函数。

2 分位一阶二次矩可靠度分析方法

分位一阶二次矩可靠度分析方法 (QFOSM) 可以视为 ERD-QVM 的逆分析, 可以用来估计给定设计参数条件下的可靠度指标。对于包含非正态相关随机变量的极限状态函数 $G(X_1, X_2, \dots, X_n)$, 采用 QFOSM 估计可靠度指标的计算流程可总结如下^[22]:

(1) 根据给定的设计参数, 求解临界分位数 h^* , 使得变量 X_i 的分位值满足

$$G(X_1^h, \mathbf{L}, X_i^{1-h}, \mathbf{L}, X_n^h, q) = 0, \quad (5)$$

式中, X_i^h 为变量 X_i 的 h 分位值。与式(1)不同, 式(5)是关于 h 的方程, 设计参数 q 为已知量。式(5)的求解为一个的单变量求根问题, 常用的简单线性搜索算法如二分法即可求解式(5), 因此并不要求岩土工程师具有复杂的数学理论知识。注意到, 求解式(5)时, 首先需要判别变量 X_i 的类型。对于大多数岩土工程所涉随机变量, X_i 的类型相对容易判断, 例如内摩擦角 j , 黏聚力 c 和不排水抗剪强度参数 s_u 一般都为抗力变量, 岩土结构物所受外荷载一般都为荷载变量。然而, 当极限状态函数不随某个变量 X 单调变化时, 确定变量类型变得相对比较困难。出于保守考虑, Yang 等^[22]建议在结构物极限状态函数中拆分 X 为两个具有相同分布的抗力变量 X_s 和荷载变量 X_L 。

(2) 根据分位数的偏导计算 (b_1, b_2, \dots, b_n) , 若 X_i 为抗力变量,

$$b_i = [G(X_1^{h^*}, \mathbf{L}, X_i^{h^*+\Delta h}, \mathbf{L}, X_n^{h^*}) - G(X_1^{h^*}, \mathbf{L}, X_i^{h^*-\Delta h}, \mathbf{L}, X_n^{h^*})]/(2\Delta h); \quad (6a)$$

若 X_i 为荷载变量,

$$\begin{aligned} b_i = & [G(X_1^{h^*}, \mathbf{L}, X_i^{(1-h^*)+\Delta h}, \mathbf{L}, X_n^{h^*}) - \\ & G(X_1^{h^*}, \mathbf{L}, X_i^{(1-h^*)-\Delta h}, \mathbf{L}, X_n^{h^*})]/(2\Delta h) \quad . \end{aligned} \quad (6b)$$

(3) 基于式(6)得到(b_1, b_2, \dots, b_n)值, 采用式(4)估计 ERD。

(4) 基于上述步骤得到的 h^* 和 ERD, 代入式(2)估计可靠度指标。

3 修正分位数法 (MQVM)

QFOSM 采用随机变量分位值处的偏导数来计算 ERD, 因此不需要事先建立 ERD 与设计参数间的回归关系。得益于此, 采用简单的迭代算法即可实现基于 QFOSM 的修正分位数法, 该方法同样不需要建立 ERD 与设计参数间的回归关系。修正分位数法的计算流程总结如下:

(1) 随机赋予 ERD 一个初始值。为了加快迭代收敛速度, 建议初始 ERD 取值范围为[1, 随机变量个数]。将 ERD 和目标可靠度指标 b_T 代入求解 h^* :

$$h^* = F(-b_T / \sqrt{\text{ERD}}) \quad . \quad (7)$$

(2) 基于上一步所得 h^* , 更新设计参数 q 以使极限状态函数 G 满足

$$G(X_1^{h^*}, \mathbf{L}, X_i^{1-h^*}, \mathbf{L}, X_n^{h^*}, q) = 0 \quad . \quad (8)$$

式(8)与式(1)相同, X 为已知量, 设计参数 q 为未知量。同样地, 可采用简单线性搜索算法如二分法求解式(8)。

(3) 通过式(6)计算分位数 h^* 对应的偏导数($b_1, b_2, b_3, \dots, b_n$), 将($b_1, b_2, b_3, \dots, b_n$)代入式(4)更新 ERD。

(4) 利用式(7)更新分位数 h^* 。

(5) 重复步骤(2)~(4)直至设计参数 q 收敛(例如 $e_q \leq 1 \times 10^{-4}$, e_q 为当前 q 与上一次迭代 q 间差的绝对值)。

需要注意的是, 本文所提修正分位数设计法尚不能直接应用于多几何参数的设计问题。对于多几何参数设计问题, 由于增加了关于多几何参数的目标优化函数, 因此需要采用其它复杂优化算法嵌套本文方法进行设计。

4 算例分析

下面分别采用一个条形基础算例和一个方形基础算例来阐明所提方法的有效性。为简化设计问题, 同时与前人研究保持一致, 本文仅考虑随机变量模型下的桩基础和方形基础设计问题。采用 MCS 方法验证所提方法的准确性, 不同设计条件下 MCS 模拟次数为 1×10^6 次。

4.1 桩基础

本节以一个桩基础设计案例来说明所提方法的有效性。Ching 等^[23-24]也探讨了该桩基础案例设计问题。如图 1 所示, 桩直径为 B , 桩长 $L = L_s + L_c$, 其中 L_s 和 L_c 分别为桩基础嵌入砂土层厚度和黏土层厚度。静荷载 D_L 和动荷载 L_L 作用于桩顶, D_L 和 L_L 服从对数正态分布, 均值为 m_{DL} 和 m_{LL} , 变异系数为 10% 和 20%。由于桩尖抵抗作用力较小, 忽略不计。桩基础承载力极限状态函数表示为

$$\begin{aligned} G = & \ln \left(\frac{R_c + R_s}{D_L + L_L} \right) \\ = & \ln \left(\frac{14.9\pi L_c B \times e_a \times s_u^{0.3} + 2.71L_s B \times e_N \times N}{D_L + L_L} \right) \quad . \end{aligned} \quad (9)$$

式中 R_c 和 R_s 分别为黏土层和砂土层提供的抗力; s_u 为黏土层不排水抗剪强度参数; N 为砂土平均 SPT 锤击数; e_a 和 e_N 为模型转换不确定性因子。参数 D_L , L_L , s_u , N , e_a 和 e_N 为独立随机变量, 表 1 给出了它们的分布类型及统计量。

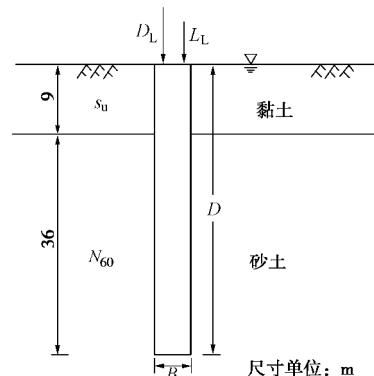


图 1 桩基础示意图

Fig. 1 Schematic of pile foundation

表 1 桩基础的随机变量统计值

Table 1 Statistics of random variables for pile example

随机变量	均值	变异系数/%	分布类型
静荷载 DL(kN)	m_{DL}	10	对数正态
活荷载 LL(kN)	m_{LL}	20	对数正态
不排水抗剪强度参数 s_u (kPa)	m_{su}	30	对数正态
砂土平均 SPT 锤击数 N	m_N	30	对数正态
黏土转换不确定性因子 e_a	1.05	32	对数正态
砂土转换不确定性因子 e_N	1.22	70	对数正态

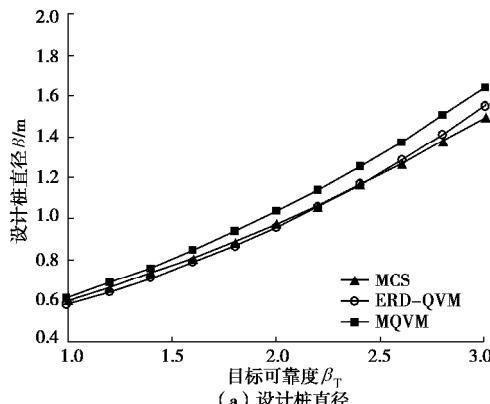
如第 2 节所述, 应用 ERD-QVM 要求首先建立 ERD 与设计参数间的回归关系。考虑到该桩基础算例与 Ching 等^[24]所用算例完全一致, 因此本文采用 Ching 等^[24]建立的回归关系:

$$\text{ERD} = 2.512 + 9.572r_s - 9.495r_s^2 - 0.504r_s^3,$$

$$r_s = \frac{2.71m_N t_s}{14.9 m_{su}^{0.3} (1-t_s) + 2.71m_N t_s}, \quad (10)$$

式中, $t_s = L_s/L$ 为砂土深度与桩长的比值。

选取桩直径 B 为目标设计参数, 也即通过调整桩直径 B 来满足目标可靠度指标 b_T 。首先考虑其它设计参数: $L = 45 \text{ m}$, $t_s = 0.8$, $m_{DL} = 2500 \text{ kN}$, $r_{LD} = 0.5$, $m_{su} = 125 \text{ kN/m}^2$ 和 $m_N = 30$ 条件下目标可靠度为 $b_T = 1.0, 1.2, 1.4, \dots, 3.0$ 时的桩直径设计问题。图 2 (a) 给出了修正分位数法与原始 ERD-QVM 的设计对比结果。图中视 MCS 的设计结果为准确的设计结果。与 ERD-QVM 相比, 可以看出所提方法设计的桩直径较大, 表明所提方法的设计结果更保守。当 $b_T < 2$ 时, ERD-QVM 产生的桩直径小于 MCS 的结果, 表明 ERD-QVM 的设计结果变的偏危险。图 2 (b) 进一步对比了基于所提方法和 ERD-QVM 所得的不同设计桩直径下实际的可靠度指标, 本文采用 MCS 估计该实际可靠度指标。可以看出, 当 b_T 较小时, ERD-QVM 设计的桩直径对应的实际可靠度指标可能小于目标可靠度指标, 而所提方法设计的桩直径对应的实际可靠度指标均大于目标可靠度指标。随着目标可靠度增大, 所提方法设计误差逐渐增大。从工程应用的角度讲, 所提方法的误差是可以接受的(例如 $b_T = 3$, 时设计桩直径对应实际可靠度指标 $b = 3.24$)。一般地, 对于可靠度设计而言, 并不是越准确的设计结果越好, 尽管偏保守的设计结果会引起工程造价的升高, 但轻微保守的设计结果不仅能够让岩土工程结构更安全, 工程造价的升高也相对有限, 有些时候甚至可忽略不计, 因此 Low 等^[25]推荐可靠度设计应偏向于轻微保守的结果, 而不是完全准确或偏危险的设计。Yang 等^[22]指出, QFOSM 的准确性可以用正则化 ERD (ERD/变量维度) 来验证。当正则化 ERD 大于 1 时, QFOSM 可能产生较大误差。修正分位数法存在同样问题, 因此当 ERD 大于 1 时, 需要对其设计结果予以注意, 例如可通过其它可靠度分析方法如 FORM, MCS 或子集模拟等校核其设计结果。



(a) 设计桩直径

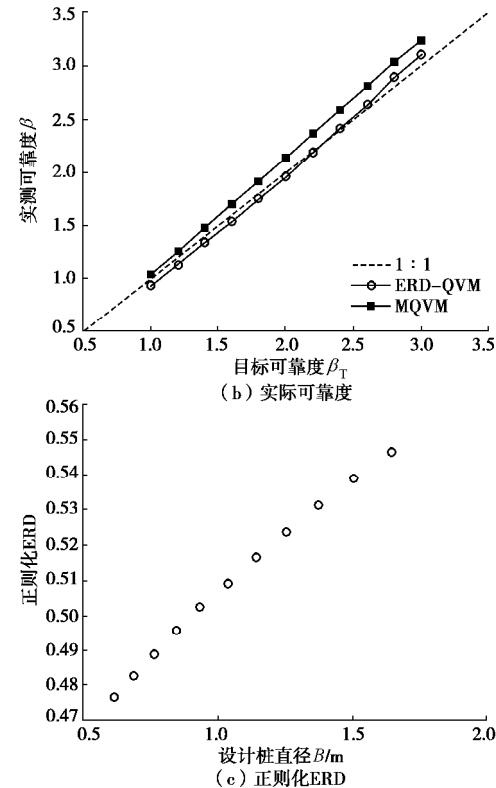


图 2 不同目标可靠度下 ERD-QVM 和修正分位数法设计结果对比

Fig. 2 Comparison of results by ERD-QVM and MQVM under various values of b_T

为了进一步对比所提修正分位数法与 ERD-QVM 的设计稳健性, 根据表 2 给出的设计参数可行域随机抽取 1000 组设计参数, 在此基础上分别采用所提方法与 QVM-ERD 估计每组设计参数对应的设计桩直径, 两种方法分别得到 1000 个设计桩直径 B , 最后采用 MCS 估计这些桩直径对应的实际可靠度指标。

表 2 桩基础设计参数可行域

Table 2 Feasible ranges for pile design parameters

设计参数	下界	上界	分布类型
桩直径 B/m	0.5	2.0	均匀分布
桩长 $L = L_c + L_s/\text{m}$	10	80	均匀分布
砂土深度与桩长的比值 $t_s = L_s/L$	0	1	均匀分布
动荷载与静荷载比值	0.1	1.0	均匀分布
$r_{LD} = m_{LL}/m_{DL}$			
静荷载均值 m_{DL}/kN	2000	2500	均匀分布
不排水抗剪强度参数均值 m_{su}/kPa	50	200	均匀分布
砂土平均 SPT 锤击数 N 均值 m_N	10	50	均匀分布

表 3 给出了所得实际可靠度指标的统计结果。一般地, 对不同的设计参数组合, 完全准确的设计方法应该产生完全一致的实际可靠度指标, 也即表 3 中均值=最小值=最大值=1, 变异性=0。变异性越小, 表明设计参数组合对设计方法的影响越小, 设计方法稳

表3 基于1000组随机设计参数的可靠度指标统计

Table 3 Statistics of actual reliability index for 1000 verification cases

统计量	$b_T = 1.5$		$b_T = 2.0$		$b_T = 2.5$		$b_T = 3.0$	
	b_{MQ}/b_T	b_{EQ}/b_T	b_{MQ}/b_T	b_{EQ}/b_T	b_{MQ}/b_T	b_{EQ}/b_T	b_{MQ}/b_T	b_{EQ}/b_T
均值	1.06	1.01	1.06	1.01	1.06	1.01	1.06	1.02
变异系数	0.03	0.04	0.02	0.02	0.02	0.01	0.02	0.02
最大值	1.10	1.07	1.10	1.06	1.10	1.06	1.11	1.07
最小值	0.99	0.94	0.99	0.96	0.99	0.96	0.99	0.96

注: b_{MQ} 为修正分位数法估计的基础宽度对应的实际可靠度指标; b_{EQ} 为 ERD-QVM 估计的基础宽度对应的实际可靠度指标。

健性越好。可以看出, 对于不同的目标可靠度指标所提方法与 ERD-QVM 有几乎一致的 COV, 表明二者的设计稳健性非常相近。所提方法得到的可靠度指标平均值和最小值均大于 ERD-QVM 的结果, 表明所提方法总体上更保守。

4.2 方形基础

本节进一步以一方形基础来阐明所提方法的有效性。如图3所示, 方形基础宽度为 B , 嵌入黏土深度 $D=1\text{ m}$, 考虑基础宽度 B 为目标设计参数。黏性土重度 $g=17\text{ kN/m}^3$, 黏聚力为 c , 内摩擦角为 j 。方形基础受垂直荷载 V 和水平荷载 H 共同作用。假设水位线足够低, 水压力对基础承载力的影响忽略不计。 c 和 j 服从对数正态分布, 其均值为 m_c 和 m_j , 变异系数为 V_c 和 V_j 。 $\ln(c)$ 和 $\ln(j)$ 间的相关系数为 r 。垂直荷载与水平荷载服从均值为 m_V 和 m_H 、变异系数为 10% 和 15% 对数正态分布。除 c 和 j 外, 其它变量相互独立。方形基础承载力极限状态函数可以定义为

$$G=\ln\left[\frac{(cN_c s_c d_c i_c + qN_q s_q d_q i_q + 0.5gBN_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma)B^2}{V+W}\right]. \quad (11)$$

式中 $W=g_c B^2 D$ 为混凝土基础重度, g_c 为混凝土单位重度 ($g_c=23\text{ kN/m}^3$); $N_c=(N_q-1)\cot j$, $N_q=e^{\pi\tan(j)}\tan^2(45^\circ+j/2)$ 和 $N_\gamma=2(N_q+1)\tan(j)$ 为承载能力因子; $s_c=1+N_q/N_c$, $s_\gamma=0.6$ 和 $s_q=1+\tan(j)$ 为形状因子; $d_c=1+0.4D/B$, $d_q=1+2\tan(j)[1-\sin(j)]^2D/B$ 和 $d_\gamma=1$ 为深度因子; $i_c=i_q=[1-\arctan(H/V)/(\pi/2)]^2$ 和 $i_\gamma=[1-\arctan(H/V)/(\pi j/180)]^2$ 为荷载倾斜因子。

对于该方形基础, 荷载倾斜因子 i_c , i_q 和 i_γ 会随着垂直荷载 V 的增加而增加, 导致基础抗力 (式(11)中分子) 部分随着 V 的增加而增加。同时, 基础荷载 (式(11)中分母) 也会随着垂直荷载 V 的增加而增加。可以看出, 垂直荷载 V 既不完全是抗力变量也不完全是荷载变量。此时, 根据式(11)难以直接判别垂直荷载 V 的变量类型。对于这种既不完全是抗力变量也不完全是荷载变量的随机变量, 出于保守考虑同时为了 QFOSM 能够有效执行, Yang 等^[22]建议将该类

型变量拆分为两个服从同分布的独立变量。本文所提分位数设计法同样需要判别变量类型, 因此拆分变量 V 为 V_S 和 V_D 两个独立变量, 其中 V_S 为与倾斜因子相关的抗力变量 (即式(11)分子采用 V_S), V_D 为与荷载变量相关的变量 (即式(11)分母采用 V_D)。表4总结了该方形基础所涉随机变量的统计量及其分布类型。

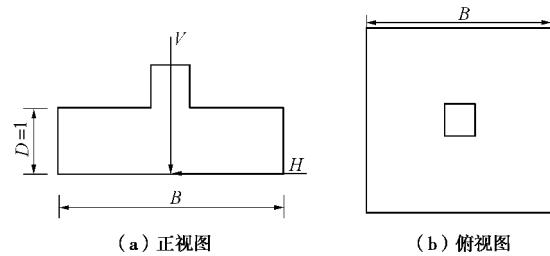


图3 方形基础示意图

Fig. 3 Schematic of pad footing

表4 方形基础的随机变量统计值

Table 4 Statistics of random variables for square footing problem

随机变量	均值	变异系数	分布类型
黏聚力 c/kPa	m_c	V_c	对数正态
摩擦角 $j/^\circ$	m_j	V_j	对数正态
水平荷载 H/kN	m_H	15%	对数正态
垂直荷载 V_D/kN	m_V	10%	对数正态
影响变量(i_c , i_q , i_γ)的 垂直荷载 V_S/kN	m_V	10%	对数正态

首先建立 ERD 与设计参数间的回归关系。步骤如下: 根据表5给出的设计参数可行域随机抽取 1000 组设计参数, 采用第2节方法一估计每组设计参数对应 ERD, 通过多变量四阶多项式 (MATLAB 函数 MultiPolyRegres) 拟合得到 ERD 的回归函数, 该多项式展开项数较多, 此处不便展示, 感兴趣的读者可向笔者发邮件索取。为验证该回归函数的准确性, 再随机抽取 500 组设计参数, 分别采用第2节方法一与回归函数计算 ERD, 图4给出了对比结果。可以看出, 回归函数能够很好地估计不同设计参数对应的 ERD。

在随后的分析中, 基于 ERD-QVM 的方形基础设计均采用该回归函数。

考虑方形基础宽度 B 为目标设计参数, 方形基础目标可靠度水平通过调整 B 的大小来满足。首先考虑设计参数 $m_l=19 \text{ kPa}$, $V_c=30\%$, $m_j=25^\circ$, $V_j=20\%$, $r=0$, $m_h=200 \text{ kN}$ 和 $m_v=800 \text{ kN}$ 条件下不同目标可靠度水平 $b_T=2.0, 2.2, 2.4, \dots, 4.0$ 对应的基础宽度设计问题。图 5 给出了修正分位数法与 ERD-QVM 的设计结果对比。图 5(a) 和 (b) 可以看出, ERD-QVM 与修正分位数法设计结果相似, 修正分位数法设计结果轻微偏保守。修正分位数法的正则化 ERD 小于 1, 表明修正分位数法的设计结果偏差不大。

表 5 方形基础设计参数可行域

Table 5 Feasible ranges for square footing design parameters

设计参数	下界	上界	分布类型
基础宽度 B/m	1.5	3	均匀分布
黏聚力均值 m_l/kPa	10	100	均匀分布
摩擦角均值 $m_j/(\text{°})$	15	30	均匀分布
黏聚力变异系数 V_c	0.1	0.3	均匀分布
摩擦角变异系数 V_j	0.1	0.3	均匀分布
黏聚力与摩擦角间相关系数 r	-0.8	0.0	均匀分布
水平荷载均值 m_h/kN	200	400	均匀分布
垂直荷载均值 m_v/kN	700	1000	均匀分布

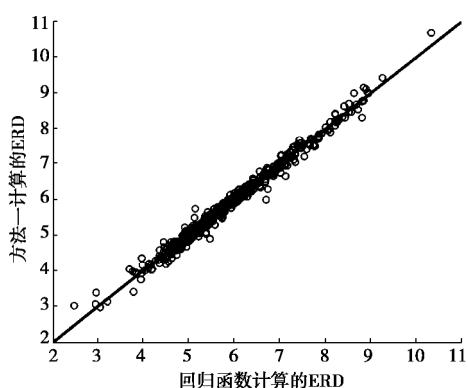


Fig. 4 Verification for regression function of ERD

同样地, 随机抽取 1000 组设计参数来验证修正分位数法与 ERD-QVM 的设计稳健性。表 6 给出了对比结果。修正分位数法的实际可靠度指标最小值及均值均大于 ERD-QVM 的结果, 表明修正分位数法总体上更保守。两种方法实际可靠度指标变异系数基本相差

表 6 基于 1000 组随机设计参数的实际可靠度指标统计

Table 6 Statistics of actual reliability index for 1000 verification cases

统计量	$b_T=2.0$		$b_T=2.5$		$b_T=3.0$		$b_T=3.5$	
	b_{MQ}/b_T	b_{EQ}/b_T	b_{MQ}/b_T	b_{EQ}/b_T	b_{MQ}/b_T	b_{EQ}/b_T	b_{MQ}/b_T	b_{EQ}/b_T
均值	1.04	1.01	1.04	1.01	1.03	1.01	1.02	1.01
变异系数	0.03	0.02	0.03	0.02	0.03	0.02	0.03	0.02
最大值	1.19	1.13	1.20	1.10	1.22	1.08	1.24	1.06
最小值	0.99	0.87	0.99	0.88	0.99	0.88	0.99	0.89

注: b_{MQ} 为修正分位数法估计的基础宽度对应的实际可靠度指标; b_{EQ} 为 ERD-QVM 估计的基础宽度对应的实际可靠度指标。

较小, 表明两种方法设计稳健性相似。ERD-QVM 的实际可靠度指标最小值可能低于目标可靠度, 表明 ERD-QVM 可能产生偏危险的设计。

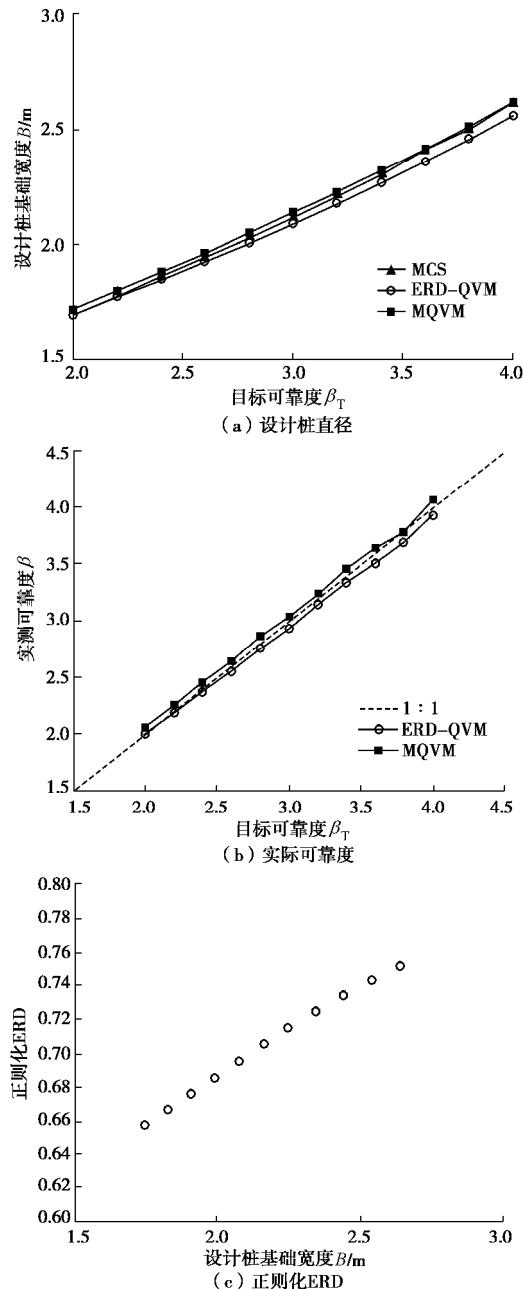


图 5 不同目标可靠度下 ERD-QVM 和修正分位数法设计结果对比

Fig. 5 Comparison of results by ERD-QVM and MQVM under various values of b_T

5 结 论

本文提出了基于修正分位数法的岩土工程简化可靠度设计方法。首先介绍了 ERD-QVM 和 QFOSM 的计算原理, 在此基础上提出了基于简单迭代算法的修正分位数法。以一个桩基础和一个方形基础为例阐明了所提方法的有效性。主要结论如下:

(1) 修正分位数法通过简单的迭代算法估计目标可靠度指标对应设计参数的设计值, 不仅能够有效地避免原始 ERD-QVM 需要建立设计参数与 ERD 间回归函数的问题, 而且能够得到合理的设计结果。

(2) 修正分位数法与 ERD-QVM 具有相似的设计稳健性。分析算例表明修正分位数法的设计结果总体上更保守, ERD-QVM 可能产生偏危险的设计。偏危险的设计对岩土结构物稳定性非常不利, 在实际工程中应尽量避免。

(3) 修正分位数法算法简单, 计算效率高, 能为工期紧迫条件下的岩土工程可靠度设计提供了一种有效分析工具。

参考文献:

- [1] LIU Y, HE L Q, JIANG Y J, et al. Effect of in-situ water content variation on the spatial variation of strength of deep cement-mixed clay[J]. Géotechnique, 2019, **69**(5): 391 – 405.
- [2] LIU Y, ZHANG W G, ZHANG L, et al. Probabilistic stability analyses of undrained slopes by 3D random fields and finite element methods[J]. Geoscience Frontiers, 2018, **9**(6): 1657 – 1664.
- [3] 邓志平, 牛景太, 潘 敏, 等. 考虑地层变异性与土体参数空间变异性的边坡可靠度全概率设计方法[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(6): 1083 – 1090. (DENG Zhi-ping, NIU Jing-tai, PAN Min, et al. Full probabilistic design method of slopes considering geological uncertainty and spatial variability of soil parameters[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(6): 1083 – 1090. (in Chinese))
- [4] 彭 兴, 李典庆, 曹子君, 等. 基于蒙特卡洛模拟的岩质边坡可靠度设计方法[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, **35**(增刊2): 3794 – 3804. (PENG Xing, LI Dian-qing, CAO Zi-jun, et al. Reliability-based design approach of rock slopes using Monte Carlo simulation[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, **35**(S2): 3794 – 3804. (in Chinese))
- [5] 陈祖煜, 黎康平, 李 旭, 等. 重力式挡土墙抗滑稳定容许安全系数取值标准初探[J]. 岩土力学, 2018, **39**(1): 1 – 10. (CHEN Zu-yu, LI Kang-ping, LI Xu, et al. A preliminary study of allowable factor of safety in gravity retaining wall stability analysis[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, **39**(1): 1 – 10. (in Chinese))
- [6] 李典庆, 周 强, 曹子君. 基于广义可靠指标相对安全率的岩土工程设计安全判据[J]. 岩土力学, 2019, **40**(10): 1 – 11. (LI Dian-qing, ZHOU Qiang, CAO Zi-jun. Safety criteria for geotechnical design based on the generalized reliability ratio of safety margin[J]. Rock and Soil Mechanics, 2019, **40**(10): 1 – 11. (in Chinese))
- [7] BASHA B M, BABU G S. Target reliability-based optimization for internal seismic stability of reinforced soil structures[J]. Géotechnique, 2012, **62**(1): 55 – 68.
- [8] GAO G H, LI D Q, CAO Z J, et al. Full probabilistic design of earth retaining structures using generalized subset simulation[J]. Computers and Geotechnics, 2019, **112**: 159 – 172.
- [9] FENTON G A, NAGHIBI F, DUNDAS D, et al. Reliability-based geotechnical design in 2014 Canadian highway bridge design code[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2015, **53**(2): 236 – 251.
- [10] KIM D, SALGADO R. Load and resistance factors for external stability checks of mechanically stabilized earth walls[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2011, **138**(3): 241 – 251.
- [11] PHOON K K, KULHAWY F H, GRIGORIU M D. Multiple resistance factor design for shallow transmission line structure foundations[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2003, **129**(9): 807 – 818.
- [12] Canadian Standards Association. Canadian Highway Bridge Design Code: CAN/CSA-S6-14[S]. Mississauga, Ont, 2014.
- [13] CEN (European Committee for Standardization). EN 1997-1 Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules[S]. Brussels, 2004.
- [14] GOH A T C, PHOON K K, KULHAWY F H. Reliability analysis of partial safety factor design method for cantilever retaining walls in granular soils[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2009, **135**(5): 616 – 622.
- [15] CHING J, PHOON K K, YU J W. Linking site investigation efforts to final design savings with simplified reliability-based design methods[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2013, **140**(3): 04013032.
- [16] BASHA B M, BABU G S. Target reliability-based optimisation for internal seismic stability of reinforced soil

- structures[J]. *Géotechnique*, 2012, **62**(1): 55 – 68.
- [17] XIAO T, LI D Q, CAO Z J, et al. Full probabilistic design of slopes in spatially variable soils using simplified reliability analysis method[J]. *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards*, 2017, **11**(1): 146 – 159.
- [18] WANG Y, CAO Z. Expanded reliability-based design of piles in spatially variable soil using efficient Monte Carlo simulations[J]. *Soils and Foundations*, 2013, **53**(6): 820 – 834.
- [19] 杨智勇, 李典庆, 曹子君, 等. 基于广义子集模拟样本加权法的边坡多失效模式可靠度分析[J]. *岩石力学与工程学报*, 2018, **37**(3): 630 – 641. (YANG Zhi-yong, LI Dian-qing, CAO Zi-jun, et al. Efficient analysis of slope reliability with multiple failure modes using sample weighting method in generalized subset simulation[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2018, **37**(3): 630 – 641. (in Chinese))
- [20] ZHANG Y, DER KIUREGHIAN A. Two improved algorithms for reliability analysis[C]// *Reliability and Optimization of Structural Systems*, 1995, Boston, MA.
- [21] JI J, ZHANG C, GAO Y, et al. Reliability-based design for geotechnical engineering: an inverse form approach for practice[J]. *Computers and Geotechnics*, 2019, **111**: 22 – 29.
- [22] YANG Z Y, CHING, J. A novel simplified geotechnical reliability analysis method[J]. *Applied Mathematical Modelling*, 2019, **74**: 337 – 349.
- [23] CHING J, PHOON K K. A quantile-based approach for calibrating reliability-based partial factors[J]. *Structural Safety*, 2011, **33**(4/5): 275 – 285.
- [24] CHING J, PHOON K K, YANG J J. Role of redundancy in simplified geotechnical reliability-based design-A quantile value method perspective[J]. *Structural Safety*, 2015, **55**: 37 – 48.
- [25] LOW B. K. Probabilistic insights on a soil slope in San Francisco and a rock slope in Hong Kong[J]. *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards*, 2019, **13**(4): 326 – 332.

本期广告索引

- 封 2 北京筑信达工程咨询有限公司
封 3 北京理正软件股份有限公司
封 4 南瑞集团水利水电技术分公司

DOI: 10.11779/CJGE202008011

软土区双线盾构施工引起的土体变形及孔压研究

丁智^{1,2}, 洪哲浩¹, 冯丛烈¹, 魏新江¹, 徐涛², 王涛³

(1. 浙大城市学院土木工程系, 浙江 杭州 310015; 2. 澳门大学土木与环境工程系, 澳门 999078;

3. 中设设计集团股份有限公司, 江苏 南京 210014)

摘要: 以杭州地铁2号线某盾构区间工程为背景, 推导饱和软土双线盾构掘进引起的土体变形及孔压理论解, 结合实际工程参数分析土体及超孔压变化规律; 控制切口附加推力、盾壳摩擦力和盾尾注浆压力的取值, 研究不同施工参数对土体竖向变形的影响。结果表明: 盾构接近研究断面时, 施工参数对土体变形的影响较大; 当双线盾构推进通过研究断面一定距离后, 其施工引起的横向地表位移变化和切口附加推力作用下的超孔压变化趋于稳定; 盾壳摩擦力对孔压的影响范围主要集中在盾构穿越一半长度内; 当双线盾构远离研究断面后, 盾尾注浆作用产生的超孔压力趋近于0; 研究结果可为杭州软土区类似盾构工程提供指导建议。

关键词: 软土; 双线盾构隧道; 盾构施工; 土体变形; 孔压变化

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)08-1465-09

作者简介: 丁智(1983—), 男, 博士, 副教授, 主要从事轨道交通施工及运营对周边环境影响研究方面的科研工作。

E-mail: dingz@zucc.edu.cn。

Soil deformation and excess pore water pressure caused by excavation of twin-bored tunnels in soft soil

DING Zhi^{1,2}, HONG Zhe-hao¹, FENG Cong-lie¹, WEI Xin-jiang¹, XU Tao², WANG Tao³

(1. Department of Civil Engineering, Zhejiang University City College, Hangzhou 310015, China; 2. Department of Civil and Environmental

Engineering, University of Macau, Macao 999078, China; 3. China Design Group Corporation Limited, Nanjing 210014, China)

Abstract: The theoretical solutions for the soil deformation and excess pore water pressure caused by excavation of twin-bored tunnels in saturated soft soil are given. The data from a project of twin-bored tunnels of the Hangzhou Metro Line 2 is used to validate these solutions. The effects of additional thrust, friction between the shield and the soil and tail void grouting on the vertical deformation of the soil are investigated. It is shown that when the shield is close to the reference section, the influence of such parameters on the soil deformation is great. After the shield passing the reference section for a certain distance, the lateral displacement of the ground surface and the excess pore water pressure tend to be stable. The influence of the friction between the shield and the soil on the excess pore water pressure is limited within half the length that the shield has passed. When the shield leaves the reference section, the excess pore water pressure generated by the tail void grouting approaches 0. The research may provide guidance for future tunnel projects in similar soft soil as in Hangzhou.

Key words: soft soil; twin-bored tunnel; shield tunneling; soil deformation; pore pressure change

0 引言

在地铁隧道建设的诸多施工方法中, 盾构法因施工速度较快以及对环境影响较小等特点成为首选, 但其施工时仍会对周围土体产生一定程度的扰动, 引起应力重分布, 并在土体中产生超孔隙水压力, 进而导致土体变形。一旦变形量超过警戒值, 就会威胁到邻近建筑物及地下管线等结构的安全^[1]。

现有关于盾构施工引起土体变形及孔压变化的研究方法主要有实测分析法、数值模拟法和理论计算法。

(1) 实测分析法

Peck^[2]、Attewell等^[3]、Mair等^[4]、Zhao等^[5]通过大量的实测数据进行反分析, 验证了地表沉降槽服从正态分布理论并对沉降槽宽度系数的取值进行了统计。Chen等^[6]对杭州地铁1号线实测数据进行分析, 得到土体竖直位移、深层水平位移及超孔隙压力随盾构掘进的变化规律。丁智等^[7]对软土区双线盾构施工引

基金项目: 国家自然科学基金项目(51508506); 浙江省自然科学基金联合基金(重点项目)(LHZ20E080001); 浙江省重点研发计划项目(2020C01102); 杭州市科技计划项目(20191203B44)

收稿日期: 2019-10-16

起的地表变形进行现场实测，分析地表变形规律及双线 Peck 公式在软土地区的适用性，研究土体损失率的取值。潘泓等^[8]通过动态监测小曲率半径段转弯盾构施工引起的土体分层沉降、水平位移、孔隙水压力的变化，分析了小曲率半径转弯隧道盾构掘进对紧邻土体的扰动规律。

(2) 数值模拟法

Oh 等^[9]通过三维有限元模拟研究盾尾注浆压力对隧道长期沉降的影响，提出了长期沉降不仅由土体损失引起还与隧道周围的土体压缩变形有关。Li 等^[10]采用三维建模分析盾构隧道与周围土体的变形关系，验证了不同路径的垂直位移以及孔隙压力分布均受土层性质影响。宋锦虎等^[11]通过建立三维流固耦合模型计算了施工参数引起的隧道周围超孔压，并与现场实测值进行对比。Luo 等^[12]、Li 等^[13]基于 Biot 理论及流变力学理论建立三维流固耦合模型，并进一步预测了盾构掘进引起的土体变形与孔压变化规律。

(3) 理论计算法

Sagasesa^[14]将隧道开挖所导致的土体损失等效为圆柱体，采用镜像法原理推导出地表变形计算公式。Verruijt 等^[15]在 Sagasesa 方法基础上，采用均匀径向土体移动模型，同时考虑地层损失及椭圆变形，推导了土体变形的二维解。Loganathan 等^[16]针对 Verruijt 解，利用 Lee 等^[17]提出的“间隙系数”的概念，采用更为合理的椭圆形非等量土体移动模型，得出了新的二维解。Guo 等^[18]在 Verruijt 等^[15]的理论解基础上，考虑了地表水的分布及作用，结合等效刚度原理得到双线盾构施工引起的土体变形计算公式。魏纲等^[19]基于双线平行盾构施工中由土体损失引起的土体变形二维解推导出三维解析解，分别计算了双线盾构掘进引起的土体变形。陈春来等^[20]建立了修正的三维 Peck 公式，考虑了先行隧道施工对后行隧道的影响因素，计算并叠加了先后行线隧道施工引起的土体沉降。

然而以上研究大部分将土体视为单相介质，实际上土体是由固、液、气三相物质所组成，因此对于饱和土变形须考虑孔隙水压力的消散所引起的相关变形。现有关于饱和土体单圆盾构施工引起的土体变形及孔压理论解研究仅见文献[1]，且缺少饱和土双线盾构掘进引起的地表变形及孔隙水压力理论计算分析及相应研究。本文以杭州地铁丰潭路站—古翠路站盾构隧道区间工程为背景，推导出饱和土双线盾构掘进引起的土体变形及孔压理论解，研究不同施工参数对土体竖向变形的影响；研究成果可为今后类似工程提供理论参考。

1 理论解研究

1.1 假定及模型

盾构在掘进时是动态变化的，且其位置变化十分复杂，为了便于理论公式推导和计算，笔者对盾构掘进过程作以下假定：①土体均质且各向同性；②假定盾构始终水平（平行于 y 轴）掘进；③盾构掘进过程中只考虑盾构机的切口附加推力、盾壳的摩擦力及盾尾的注浆压力影响；④盾构机切口的附加推力及盾壳的摩擦力均匀作用于掘进面及盾壳表面；⑤盾尾注浆压力沿盾尾半径方向均匀作用，且范围仅在盾构机后方 1.2 m（单环管片宽度）内；⑥仅考虑盾构在半无限空间位置上的掘进变化。

绘制双线盾构推进的力学模型如图 1 所示，假定图中右线隧道上的盾构机位于 xoz （即 $y=0$ 平面）进行开挖；左线隧道上的盾构机位于 $y=0$ 平面的对称面进行开挖；左右线隧道盾构机推进方向均平行于 y 轴。

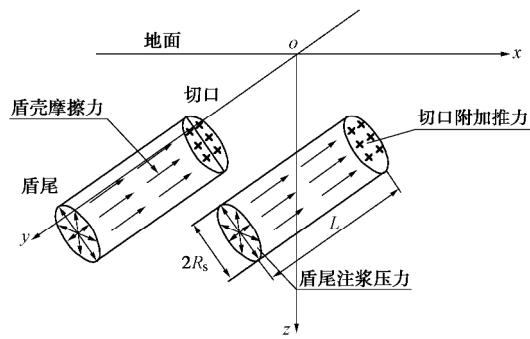


图 1 双线隧道盾构掘进力学模型图

Fig. 1 Double-tunnel shield tunneling model

1.2 集中力作用下土体变形和超孔压解

陈振建^[21]针对 Biot 固结变形，通过 McNamee 位移函数^[22]求解得到控制其变形的计算方程式，再使用 Hankel 变换^[23]推导得出土体内部某一任意点分别受到垂直及水平方向力时土体竖向变形和孔隙水压力的初始解。

土体内部 h 处受垂直方向力 F 作用的土体竖向变形为

$$\begin{aligned} \mathbf{m}_{zv} = & \frac{F}{8\pi G} \left\{ \frac{r^2 + 2(z-h)^2}{[r^2 + (z-h)^2]^{3/2}} + \right. \\ & \frac{2h^4 + 3h^2r^2 + r^4 + 4hz(3h^2 + r^2)}{[r^2 + (z+h)^2]^{5/2}} + \\ & \left. \frac{z^2(20h^2 + 3r^2) + 12hz^3 + 2z^4}{[r^2 + (z+h)^2]^{5/2}} \right\} \quad . \end{aligned} \quad (1)$$

超孔压解为

$$p_v = \frac{F}{4\pi} \left\{ -\frac{h-z}{[r^2 + (z-h)^2]^{3/2}} + \frac{h+z}{[r^2 + (z+h)^2]^{3/2}} + \right. \\ \left. \frac{2h[-r^2 + 2(h+z)^2]}{[r^2 + (z+h)^2]^{5/2}} \right\} \quad . \quad (2)$$

式中 μ_{zv} 为垂直力作用下 z 方向的土体位移 (m)； p_v

为垂直力引起的超孔压 (kPa); G 为剪切弹性模量 (kPa); r 为力作用点与土体单元的水平距离 (m)。

土体内部 h 处受水平方向力 F 作用土体竖向变形为

$$\mathbf{m}_{zh} = \frac{Fr \cos q}{8\pi G} \left\{ \frac{z-h}{[r^2 + (z-h)^2]^{3/2}} + \frac{z-h}{[r^2 + (z+h)^2]^{3/2}} - \frac{6hz(z+h)}{[r^2 + (z+h)^2]^{5/2}} \right\} ; \quad (3)$$

超孔压解为

$$P_h = \frac{Fr \cos q}{4\pi} \left\{ -\frac{1}{[r^2 + (z-h)^2]^{3/2}} - \frac{1}{[r^2 + (z+h)^2]^{3/2}} + \frac{6hz(z+h)}{[r^2 + (z+h)^2]^{5/2}} \right\} . \quad (4)$$

式中 μ_{zh} 为水平力作用下 z 方向的土体位移 (m); P_h 为水平力引起的超孔压 (kPa); θ 为力作用点与土单元连线同集中力在水平面上的夹角。

1.3 盾构施工引起的土体变形和超孔压解

丁智等^[1]基于饱和土集中力作用下土体变形和孔压解, 通过积分和公式推导, 提出了盾构施工引起的土体变形和超孔压解。

具体积分原理及计算公式见下:

(1) 双线盾构隧道切口附加推力引起的土体变形和超孔压解

对于双线盾构隧道, 其周围土体因受到盾构机切口附加推力的作用, 会产生竖向变形和超孔压。其积分原理如图 2 所示。

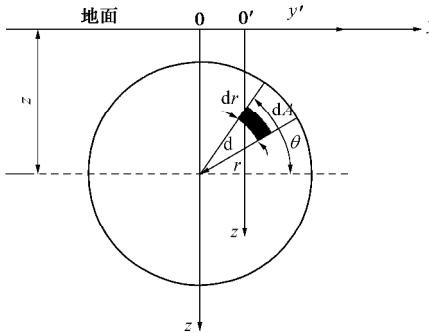


图 2 切口附加推力积分示意图

Fig. 2 Diagram of incision additional thrust integral

图 2 中, 针对切口附近任意 dA , 将其受到的力微分 $dF = qrdrdq$, 其坐标系为 $x'y'z'$, 土体内研究点埋设深度 $h = z_0 - r \cos q$, 转化坐标系后代入式 (3), (4) 得到土体竖向位移和超孔压的微分表达式为

$$dm_{z-q} = \frac{qrydrdq}{8\pi G} \left[\frac{z + r \sin q - z_0}{R_1^3} + \frac{z + r \sin q - z_0}{R_2^3} - \frac{6(z_0 - r \sin q)z(z - r \sin q + z_0)}{R_2^5} \right], \quad (5)$$

$$dP_q = \frac{qrydrdq}{4\pi} \left[-\frac{1}{R_1^3} - \frac{1}{R_2^3} + \frac{6(z_0 - r \sin q)(z - r \sin q + z_0)}{R_2^5} \right], \quad (6)$$

式中,

$$\begin{aligned} R_1 &= \sqrt{(x - r \cos q)^2 + y^2 + (z_0 - r \sin q - z)^2}, \\ R_2 &= \sqrt{(x - r \cos q)^2 + y^2 + (z_0 - r \sin q + z)^2}, \end{aligned} \quad (7)$$

式中, q 为切口附加推力 (kN/m^2), μ_{z-q} 为土体在 q 作用下的竖直方向位移 (m), P_q 为土体在 q 作用下的超孔压 (kPa), z_0 为隧道轴线埋深 (m), R_s 为盾构开挖半径 (m)。

将式 (5), (6) 进行积分可得到 q 引起的任意点 (x, y, z) 的土体变形和超孔压解:

$$m_{z-q} = \int_0^{2\pi} \int_0^{R_s} dm_{z-q}, \quad (8)$$

$$P_q = \int_0^{2\pi} \int_0^{R_s} dP_q. \quad (9)$$

(2) 双线盾构隧道盾壳摩擦力引起的土体变形和超孔压解

双线盾构隧道盾壳与土体之间的摩擦力 f 引起的土体位移和超孔压与切口附加推力 q 类似, 其原因是 q 和 f 均为平行于 y 轴方向上的力。其积分原理见图 3。

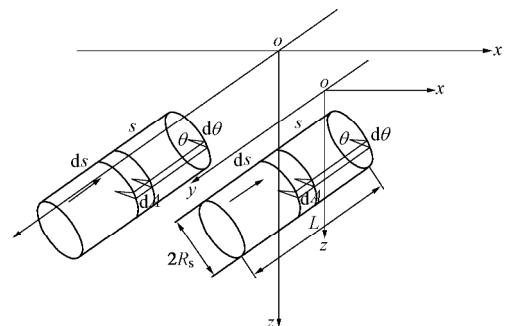


图 3 盾壳摩擦力积分示意图

Fig. 3 Diagram of shield shell friction integral

图 3 中, ds 是盾壳上任一微元体, 将其受到的力微分 $dF = fR_s ds dq$, 土体内研究点位于 $x'y'z'$ 坐标轴内, 埋设深度 $h = z_0 - r \cos q$, 转化坐标系后代入式 (3), (4) 得到土体竖向位移和超孔压的微分表达式为

$$dm_{z-f} = \frac{fR_s(y-s)dsdq}{8\pi G} \left[\frac{z + R_s \sin q - z_0}{R_1^3} + \frac{z + R_s \sin q - z_0}{R_2^3} - \frac{6(z_0 - R_s \sin q)z(z - R_s \sin q + z_0)}{R_2^5} \right], \quad (10)$$

$$dP_f = \frac{fR_s(y-s)dsdq}{4\pi} \left[-\frac{1}{R_1^3} - \frac{1}{R_2^3} + \frac{6(z_0 - R_s \sin q)(z - R_s \sin q + z_0)}{R_2^5} \right],$$

$$\left. \frac{6(z_0 - R_s \sin q)(z - R_s \sin q + z_0)}{R_2^5} \right] , \quad (11)$$

式中,

$$\begin{aligned} R_1 &= \sqrt{(x - R_s \cos \theta)^2 + (y - s)^2 + (z_0 - R_s \sin \theta - z)^2} , \\ R_2 &= \sqrt{(x - R_s \cos \theta)^2 + (y - s)^2 + (z_0 - R_s \sin \theta + z)^2} , \end{aligned} \quad (12)$$

式中, f 为盾壳摩擦力 (kN/m^2), μ_{zf} 为土体在 f 作用下的竖直方向位移 (m), P_f 为土体在 f 作用下的超孔压 (kPa), L 为盾构机长度 (m)。

将式 (10), (11) 进行积分可得到 f 引起的任一研究点 (x, y, z) 的土体变形和超孔压解:

$$\mathbf{m}_{z-f} = \int_0^{2\pi} \int_0^L \mathbf{d}\mathbf{m}_{z-f} , \quad (13)$$

$$P_f = \int_0^{2\pi} \int_0^L \mathbf{d}P_f . \quad (14)$$

(3) 双线盾构隧道盾尾注浆引起的土体变形和超孔压解

双线盾构隧道在同步注浆时产生的压力 p 可按竖直方向和水平方向分解为 p_v 和 p_h , 由于受到 p_h 作用下土体产生的竖向位移相较于 p_v 作用下很小, 故在积分时不将 p_h 纳入盾尾注浆压力中而用 p_v 的值来代替盾尾注浆压力。积分原理如图 4 所示。

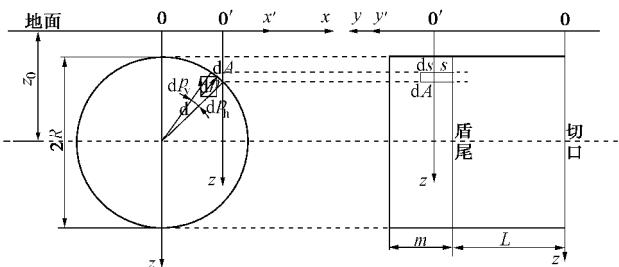


图 4 盾尾注浆压力积分示意图

Fig. 4 Diagram of shield tail grouting pressure integral

针对盾尾处任意微元体 dA , 将其受到的力微分 $dF = pR_s ds d\theta$ (F_h 微分为 $dF_h = pR_s \cos \theta ds d\theta$, F_v 微分为 $dF_v = pR_s \sin \theta ds d\theta$), 土体内部研究点其坐标位于坐标轴内, 埋设深度 $h = z_0 - r \cos \theta$, 转化坐标系后代入式 (1), (2) 得到土体竖向位移和超孔压的微分表达式为

$$\begin{aligned} \mathbf{d}\mathbf{m}_{z-p_z} &= \frac{pR_s \sin q ds d\theta}{8\pi G} \\ &\left\{ \frac{(x - R_s \cos q)^2 + (y - L - s)^2 + 2(z - z_0 + R_s \sin q)^2}{R_1^3} + \right. \\ &\frac{3(z_0 - R_s \sin q)^2 [(x - R_s \cos q)^2 + (y - L - s)^2]}{R_2^5} + \\ &\frac{2(z_0 - R_s \sin q)^4 + [(x - R_s \cos q)^2 + (y - L - s)^2]^2}{R_2^5} + \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &\frac{4z(z_0 - R_s \sin q)[3(z_0 - R_s \sin q)^2 + (x - R_s \cos q)^2 + (y - L - s)^2]}{R_2^5} + \\ &\frac{z^2[20(z_0 - R_s \sin q)^2 + 3(x - R_s \cos q)^2 + 3(y - L - s)^2]}{R_2^5} + \\ &\left. \frac{12(z_0 - R_s \sin q)z^3 + 2z^4}{R_2^5} \right\} . \quad (15) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \mathbf{d}P_{p_v} &= \frac{p_v R_s \sin q ds d\theta}{4\pi} \left\{ -\frac{z - R_s \sin q - z_0}{R_1^3} + \frac{z - R_s \sin q + z_0}{R_2^3} + \right. \\ &\left. \frac{2(z_0 - R_s \sin q)[(x - R_s \cos q)^2 + (y - L - s)^2 - 2(z_0 - R_s \sin q + z)^2]}{R_2^5} \right\}, \end{aligned} \quad (16)$$

式中,

$$\begin{aligned} R_1 &= \sqrt{(x - R_s \cos q)^2 + (y - L - s)^2 + (z_0 - R_s \sin q - z)^2} , \\ R_2 &= \sqrt{(x - R_s \cos q)^2 + (y - L - s)^2 + (z_0 - R_s \sin q + z)^2} , \end{aligned} \quad (17)$$

式中 p_v 为盾尾注浆压力竖直分力 (kN/m^2); \mathbf{m}_{z-p_v} 为土体在 p_v 作用下的竖直方向位移 (m); p_{p_v} 为土体在 p_v 作用下的超孔压 (kPa); M 为盾构机单环长度 (m)。

将公式 (15), (16) 进行积分可得到 p 引起的任一研究点 (x, y, z) 的土体变形和超孔压解:

$$\mathbf{m}_{z-p_v} = \int_0^{2\pi} \int_0^M \mathbf{d}\mathbf{m}_{z-p_v} , \quad (18)$$

$$P_{p_v} = \int_0^{2\pi} \int_0^M \mathbf{d}P_{p_v} . \quad (19)$$

(4) 双线盾构隧道土体损失引起的土体变形

Sagaseta^[14] 提出了地表在周围土体损失的情况下会产生变形:

$$s_{z_t} = \frac{V_{s_t}}{2\pi} \frac{z_0}{x^2 + z_0^2} \left[1 + \frac{y}{\sqrt{x^2 + y^2 + z_0^2}} \right] , \quad (20)$$

$$s_{z_t} = \frac{V_{s_t}}{2\pi} \frac{z_0}{x^2 + z_0^2} \left[1 + \frac{y - L}{\sqrt{x^2 + (y - L)^2 + z_0^2}} \right] , \quad (21)$$

式中, s_{z_t} 为在土体损失影响下土体产生的竖向位移, s_{z_t} 为在盾尾间隙影响下土体产生的竖向位移, V_{s_t} , V_{s_t} 为开挖面与盾尾的地层损失。

2 现场工程及地质条件

2.1 工程概况

本文以丰潭路站—古翠路站盾构区间实际工程为依托, 工程概况如下: 丰古区间主体位于杭州市西湖区, 双线隧道线路呈东西向敷设, 总长度为 1007.25 m, 其中上行线全长 503.386 m, 下行线全长 503.866 m, 埋深为 7.78~9.66 m。上、下行线盾构施工均采用日本石川岛土压平衡盾构, 其外径 $D_s = 6.34$ m, 主机长 $L = 8.58$ m。隧道衬砌结构为装配式钢筋混凝土管片,

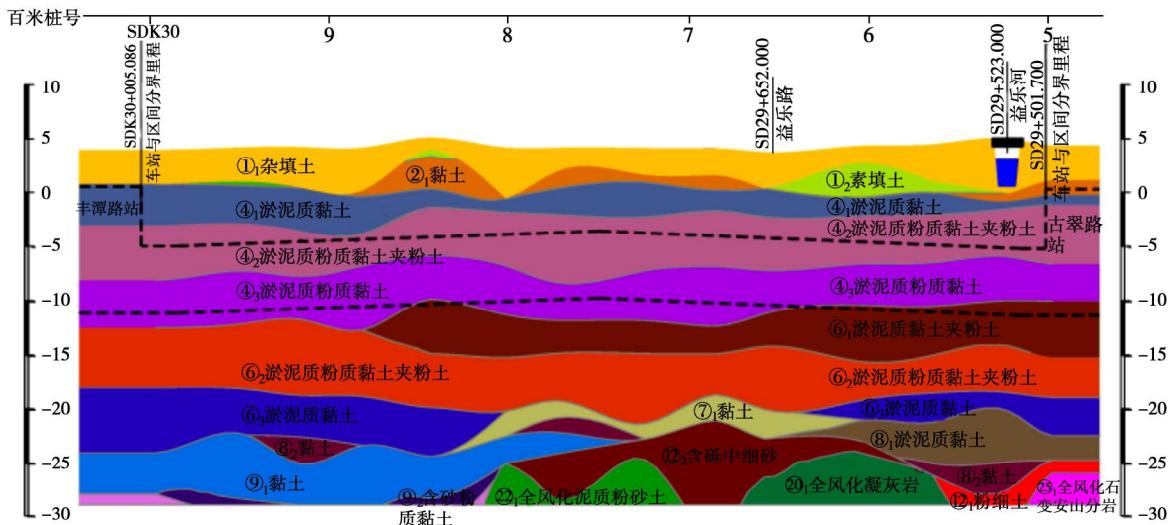


图 5 盾构掘进地质剖面示意图

Fig. 5 Schematic diagram of shield underlying geological section

表 1 各层土体参数

Table 1 Parameters of soil strata

主要土层	含水率 w/%	重度 $\gamma/(kN \cdot m^{-3})$	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $\phi/(^\circ)$	压缩模量 E_s/MPa
① ₁ 杂填土	—	18.0	8.0	12.0	3.0
① ₂ 素填土	—	18.5	10.0	10.0	2.5
② ₁ 黏土	33.7	18.0	12.0	14.0	4.5
④ ₁ 淤泥质黏土	46.0	17.6	7.0	13.0	1.6
④ ₂ 淤泥质粉质黏土夹粉土	36.5	18.3	8.0	20.0	3.5
④ ₃ 淤泥质粉质黏土	42.1	18.0	9.0	15.0	3.0
⑥ ₁ 淤泥质黏土夹粉土	40.1	17.8	12.0	16.0	3.8

采用错缝拼接, 纵向及环向均采用高强度抗弯螺栓连接, 管片内径 5.5 m, 外径 6.2 m, 环宽 1.2 m, 厚 0.35 m。

2.2 地质条件

本试验研究对象盾构下穿地质剖面如图 5 所示。盾构主要穿越土层如下: ①₁ 杂填土, ①₂ 素填土, ②₁ 黏土, ④₁ 淤泥质黏土, ④₂ 淤泥质粉质黏土夹粉土, ④₃ 淤泥质粉质黏土, ⑥₁ 淤泥质黏土夹粉土。本试验盾构下穿均为软弱地层, 具有低强度、低渗透性、高压缩性的特点, 场地主要土层的物理力学参数如表 1。

3 计算结果分析

3.1 参数取值

盾构掘进过程中, 切口附加推力 q 、盾壳摩擦力 f 以及盾尾注浆压力 p 的取值方法如下。

将盾构掘进至开挖面轴线时的压力值与这一位置的土压力初始设定值(水平方向平行于 y 轴)的差作为切口附加推力 q 。

盾壳摩擦力 f 为

$$f = \frac{1 + K_0}{2} \mu R_s Z_0 , \quad (22)$$

式中, μ 为盾壳与周围土体间摩擦产生的摩擦力系数, 取值见文献[24], K_0 为静止土压力系数, R_s 为盾构半

径 (m), Z_0 为隧道轴线埋深 (m)。

盾构通过后由于盾尾与土体存在一定的空隙, 会使周围土体出现应力释放, 逐渐向隧道轴线方向移动, 进而产生变形。考虑释放的应力影响后, 采用下述公式对盾尾注浆压力 p 进行取值:

$$p = p_g - 0.3s_0 , \quad (23)$$

式中, p_g 为实际注浆压力 (kPa), s_0 为注浆处土压力初始值 (kPa)。

本文以监测断面 SD160 为研究断面, 计算时所需参数数值: 盾构半径 $R_s=3.1$ m; 盾构机长度 $L=8.58$ m; 土体剪切模量 $G=4$ MPa; 隧道轴线埋深 $Z_0=12.76$ m。采用上述的计算方法得到的 3 种施工参数数值分别为: 盾壳摩擦力 $f=39.35$ kPa; 切口附加推力 $q=75.07$ kPa; 盾尾注浆压力 $p=226.32$ kPa。

3.2 地表变形分析

地表变形计算结果如图 6(a)~(c) 所示。随着左线距计算断面越近, 在切口附加推力 q 、盾壳摩擦力 f 、盾尾注浆压力 p 、土体损失 V_s 各参数作用下双线盾构施工引起的地表变形逐渐增加。当左线距计算断面 0 m 时, 由切口附加推力 q 引起的地表隆起和沉降最大值为左线距计算断面 50 m 时的 2.12 倍和 1.66 倍; 由盾壳摩擦力 f 引起的地表隆起和沉降最大值分

别为左线距计算断面 50 m 时的 1.97 倍和 1.96 倍; 由盾尾注浆压力 p 引起的地表隆起和沉降最大值为左线距计算断面 50 m 时的 2.21 倍和 1.44 倍; 由土体损失 V_s 引起的地表沉降最大值为左线距计算断面 50 m 时的 1.15 倍; 总累计值为左线距计算断面 50 m 时的 1.25 倍。地表变形在左线未到达计算断面时, 均出现了双峰的形状, 其原因是左右线掘进均对周围土体产生扰动, 而由于左线为后行线, 土体在二次扰动的作用下, 其峰值要大于右线。

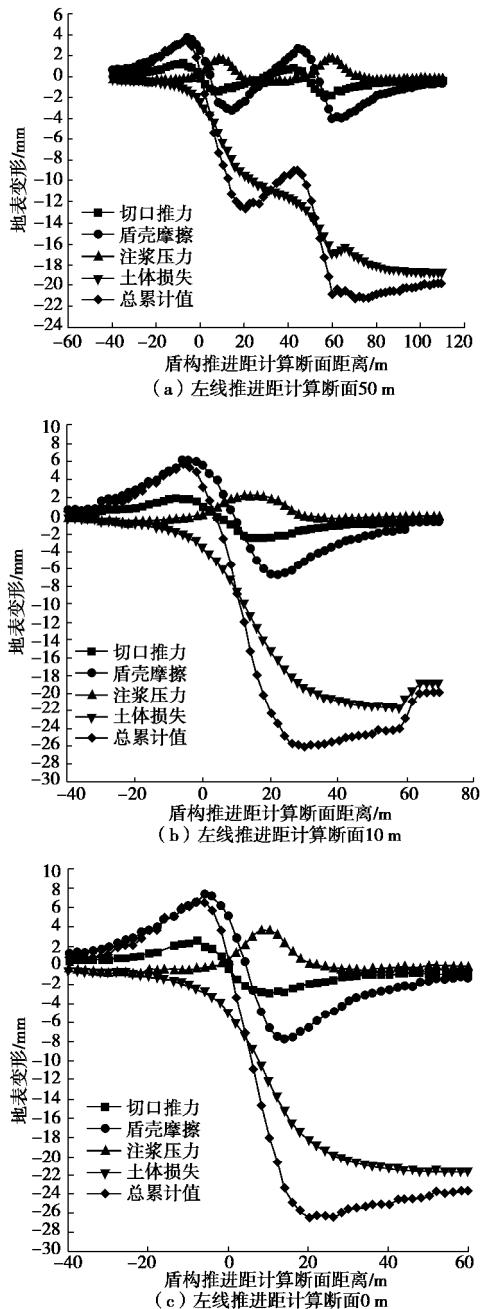


图 6 双线盾构施工引起的纵向地表变形

Fig. 6 Deformations of longitudinal surface caused by double-shield construction

结合图 6 (c) 分析, 当双线盾构推进至距研究断面 0 m (即刚好掘进至研究断面所在环号) 时, 切口

附加推力 q 施工引起的地表变形关于纵轴呈反对称形状。盾构切削处地表为隆起状态, 隆起峰值出现在双线盾构到达前 9 m 处, 为 2.7 mm; 盾壳摩擦力 f 施工引起的地表变形关于 SD160 断面呈反对称形状, 左半部分为隆起, 右半部分为沉降, 且隆起与沉降的峰值相同, 均为 7.5 mm; 切口附加推力 q 施工引起的地表变形整体呈隆起状态, 其隆起变形关于横轴 $y=10$ 呈对称形状, 隆起峰值出现在双线盾构距研究断面 9.5 m 处, 为 4 mm。当双线盾构推进至距研究断面距离超过 10 m 时, 在切口附加推力 q 和盾壳摩擦力 f 作用下地表变形较大, 且切口附加推力 q 作用下的地表变形量约为盾壳摩擦力 f 作用下的 1/2。双线盾构推进距研究断面距离超过 20 m 后, 地表在切口附加推力 q 和盾壳摩擦力 f 作用下产生的沉降出现回弹现象 (这一阶段受同步注浆影响), 最终趋于稳定, 而从图中可以看出该时段的地表变形主要是由土体损失引起的。

且如图 6 (a) ~ (c) 所示, 在双线盾构隧道掘进过程中, 地表隆起主要由盾构机摩擦力、开挖面附加推力以及盾尾注浆压力过大所导致, 且盾壳摩擦力占比较大; 地表沉降主要由盾尾土体损失所导致, 因此在实际施工中可根据盾构机推进位置不同分阶段控制施工参数, 进而控制相应地表变形。尤其在双线盾构机尾部, 应严格控制盾构管片形状及保证盾尾注浆压力的稳定, 提高管片拼装精度避免管片产生脱离现象, 尽可能减小盾尾土体损失。

图 7 表明双线盾构施工参数引起的横向地表位移, 随着盾构距研究断面距离的增大而增大。地表横向变形峰值出现在 $y=20$ 时, 为 18.67 mm。当双线盾构未掘进至 SD160 断面时, 施工引起的横向地表位移为隆起变形, 通过时横向地表变形迅速发展为沉降。当双线盾构推进至研究断面 20 m 后, 其引起的横向地表位移稳定在 -19 mm 左右。这与文献 [6, 7, 25] 的实测数据变化规律基本一致: 当盾构掘进至测点 $4R_s \sim 6 R_s$ 时, 地面出现隆起变形; 盾构机通过测点下方时, 地面开始产生沉降变形; 盾尾远离测点约 $3R_s \sim 4R_s$ 后, 地面沉降达到瞬时沉降的峰值; 且随着时间的增加受扰动的土体会产生排水固结, 地面又逐渐开始产生一定程度的沉降变形。这也验证了本文理论解的正确性。且和单线盾构隧道相比, 双线平行隧道掘进引起的沉降槽宽度明显增加, 但地表沉降曲线仍呈对称性, 这主要是由于本文左、右线土体损失取相同值的原因所致。

3.3 超孔隙水压力分析

分析图 8 可得, 双线盾构施工切口附加推力引起的水平轴线孔压曲线关于横坐标 $L=8.5$ m (即盾构长度) 呈对称形状。双线盾构施工中切口附加推力 q 产生的孔压值随着盾构离研究断面的距离增加而迅速

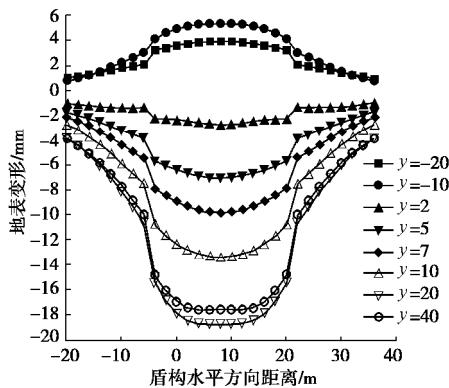


图 7 双线盾构施工引起的横向地表变形

Fig. 7 Deformations of lateral surface caused by double-shield construction

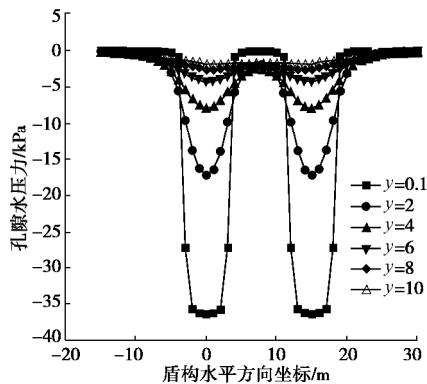


图 8 双线盾构施工切口附加推力引起的水平轴线孔压变化

Fig. 8 Variation of horizontal axis pore pressure caused by additional thrust of double-shield construction

下降。当盾构刚离开 SD160 断面 0.1m 时, 切口附加推力 q 作用下产生的孔压为 36 kPa, 当盾构距研究断面为 2 m 时, 切口附加推力 q 作用下产生的孔压下降到 17 kPa。由此可见盾构刚离开时对孔压变化的影响较大。当双线盾构通过研究断面 4 m 后, 切口附加推力 q 作用下的孔压变化趋于稳定。

由图 9 可知, 双线盾构施工盾壳摩擦力引起的水平轴线孔压曲线同样呈对称分布, 其峰值出现在盾构推进至测点的位置。对于在双线盾构施工中盾壳摩擦力 f 作用下产生的孔压, 当盾构距 SD160 断面为 4 m 即大约是盾构机长度的 1/2 时, 其对应的曲线在图中近似为一条水平线, 其原因是研究断面左右孔压相抵消, 而双线盾构在掘进时有水平距离, 故叠加后呈对称形状, 整体孔隙水压力数值近似为 0。并且在盾壳摩擦力 f 作用下产生的孔压影响范围主要集中在盾构穿越一半长度的 ±4 m 内。

观察图 10 可得其曲线关于横坐标 $L=8.5$ m (即盾构机长度) 呈现对称分布, 这一规律与之前曲线类似, 符合双线平行隧道的特点。针对双线盾构施工中盾尾

注浆压力 p 作用下产生的孔压, 当盾构距断面 6 m 后, 因 p 作用产生的孔压迅速增大, 而当盾构距断面 12 m 后, p 作用产生的孔压基本稳定降至 0。

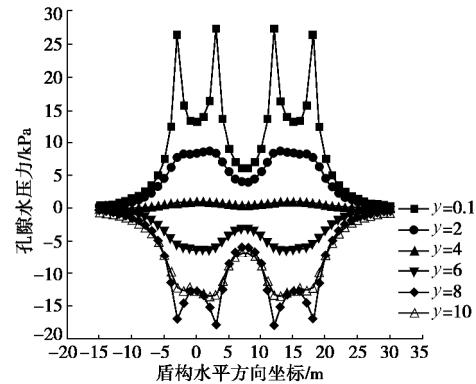


图 9 双线盾构施工盾壳摩擦力引起的水平轴线孔压变化

Fig. 9 Variation of horizontal axis pore pressure caused by friction of shield shell of double-line shield construction

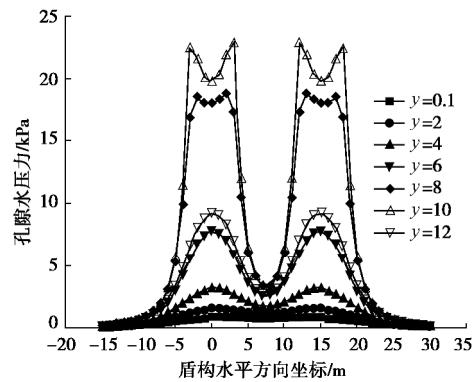


图 10 双线盾构施工盾尾注浆压力引起的水平轴线孔压变化

Fig. 10 Variation of horizontal axis pore pressure caused by grouting pressure at shield tail of double-line shield construction

将由切口附加推力 q 、盾壳摩擦力 f 和盾尾注浆压力 p 作用产生的孔压值叠加, 绘制孔压累计变化曲线如图 11。分析可知, 双线盾构开挖引起的孔压峰值主要出现在盾构刚到达和刚离开研究断面时。切口附加推力 q 和盾壳摩擦力 f 是盾构未推进至研究断面前孔压变化的主要影响因素, 盾尾注浆压力 p 和盾壳摩擦力 f 是盾构离开研究断面后孔压变化的主要影响因素。由此可在盾构掘进中分阶段控制施工参数, 保证孔隙水压力值不出现异常变化。

且由图 8~11 理论分析结果可知, 双线盾构施工引起的土体超孔隙水压力变化可分为 4 个阶段: ① 盾构机刀盘接近前, 会产生比较大的负孔压, 主要原因是切口附近的土体向盾构隧道内涌人, 而外围的水却补给不及时所导致, 即刀盘切削土体时产生卸荷作用出现负的孔压。② 刀盘通过后至 R_s 距离期间, 土体受

盾构机施工的挤压作用及机身摩擦力作用,孔压值明显增加。③盾尾临近时,受到补偿注浆压力的作用,孔压值再次升高。④盾尾通过后,由于盾尾空隙的影响,孔压值会产生明显下降的现象。这与文献[8]的孔压实测变化规律基本吻合,这也进一步验证了本文理论解的正确性。

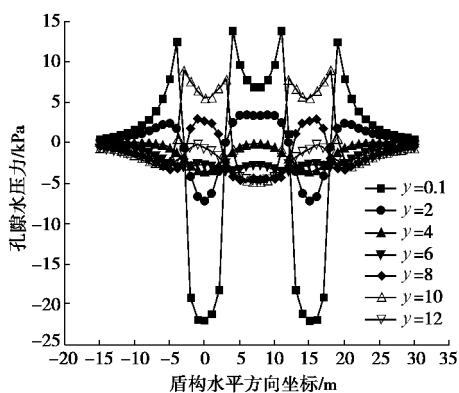


图 11 双线盾构 3 种施工参数引起的水平轴线孔压累计变化

Fig. 11 Cumulative variation of horizontal axis pore pressure caused by three construction parameters of double-line shield

4 结 论

(1) 左线盾构距计算断面越近,施工参数对地表变形的影响也就越大,由开挖面附加推力、盾构机身摩擦力及盾尾注浆压力引起地表变形在左线未到达计算断面时,均出现了双峰的形状。

(2) 双线盾构到达前,横向地表位移以隆起为主,通过时迅速向沉降发展,盾尾通过一定距离后达到瞬时沉降的峰值,且沉降槽宽度相比单线隧道明显增加。

(3) 盾壳摩擦力作用的孔压影响范围主要集中在盾构穿越一半长度的±4 m 内;当双线盾构通过研究断面 4 m 后,切口附加推力引起的孔压变化趋于稳定;当双线盾构距计算断面 12 m 后,由盾尾注浆压力产生的孔压数值趋近于 0。

(4) 双线盾构施工引起的土体超孔隙水压力响应可分为 4 个阶段,包括刀盘接近前、刀盘通过后开始至通过一定距离期间、盾尾临近时以及盾尾通过后。

限于篇幅,关于双线盾构隧道掘进距离不一致、左右线土体损失取不同值以及不同直径盾构掘进引起的土体变形及孔压分布规律将另撰文分析。

参 考 文 献:

- [1] 丁智,王凡勇,魏新江,等.饱和土盾构施工引起的三维土体变形及孔隙水压力研究[J].岩石力学与工程学报,2018,37(9): 2189–2199.(DING Zhi, WANG Fan-yong, WEI Xin-jiang, et al. Three-dimensional deformation and

pore pressure caused by shield construction in saturated soil[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2018, 37(9): 2189–2199. (in Chinese))

- [2] PECK R B. Deep excavations and tunneling in soft ground[C]// Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1969, Mexico: 225–281.
- [3] ATTEWELL P B, FARMER I W. Ground deformations resulting from shield tunnelling in london clay[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1974, 11(3): 380–395.
- [4] MAIR R J, TAYLOR R N, BRACEGIRDLEA . Subsurface settlement profiles above tunnels in clays[J]. Géotechnique, 1993, 43(2): 315–320.
- [5] ZHAO W, JIA P, ZHU L, et al. Analysis of the additional stress and ground settlement induced by the construction of double-o-tube shield tunnels in sandy soils[J]. Applied Sciences, 2019, 9(7): 1399.
- [6] CHEN R P, ZHU J, LIU W, et al. Ground movement induced by parallel EPB tunnels in silty soils[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2011, 26(1): 163–171.
- [7] 丁智,王凡勇,魏新江.软土双线盾构施工地表变形实测分析与预测[J].浙江大学学报(工学版),2019,53(1): 66–73. (DING Zhi, WANG Fan-yong, WEI Xin-jiang. Prediction and analysis of surface deformation caused by twin shield construction in soft soil[J]. Journal of Zhejiang University (Engineering Science Edition), 2019, 53(1): 66–73. (in Chinese))
- [8] 潘泓,苏文渊,瞿国林,等.小曲率半径转弯隧道盾构施工扰动实测分析[J].岩石力学与工程学报,2017,36(4): 1024–1031. (PAN Hong, SU Wen-yuan, HUO Guo-lin, et al. Soil disturbance induced by shield advancing through a small radius path[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2017, 36(4): 1024–1031. (in Chinese))
- [9] OH J Y, PARK H, KIM D, et al. Study on the effect of tail void grouting on the short-and long-term surface settlement in the shield TBM Tunneling using numerical analysis[J]. Journal of Korean Tunnelling and Underground Space Association, 2017, 19(2): 265–281.
- [10] LI Y, CUI Z D, TAN J. Numerical simulation of longitudinal settlement of shield tunnel in the coastal city Shanghai[J]. Marine Georesources & Geotechnology, 2017, 35(3): 365–370.
- [11] 宋锦虎,缪林昌,戴仕敏,等.盾构施工对孔压扰动的三维流固耦合分析[J].岩土工程学报,2013,35(2): 302–312.

- (SONG Jin-hu, MIAO Lin-chang, DAI Shi-min, et al. 3D coupled mechanical and hydraulic analysis of pore water pressure disturbed by shield tunnelling[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(2): 302 – 312. (in Chinese))
- [12] LUO Z J, LI Z, TAN J, et al. Three-dimensional fluid–soil full coupling numerical simulation of ground settlement caused by shield tunneling[J]. European Journal of Environmental and Civil Engineering, 2018, **26**(1): 1 – 15.
- [13] LI Z, LUO Z J, XU C H, et al. 3D fluid-solid full coupling numerical simulation of soil deformation induced by shield tunneling[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2019, **90**(8): 174 – 182.
- [14] SAGASETA C. Analysis of undrained soil deformation due to ground loss[J]. Géotechnique, 1987, **37**(3): 301 – 320.
- [15] VERRUIJT A, BOOKER J. R. Surface settlement due to deformation of a tunnel in an elastic half plane[J]. Géotechnique, 1996, **46** (4): 753 – 756
- [16] LOGANATHAN N, POULOS H G. Analysis prediction for tunneling-induced ground movement in clays[J]. Journal of Geotechnical and Geo-environmental Engineering, 1998, **124**(9): 846 – 856.
- [17] LEE K M, ROWE R K, LO K Y. Subsidence owing to tunneling(I): estimating the gap parameter[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1992, **29**(6): 929 – 940.
- [18] GUO C X, GUAN X M, SHI LL, et al. The influence of earth pressure balanced shield tunnel underpassing coastal water body on stratum deformation[J]. Journal of Coastal Research, 2018, **83**(S0): 237 – 246.
- [19] 魏 纲, 庞思远. 双线平行盾构隧道施工引起的三维土体变形研究[J]. 岩土力学, 2014, **35**(9): 2562 – 2568. (WEI Gang, PANG Si-yuan. Study of three-dimensional soil deformation caused by double-line parallel shield tunnel construction[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, **35**(9): 2562 – 2568. (in Chinese))
- [20] 陈春来, 赵城丽, 魏 纲, 等. 基于 Peck 公式的双线盾构引起的土体沉降预测[J]. 岩土力学, 2014, **35**(8): 2212 – 2218. (CHEN Chun-lai, ZHAO Cheng-li, WEI Gang, et al. Prediction of soil settlement induced by double-line shield tunnel based on peck formula[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, **35**(8): 2212 – 2218. (in Chinese))
- [21] 陈振建. 半无限饱和土内部作用集中力的初值解[J]. 水利水运科学研究, 2000(2): 33 – 38. (CHEN Zhen-jian. Initial solution of semi-infinite saturated soil loaded by internal concentrated force[J]. Journal of Nanjing Hydraulic Research Institute, 2000(2): 33 – 38. (in Chinese))
- [22] MCNAMME J, GIBSON R E. Displacement function and linear transform applied to diffusion through porous elastic media[J]. Quarterly Journal of Mechanics and Applied Mathematics, 1960, **13**(1): 98 – 111.
- [23] SNEDDON I N. Fourier Transforms[M]. New York: McGraw-Hill, 1951: 52 – 57.
- [24] 许宏发, 吴华杰, 郭少平, 等. 桩土接触面单元参数分析 [J]. 探矿工程(岩土钻掘工程), 2002(5): 10 – 12. (XU Hong-fa, WU Hua-jie, GUO Shao-ping, et al. Study on the parameters of pile soil contact surface element[J]. Prospecting Engineering (Rock and Soil Drilling Engineering), 2002(5): 10 – 12. (in Chinese))
- [25] 魏新江, 周 洋, 魏 纲. 土压平衡盾构掘进参数关系及其对地层位移影响的试验研究[J]. 岩土力学, 2013, **34**(1): 73 – 79. (WEI Xin-jiang, ZHOU Yang, WEI Gang. Research of EPB shield tunneling parameter relations and their influence on stratum displacement[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, **34**(1): 73 – 79. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202008012

一种模拟节点达西渗透流速的双重网格多尺度有限单元法

赵文凤¹, 谢一凡^{*2}, 吴吉春¹

(1. 南京大学地球科学与工程学院, 江苏南京 210023; 2. 河海大学水利水电学院, 江苏南京 210024)

摘要: 提出了一种用于模拟节点达西渗透流速的双重网格多尺度有限单元法(D-MSFEM)。该方法是多尺度有限单元法(MSFEM)与VedatBatu双重网格技术(D-FEM)的有机结合, 不仅可以应用双重网格技术获得连续、精确的水头一阶导数, 还可以应用多尺度基函数直接在粗网格上求解水头和达西渗透流速, 从而突破了传统有限元基础框架的限制, 具有极高的计算效率。同时, D-MSFEM还可以应用粗尺度节点的达西渗透流速和多尺度基函数直接获得细尺度节点的达西渗透流速, 而无需在精细尺度上求解, 能够节约大量的计算消耗。应用D-MSFEM和多种传统达西渗透流速计算方法对地下水稳定流和非稳定流进行了模拟, 结果显示D-MSFEM具有极高的模拟效率和精度。该方法可为高效计算地下水达西渗透流速问题提供新途径。

关键词: 双重网格技术; 多尺度有限单元法; 达西渗透流速; 地下水流; 数值模拟

中图分类号: TU45 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)08-1474-08

作者简介: 赵文凤(1994—), 男, 江苏淮安人, 硕士研究生, 主要从事地下水水流数值模拟方面的研究工作。E-mail: MF1729038@smail.nju.edu.cn。

A dual-mesh multiscale finite element method for simulating nodal Darcy velocities in aquifers

ZHAO Wen-feng¹, XIE Yi-fan², WU Ji-chun¹

(1. School of Earth Sciences and Engineering, Nanjing University, Nanjing 210023, China; 2. College of Water Conservancy and Hydropower Engineering, Hohai University, Nanjing 210024, China)

Abstract: A dual-mesh multiscale finite element method (D-MSFEM) is developed to simulate nodal Darcy velocities in aquifers. It is a combination of the multiscale finite element method (MSFEM) and the dual-mesh finite element method (D-FEM). D-MSFEM can obtain continuous first-order head derivatives and solve the head and nodal Darcy velocities directly on the coarse grid without the necessity for solving Darcy equation specifically. Therefore, it breaks through the limitations of the traditional finite element basic framework and improves the computational efficiency extremely in comparison to the traditional methods for nodal Darcy velocities. D-MSFEM can also directly obtain the fine-scale nodal Darcy velocities by using the coarse-scale nodal Darcy velocities and the multiscale base functions, which can save a lot of computational cost. D-MSFEM is compared with some traditional methods for nodal Darcy velocities in the simulation of groundwater steady flow and transient flow. The results show that D-MSFEM achieves higher simulation efficiency and accuracy. This study may provide a new approach to simulate nodal Darcy velocities in aquifers efficiently.

Key words: dual-mesh technique; multiscale finite element method; Darcy velocity; groundwater flow; numerical simulation

0 引言

在地下水系统的热量和质量运移问题的模拟中, 连续、精确的达西渗透流速能够提高对流-弥散方程的模拟精度^[1]。因此, 对获取精确、高效的达西渗透流速的地下水数值算法的研究具有重要意义^[2-4]。然而, 传统有限元类的达西渗透流速算法受到有限元基础框架的限制, 在模拟大尺度、非均质等情况下地下水

问题时, 常需要更为精细的网格剖分来保证网格单元内部渗透系数可以视为常数, 以此来保证计算精度,

基金项目: 国家自然基金青年基金项目(41702243); 国家自然科学基金—新疆联合项目(U1503282); 中央高校基本业务费项目(2018B05114)

收稿日期: 2019-07-07

通信作者(E-mail: yfxie@hhu.edu.cn)

而精细剖分却要占用大量的计算时间与计算消耗, 导致计算效率较低^[5]。因此本文应用多尺度有限单元法 (MSFEM)^[6-13]改进传统达西渗透流速算法, 多尺度基函数可以直接在粗网格上求解水头和达西渗透流速, 能在保证计算精度的同时提升计算效率, 从而解决有限元框架的限制。笔者在前期工作中, 已经证明了用 MSFEM 改进三次样条技术形成的算法^[14-17]和用 MSFEM 改进 Yeh 的伽辽金模型形成的算法^[18]的有效性。

与其他传统达西渗透流速算法相比, VedatBatu 的双重网格技术^[19]原理更简单、直接, 技术上更易于操作。与其他方法不同, 该算法仅仅需要应用有限元法求解水流方程即可, 无需专门求解达西方程, 因而非常易于工程人员的理解和实施。该算法的主要思想是: 在原有的剖分网格基础上, 将内部节点平移一段极小的距离, 并将平移后的点视为原节点, 通过平移前后的水头差和位移差, 再结合达西定律即可求解出该点达西渗透流速。通过此方法求出的达西渗透流速具有连续性, 因而具有很高的计算精度。然而, 如前文所述, 该算法受到有限元框架的限制, 计算效率较低。地下水问题具有非均质性, 且研究区域常具有较大尺度。因而, 在使用包括双重网格技术在内的传统达西渗透流速方法时需要精细剖分保证精度, 需要大量的计算消耗。

因此, 本文将双重网格技术与多尺度有限单元法有机结合, 提出了双重网格多尺度有限单元法 (D-MSFEM)。D-MSFEM 的主要思想是: 先将研究区剖分多尺度网格, 运用多尺度有限单元法高效求解各节点的水头值; 再将研究区网格沿所求达西渗透流速方向的坐标轴平移一段极小距离, 并在平移后的网格上运用多尺度有限单元法二次求解水头, 从而得到同一点平移前后的水头差和位移差; 最后结合双重网格技术求解出连续的水头一阶导数, 从而获得连续、精确的达西渗透流速。本文的数值试验将 D-MSFEM 与 VedatBatu 的 D-FEM^[19]以及精度更高的 Yeh 的伽辽金有限元模型^[20]等传统方法进行了比较, 结果显示 D-MSFEM 能够仅应用和传统方法相近的时间即可获得精细剖分网格上的所有水头值和达西渗透流速值, 并具有很高的计算精度。

1 原理和算法

1.1 D-MSFEM 的网格构造

图 1 展示了双重网格多尺度有限单元法的第一重网格构造, 设研究区域原点为 (0, 0), 将研究区剖分成 $N \times N$ 个粗网格单元, 用粗实线表示。每个粗网格

单元再剖分成 8 个细网格单元, 用细虚线表示。图 1 只画出了边界上的单元剖分, 中间单元省略, 用点虚线表示。其中 $ijkl$ 为一示例粗网格单元。

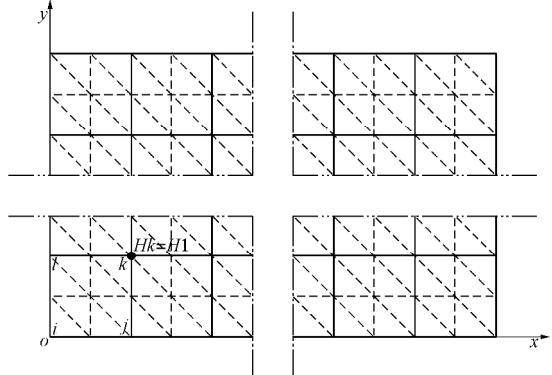


图 1 双重网格多尺度有限元法 (D-MSFEM) 的研究区第一重 (原) 网格

Fig. 1 Original study region mesh of D-MSFEM

在此基础上, D-MSFEM 应用双重网格技术进行第二重网格构造。以求解 x 方向上达西渗透流速的网格为例(图 2), 粗实线代表平移之前的原粗网格边界, 粗虚线代表平移之后的粗网格边界, 细虚线代表对平移之后的粗网格精细剖分。图 2 中, 平移之前的粗网格单元 $ijkl$ 经过平移之后变成 $ij'k'l'$ 。主要思想是, 保持研究区边界条件不变, 内部垂向的粗网格线沿着坐标轴 x 方向向右平移一段极小距离 Δx 。在左右边界条件不变的前提下, 平移之后靠左边界的第 1 列单元的水平尺度扩大 Δx , 平移之后靠右边界的最后一列单元的水平尺度缩小 Δx , 中间单元大小不变, 只是位置向右平移了 Δx 。平移之后的研究区内部粗网格(粗虚线)和研究区外边界重新构成了一组 $N \times N$ 的粗网格单元, 再将每个粗网格剖分成 8 个细网格单元。

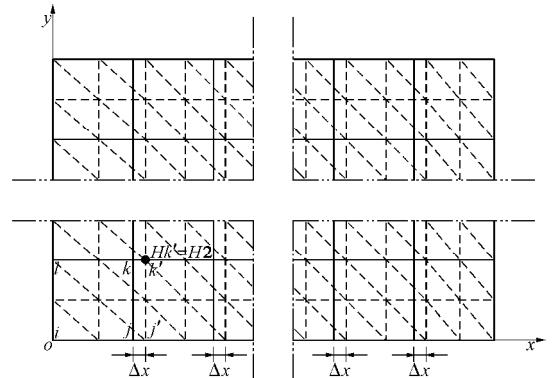


图 2 双重网格多尺度有限元法 (D-MSFEM) 的研究区第二重 网格

Fig. 2 Second study region mesh of D-MSFEM

1.2 构造基函数

D-MSFEM 通过求解简化的椭圆方程构造基函数, 能够有效抓住细尺度的信息。设坐标轴方向与渗

透系数张量的主方向一致, 示例粗网格单元为 $ijkl$, 顶点按照逆时针顺序分别为 i, j, k, l , 相应节点的基本函数分别为 Y_i, Y_j, Y_k, Y_l 。以构造基函数 Y_i 的过程为例, 考虑在粗网格单元 $ijkl$ 上的简化的椭圆方程:

$$-\nabla \cdot (\mathbf{K} \nabla Y_i) = 0 \quad (x, y) \in ikl , \quad (1)$$

式中, $\mathbf{K} = \begin{bmatrix} K_x & 0 \\ 0 & K_y \end{bmatrix}$ 为渗透系数张量, K_x, K_y 分别为坐标轴 x 方向, y 方向的渗透系数分量。此方程可以采用基函数的线性、振荡、全局等边界条件^[7]。

运用伽辽金加权余量法, 得到一个 $p \times p$ 的方程组:

$$\int_{ijkl} (\mathbf{K} \nabla \Psi_i) \cdot \nabla N_{M_t} dx dy = 0 \quad (t=1, 2, \dots, p), \quad (2)$$

式中, N_{M_t} 为 M_t 点的线性基函数。

在粗网格单元 $ijkl$ 中的任意细网格单元 Δabc 内, 根据多尺度有限元法基础理论^[8], Ψ_i 可被线性表示为

$$\Psi_i(x, y) = \Psi_i(a)N_a + \Psi_i(b)N_b + \Psi_i(c)N_c \quad ((x, y) \in \Delta abc). \quad (3)$$

同理, Ψ_j, Ψ_k, Ψ_l 可被线性表示为

$$\Psi_j(x, y) = \Psi_j(a)N_a + \Psi_j(b)N_b + \Psi_j(c)N_c \quad ((x, y) \in \Delta abc), \quad (4)$$

$$\Psi_k(x, y) = \Psi_k(a)N_a + \Psi_k(b)N_b + \Psi_k(c)N_c \quad ((x, y) \in \Delta abc), \quad (5)$$

$$\Psi_l(x, y) = \Psi_l(a)N_a + \Psi_l(b)N_b + \Psi_l(c)N_c \quad ((x, y) \in \Delta abc). \quad (6)$$

式 (3) ~ (6) 中, N_a, N_b, N_c 为在 a, b, c 点的线性基函数。

将式 (3) 代入式 (2), 得到关于基函数 Y_i 的内点的方程组, Y_j, Y_k, Y_l 的方程组可以用类似方法得到。通过求解这些正定方程组, 分别得到基函数 Y_i, Y_j, Y_k, Y_l 在粗网格单元内部所有节点的值。

1.3 应用 D-MSFEM 求解水头

和传统双重网格有限元法不同, D-MSFEM 采用 MSFEM 进行水头求解, 能够显著提升计算效率。以二维稳定流问题为例, 在原网格 (图 1) 上考虑如下方程:

$$\left. \begin{aligned} -\frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial H}{\partial x} \right) - \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \frac{\partial H}{\partial y} \right) &= W, \\ H|_{\partial W} &= g \end{aligned} \right\} \quad (x, y) \in W. \quad (7)$$

式中 K_x, K_y 分别为坐标轴 x 方向, y 方向的渗透系数分量; g 为定义边界的函数; W 为源汇项; W 为研究区域, 设 W 被剖分成 $N \times N$ 份, 共有 g 个矩形粗网格单元 $ijkl$ 。

将式 (7) 两边乘以基函数 Y_i , 运用伽辽金加权余量法, 得到

$$\sum_1^g \iint \left[\left(K_x \frac{\partial H}{\partial x} \right) \frac{\partial Y_i}{\partial x} + \left(K_y \frac{\partial H}{\partial y} \right) \frac{\partial Y_i}{\partial y} \right] dx dy = \sum_1^g \iint W Y_i dx dy. \quad (8)$$

根据多尺度有限单元法基础理论^[8], 在研究区内任意粗网格单元 $ijkl$ 内部的水头被可以表示为

$$H(x, y) = H_i \Psi_i(x, y) + H_j \Psi_j(x, y) + H_k \Psi_k(x, y) + H_l \Psi_l(x, y) , \quad (9)$$

式中, H_i, H_j, H_k, H_l 为粗网格单元 $ijkl$ 顶点 i, j, k, l 处的水头值。

将式 (9) 代入式 (8) 中, 在每一粗网格单元 $ijkl$ 上有

$$\begin{aligned} &\iint_{ijkl} \left[\left(K_x \frac{\partial H}{\partial x} \right) \frac{\partial \Psi_i}{\partial x} + \left(K_y \frac{\partial H}{\partial y} \right) \frac{\partial \Psi_i}{\partial y} \right] dx dy \\ &= B_{ii} H_i + B_{ij} H_j + B_{ik} H_k + B_{il} H_l . \end{aligned} \quad (10)$$

同理, 将式 (7) 两边乘以基函数 Y_j, Y_k, Y_l , 运用伽辽金加权余量法, 得到

$$\begin{aligned} &\iint_{ijkl} \left[\left(K_x \frac{\partial H}{\partial x} \right) \frac{\partial \Psi_j}{\partial x} + \left(K_y \frac{\partial H}{\partial y} \right) \frac{\partial \Psi_j}{\partial y} \right] dx dy \\ &= B_{ji} H_i + B_{jj} H_j + B_{jk} H_k + B_{jl} H_l , \end{aligned} \quad (11)$$

$$\begin{aligned} &\iint_{ijkl} \left[\left(K_x \frac{\partial H}{\partial x} \right) \frac{\partial \Psi_k}{\partial x} + \left(K_y \frac{\partial H}{\partial y} \right) \frac{\partial \Psi_k}{\partial y} \right] dx dy \\ &= B_{ki} H_i + B_{kj} H_j + B_{kk} H_k + B_{kl} H_l , \end{aligned} \quad (12)$$

$$\begin{aligned} &\iint_{ijkl} \left[\left(K_x \frac{\partial H}{\partial x} \right) \frac{\partial \Psi_l}{\partial x} + \left(K_y \frac{\partial H}{\partial y} \right) \frac{\partial \Psi_l}{\partial y} \right] dx dy \\ &= B_{li} H_i + B_{lj} H_j + B_{lk} H_k + B_{ll} H_l . \end{aligned} \quad (13)$$

把式 (10) ~ (13) 记作

$$B_{qi} H_i + B_{qj} H_j + B_{qk} H_k + B_{ql} H_l = F_q \quad (q=i, j, k, l) . \quad (14)$$

式中 H_i, H_j, H_k, H_l 为粗网格单元 $ijkl$ 4 个顶点的水头值; F_q 为右端项。当 $q = i$ 时, 系数 $B_{qi}, B_{qj}, B_{qk}, B_{ql}$ 的表达式为

$$B_{ii} = \iint_{ijkl} \left(K_x \frac{\partial Y_i}{\partial x} \frac{\partial Y_i}{\partial x} + K_y \frac{\partial Y_i}{\partial y} \frac{\partial Y_i}{\partial y} \right) dx dy , \quad (15)$$

$$B_{ij} = \iint_{ijkl} \left(K_x \frac{\partial Y_i}{\partial x} \frac{\partial Y_j}{\partial x} + K_y \frac{\partial Y_i}{\partial y} \frac{\partial Y_j}{\partial y} \right) dx dy , \quad (16)$$

$$B_{ik} = \iint_{ijkl} \left(K_x \frac{\partial Y_i}{\partial x} \frac{\partial Y_k}{\partial x} + K_y \frac{\partial Y_i}{\partial y} \frac{\partial Y_k}{\partial y} \right) dx dy , \quad (17)$$

$$B_{il} = \iint_{ijkl} \left(K_x \frac{\partial Y_i}{\partial x} \frac{\partial Y_l}{\partial x} + K_y \frac{\partial Y_i}{\partial y} \frac{\partial Y_l}{\partial y} \right) dx dy . \quad (18)$$

将式 (3) ~ (6) 代入式 (15) ~ (18) 即可得到 $B_{ii}, B_{ij}, B_{ik}, B_{il}$ 的具体细尺度形式。当 $q = j, k, l$ 时, 其余系数的表达式与式 (15) ~ (18) 类似。令

$\mathbf{A} = [\mathbf{B}]$, $\mathbf{H} = [H_i, H_j, H_k, H_l]^T$, $\mathbf{F} = [F_i, F_j, F_k, F_l]^T$, 则式(14)可写成

$$\mathbf{AH} = \mathbf{F} \quad . \quad (19)$$

研究区每一个粗网格单元 $ijkl$ 都可以得到一个类似(19)的线性方程, 联立这些方程构成一个关于 \mathbf{H} 的线性方程组并求解, 即可得到研究区所有节点的水头值 \mathbf{H} 。

1.4 应用 D-MSFEM 求解达西渗透流速

在 1.3 节中, 已经介绍了用 D-MSFEM 方法求解节点水头值的过程, 本节将介绍利用节点水头值求解节点的达西渗透流速。

以粗网格单元 $ijkl$ 中点 k 在 x 方向上的达西渗透流速求解过程为例, 如图 1 所示, 在双重网格多尺度有限元法的第一重网格基础上, 设运用 1.3 节中 D-MSFEM 方法求解出 k 点的水头值为 H_1 。保持研究区边界条件不变, 内部垂向的粗网格沿坐标轴方向平移一段极小距离 Δx , 构成双重网格多尺度有限元法的第二重网格构造(图 2), 粗网格单元的剖分方式不变。

如图 2 所示, 粗网格单元 $ijkl$ 平移之后变成 $ijkl'$, 点 k 平移后的变成点 k' , 再次运用 1.3 节中 D-MSFEM 方法求解出平移之后点 k' 的水头值为 H_2 , 从而得到点 k 平移前后的水头差 Δh 。

根据达西定律:

$$\mathbf{v} = \mathbf{K} \cdot \mathbf{J} \quad , \quad (20)$$

式中, \mathbf{v} 为达西渗透流速, \mathbf{K} 为渗透系数张量 $\mathbf{K} = \begin{bmatrix} K_x & 0 \\ 0 & K_y \end{bmatrix}$, \mathbf{J} 为水力坡度 $\mathbf{J} = \begin{bmatrix} J_x \\ J_y \end{bmatrix}$ 。在直角坐标系中, 如以 v_x 表示沿 x 轴方向的达西渗透流速分量, 则有

$$v_x = K_x J_x = -K_x \frac{\partial H}{\partial x} \quad . \quad (21)$$

式中 K_x 为坐标轴 x 方向的渗透系数分量; J_x 为坐标轴 x 方向的水力坡度分量 $J_x = -\frac{\partial H}{\partial x}$, 可由同一点平移之后的水头差近似获得, 由于平移距离 Δx 极小, 平移前后点可视为同一点, 该点的水力梯度连续, 故达西渗透流速也连续。

因此由式(21)可得, 点 k 处在 x 方向上的达西渗透流速分量 $v_x(k)$ 为

$$v_x(k) = -K_x \frac{H_2 - H_1}{\Delta x} \quad . \quad (22)$$

同理, $v_y(k)$ 的计算过程与 $v_x(k)$ 类似, 这里不再赘述。

2 数值试验

本文采用如下缩写方式: AS 表示解析解; v_x 表

示 x 方向上的达西渗透速度, D-FEM 表示 VedatBatu 双重网格有限元方法; D-FEM-F 表示精细剖分的 VedatBatu 双重网格有限元方法; Yeh 表示 Gour - Tsyh Yeh 的伽辽金有限元方法; Yeh-F 表示精细剖分的 Gour - Tsyh Yeh 的伽辽金有限元方法; D-MSFEM 表示双重网格多尺度有限单元法; D-MSFEM (a, b) 表示用 D-MSFEM 方法将研究区剖分为 a 个粗网格单元; 每个粗网格单元被剖分为 b 个细网格单元。D-MSFEM-L、D-MSFEM-O 分别表示 D-MSFEM 使用基函数线性边界条件、振荡边界条件。

本节将利用 D-MSFEM 求解渗透系数均质的二维稳定流问题、渗透系数非均质振荡的二维稳定流问题, 以及渗透系数渐变的二维非稳定流问题中的水头和达西渗透流速。并与 D-FEM、D-FEM-F、Yeh、Yeh-F 方法作比较。所有数值方法均采用 C++ 编写, 没有应用并行计算技术, 并且在同一计算机上运行。

本文的基础算法之一, VedatBatu 双重网格法在文献[19]中已经被证明该方法能够适用于各向异性介质。又因为各向同性与各向异性的计算过程基本一致, 并且本文的重点在于多尺度格式在该方法的应用情况分析, 故在算例部分使用了各向同性的算例。

2.1 渗透系数均质的二维稳定流

地下水二维稳定流方程为

$$-\frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial H}{\partial x} \right) - \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \frac{\partial H}{\partial y} \right) = W \quad ((x, y) \in W) \quad , \quad (23)$$

式中, 研究区域 W 为 $[0,1] \times [0,1]$, 渗透系数 $K_x = K_y = 1$, 解析解为 $H = xy(1-x)(1-y)$, 含水层厚度为 1, 源汇项 W 及狄利克雷边界条件由解析解给出。

本例中, D-MSFEM、D-FEM 和 Yeh 方法均将研究区剖分为 $N \times N$ 份, $N=10, 20, 30, 40$ 时, 粗网格单元尺度分别为 0.1, 0.05, 0.03, 0.025。用 D-FEM 和 Yeh 方法计算时, 将研究区域分别剖分成 200, 800, 1800, 3200 个三角形粗网格单 ($N \times N \times 2$)。与之对应的, 用 D-MSFEM 方法计算时, 将研究区域分别剖分成 100, 400, 900, 1600 个正方形粗网格单元 ($N \times N$), 再将每一个粗网格单元剖分成 8 个三角形单元 ($2 \times 2 \times 2$)。同样, 用 Yeh-F 方法计算时, 将研究区域分别剖分成 800, 3200, 7200, 12800 个三角形单元, 以获得与 D-MSFEM 相同的细网格单元数目。D-FEM 和 D-MSFEM 方法中 4 种尺度对应的横向平移距离 Δx 分别取 0.001, 0.0002, 0.000053, 0.000016。

图 3 展示了水头的平均相对误差和粗网格单元尺度之间的关系, 结果显示, 随着粗网格单元尺度的减小, 水头精度升高。当粗网格单元尺度相同时, 各数值方法的水头精度从高到低依次为 Yeh-F、D-FEM-F、

D-MSFEM、Yeh、D-FEM，其中 Yeh-F、D-FEM-F、D-MSFEM 三种方法精度相近，且明显比 Yeh、D-FEM 精度更高。由于 Yeh 和 D-FEM (Yeh-F 和 D-FEM-F) 都是在有限元的基础上计算，所以当剖分份数相同时，水头误差也相同。从这一结果可以看出，D-MSFEM 能够获得和精细剖分的传统方法相近的水头结果。

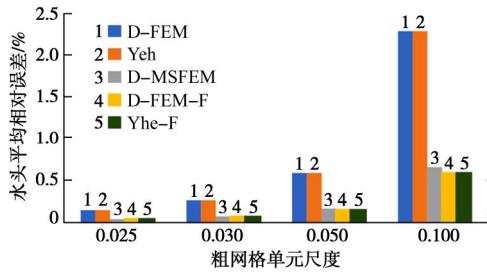


图 3 各数值方法所计算的水头平均相对误差与粗网格单元尺度关系

Fig. 3 Relationship between coarse element scale and relative error of H

图 4 展示了不同粗网格尺度下各数值方法计算达西渗透流速所需的时间 (包含了水头计算时间)。当粗网格单元尺度相同时，各数值方法的所花时间从高到低为 Yeh-F、D-FEM-F、D-MSFEM、Yeh、D-FEM，其中 D-MSFEM、Yeh、D-FEM 明显比 Yeh-F、D-FEM-F 所花时间更少。当粗网格尺度为 0.025 时，Yeh-F 和 D-FEM-F 两种精细剖分方法所用时间最长，分别为 287, 246 s；D-MSFEM、Yeh、D-FEM 用时较短依次为 10, 10, 8 s。

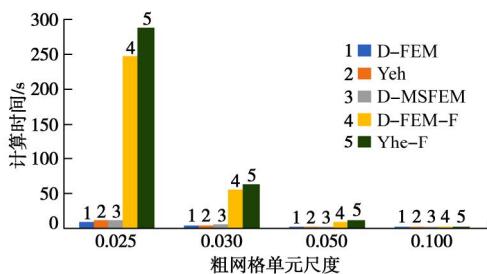


图 4 各数值方法所需计算时间与粗网格单元尺度关系

Fig. 4 Relationship between coarse element scale and computation time

图 5 展示了达西渗透流速 v_x 的平均相对误差和粗网格单元尺度之间的关系，结果显示，随着粗网格单元尺度的减小， v_x 的精度升高。各数值方法的 v_x 精度从高到低依次为 Yeh-F、D-FEM-F、D-MSFEM、Yeh、D-FEM。其中，当粗网格尺度为 0.025 时，Yeh-F、D-MSFEM 和 D-FEM 方法的 v_x 的平均相对误差分别为 0.054%，0.086%，0.356%。根据图 3，粗网格尺度为 0.025 时，Yeh-F、D-MSFEM 和 D-FEM 方法的水头平均相对误差分别为 0.037%，0.042%，0.149%。精

细剖分的 Yeh-F 结果比其余方法精确，显示了速度误差主要是由水头误差产生的。D-MSFEM 的水头精度和 Yeh-F 十分接近，所以 D-MSFEM 相比于 D-FEM 和 Yeh，能够得到更为精确的水头值，从而提高速度精度。

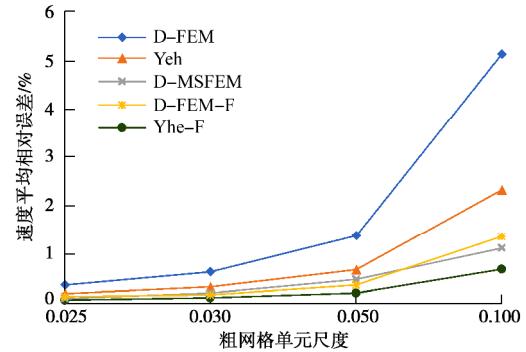


图 5 各数值方法所计算的 v_x 平均相对误差与粗网格单元尺度关系

Fig. 5 Relationship between coarse element scale and relative error of v_x

综合上述结果，发现 D-MSFEM 能够仅应用和传统方法相近的时间即可获得精细剖分网格上的所有水头值和达西渗透流速值，并具有很高的计算精度。

同时，D-MSFEM 还能获得细尺度达西渗透流速值。表 1 展示了粗网格单元尺度为 0.025 时，用 D-MSFEM (1600,50) 计算的某一粗网格单元 $ijkl$ 中细尺度节点速度 v_x 及其解析解，并比较相对误差。所取粗网格单元 $ijkl$ 的顶点坐标为 $i(0.8, 0.6), j(0.825, 0.6), k(0.825, 0.625), l(0.8, 0.625)$ 。

表 1 D-MSFEM (1600,50) 计算的细尺度节点在 x 方向的达西渗透流速

Table 1 Fine-scale nodal Darcy velocities in x direction calculated by D-MSFEM (1600,50)

节点坐标	解析解	D-MSFEM	相对误差/%
(0.805, 0.605)	0.149241	0.145775	2.38
(0.810, 0.605)	0.149300	0.148165	0.77
(0.815, 0.605)	0.149277	0.150554	0.85
(0.820, 0.605)	0.149343	0.152944	2.35
(0.805, 0.610)	0.148530	0.145119	2.35
(0.810, 0.610)	0.148604	0.147498	0.75
(0.815, 0.610)	0.148565	0.149877	0.88
(0.820, 0.610)	0.148643	0.152256	2.37
(0.805, 0.615)	0.147825	0.144433	2.35
(0.810, 0.615)	0.147902	0.146801	0.75
(0.815, 0.615)	0.147863	0.149168	0.87
(0.820, 0.615)	0.147937	0.151536	2.37
(0.805, 0.620)	0.147125	0.143716	2.37
(0.810, 0.620)	0.147191	0.146072	0.77
(0.815, 0.620)	0.147167	0.148428	0.85
(0.820, 0.620)	0.147226	0.150784	2.36

从表 1 可以看出，D-MSFEM 的细尺度达西渗透流速值具有较高精度。同时，这些细尺度达西渗透流

速是 D-MSFEM 直接应用粗尺度节点的达西渗透流速值和多尺度基函数直接插值得到的, 无需额外的计算消耗。

为了评估式(22)计算节点达西渗透流速时所引入的误差大小, 利用解析解 $H = xy(1-x)(1-y)$ 直接获得节点水头值, 来代替式(22)中节点平移前后的水头值 H_1 和 H_2 , 从而消除由于节点平移引起的水头误差, 以此来评估式(22)本身引入的误差大小, 把该方法定义为 AS-D-MSFEM。

表 2 展示了当粗网格单元尺度为 0.025 时各数值方法所计算的截面 $y=0.6$ 上各点以及研究区全局的达西渗透流速 v_x 的平均相对误差。可以看出各数值方法的精度从高到低依次为 AS-D-MSFEM、Yeh-F、D-MSFEM、D-FEM, 并且 AS-D-MSFEM、Yeh-F、D-MSFEM 的精度远高于 D-FEM。由此可见, 在不考虑水头误差的情况下, 式(22)所计算的达西渗透流速误差极小, 各方法计算达西渗透流速的误差主要来源于水头。同时, 由于 D-MSFEM 的水头误差极小, 故其使用式(22)获得的达西渗透流速时也仅引入了很小的误差。

表 2 各数值方法所计算的达西渗透流速的平均相对误差

Table 2 Relative errors of velocities calculated by numerical methods

数值方法	(%)	
	截面平均相对误差	全局平均相对误差
D-FEM	0.325	0.356
D-MSFEM	0.080	0.086
Yeh-F	0.034	0.054
AS-D-MSFEM	0.005	0.006

2.2 渗透系数振荡的二维稳定流

渗透系数振荡的二维稳定流方程为式(23), 渗透系数 $K_x = K_y = \frac{1}{2 + A \sin[Q(x+y)\pi]}$ 。研究区域 W 为 $[0,1] \times [0,1]$, 解析解为 $H = xy(1-x)(1-y)$, 含水层厚度为 1, 源汇项 W 及狄利克雷边界条件由解析解给出。令振幅 $A=1.99$, 相位 $Q=1.5$, 则渗透系数的最大值为最小值的 400 倍, 图 6 为此非均质介质中渗透系数的三维分布示意图。

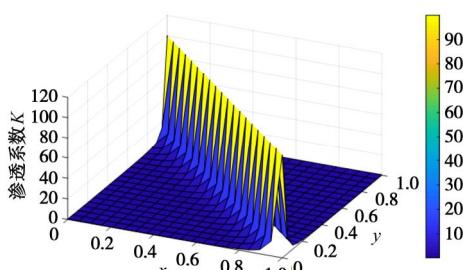


图 6 渗透系数 K 分布图

Fig. 6 Hydraulic conductivities

本例用 Yeh-F、D-MSFEM-O、D-MSFEM-L、Yeh 以及 D-FEM 法求解。粗网格尺度取 0.025, D-FEM、Yeh 将研究区域分别剖分成 3200 个三角形粗网格单元 ($N \times N \times 2$)。D-MSFEM 将研究区域剖分成 1600 个正方形粗网格单元 ($N \times N$), 再将每一个粗网格单元剖分成 8 个三角形单元。同样, Yeh-F 将研究区域剖分成 12800 个三角形单元, 以获得与 D-MSFEM 相同的细网格单元数目。其中 D-FEM 和 D-MSFEM 的横向平移距离 Δx 均取 0.0003。

图 7 展示了各数值方法所计算的截面 $y=0.6$ 上各点的达西渗透流速 v_x 的绝对误差。和 2.1 节类似, 引入 AS-D-MSFEM-O 方法来评估式(22)的误差。截面 $y=0.6$ 各点 v_x 的平均绝对误差从小到大依次为 AS-D-MSFEM-O (0.23); Yeh-F (0.88); D-MSFEM-O (2.62); D-MSFEM-L (3.04); Yeh (4.51); D-FEM (10.94)。D-MSFEM 运用基函数振荡边界条件的 D-MSFEM-O 所计算的达西渗透流速的平均绝对误差为 2.62, 比应用基函数线性边界条件的 D-MSFEM-L 的 3.04 更精确, 表明基函数振荡边界条件处理非均质问题的有效性。AS-D-MSFEM-O 的平均绝对误差约为 Yeh-F 的 1/4, 表明式(22)产生的误差很小。各方法计算达西渗透流速的误差主要来源于水头。同时, 和例 2.1 中结果相同, D-MSFEM 在使用式(22)时, 因其水头精度较高, 仅引入了很小的误差。在计算时间方面, Yeh-F 用时 265 s, D-MSFEM-L 和 D-MSFEM-O 均为 18 s, Yeh 用时 7 s, D-FEM 用时 6 s。

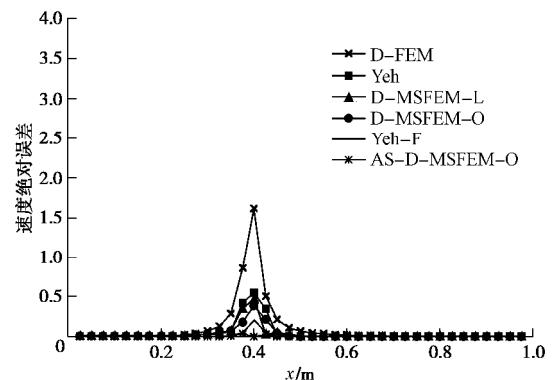


图 7 在截面 $y=0.6$ 处各数值方法所计算达西渗透流速的绝对误差

Fig. 7 Absolute errors of velocities calculated by numerical methods at section $y=0.6$

由此可见用式(22)计算达西渗透流速时所引入的误差极小, 各方法计算达西渗透流速的误差主要来源于水头。D-MSFEM 也能够高效、精确地求解渗透系数振荡的二维稳定流问题。同时, D-MSFEM-O 能够在参数振荡的条件下获得更精确的计算结果。

2.3 渗透系数渐变的二维非稳定流问题

非稳定流一般方程由抛物型方程表示, 其二维形式为

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \frac{\partial H}{\partial y} \right) + W = S \frac{\partial H}{\partial t} \quad ((x, y) \in W), \quad (24)$$

式中, K_x , K_y 分别为坐标轴 x 方向, y 方向的渗透系数分量, 且 $K_x = K_y$, H 为水头, S 为贮水系数, W 为源汇项, W 为研究区。

非稳定流模型和文献[9]中例 3.3 相同, 是基于实际山前冲积平原的水流问题的模拟。研究区域为 $[0, 10 \text{ km}] \times [0, 10 \text{ km}]$, 边界条件为上下隔水边界, 左右为一类边界, 左边界水头为 10 m, 右边界水头为 0 m, 源汇项为 0。渗透系数从左至右缓慢增加, 即

$K_x = \frac{x}{40} + 1$ (m/d), 是典型的山前冲积平原介质的变化特征。时间步长为 1 d, 总时间为 5 d。由于此算例没有解析解, 用 Yeh-F 将研究区精细剖分成 200×200 份, 获得 80000 个三角形单元, 所计算的达西渗透流速值作为解析解, 以此求得各数值方法的达西渗透流速误差。

本例采用 Yeh、D-FEM、D-MSFEM 以及 Yeh-F 方法计算, 将研究区剖分成 10×10 份。则 D-FEM 和 Yeh 将研究区剖分为 200 个三角形单元; D-MSFEM 将研究区剖分为 100 个粗网格单元, 每个粗网格单元再剖分成 8 个三角形单元, 共 800 个三角形单元; Yeh-F 将研究区剖分成 800 个三角形单元。其中 D-FEM、D-MSFEM 的横向平移距离 Δx 取 20 m。

图 8 展示了上述数值方法所计算的达西渗透流速的平均绝对误差, 精度从高到低依次为 Yeh-F (0.87); D-MSFEM (0.92); Yeh (1.61); D-FEM (1.75)。与 2.1 节、2.2 节类似, 在每个时间步长内, D-MSFEM 的计算时间依然和传统有限元方法接近, 所用时间小于精细剖分的 Yeh-F。由此可见, D-MSFEM 同样能够精确、高效地求解非稳定流问题。

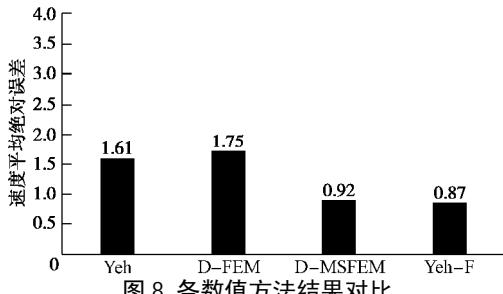


Fig. 8 Absolute errors of velocities calculated by numerical methods

3 结语

本文的试验结果显示 D-MSFEM 能够精确、高效

地计算渗透系数均质的二维稳定流、渗透系数非均质振荡的二维稳定流, 以及渗透系数渐变的二维非稳定流问题。结果显示: 式 (22) 计算达西渗透流速引入的误差极小, 各方法计算达西渗透流速的误差主要来源于水头。D-MSFEM 相比于 D-FEM 和 Yeh 等传统方法 (传统方法单元数与 D-MSFEM 粗网格数相同), 具有更高的精度以及相近的计算时间; 在与精细剖分的传统方法的比较中 (传统方法单元数与 D-MSFEM 细网格数相同), D-MSFEM 获得了与 Yeh-F 十分接近的精度, 但计算时间却远远小于 Yeh-F。另一方面, D-MSFEM 采用振荡边界条件的 D-MSFEM-O 精度要比采用线性边界条件的 D-MSFEM-L 精度高, 能够有效处理地下水问题的非均质特性。

参考文献:

- [1] 薛禹群, 谢春红. 地下水数值模拟[M]. 北京: 科学出版社, 2007: 175 – 178. (XUE Yu-qun, XIE Chun-hong. Numerical simulation for Groundwater[M]. Beijing: Science Press, 2007: 175 – 178. (in Chinese))
- [2] ZHOU Q, BENSABAT J, BEAR J. Accurate calculation of specific discharge in heterogeneous porous media[J]. Water Resources Research, 2001, **37**(12): 3057 – 3069.
- [3] 王铁行, 罗扬, 张辉. 黄土节理二维稳态流流量方程[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(6): 1115 – 1120. (WANG Tie-hang, LUO Yang, ZHANG Hui. Two-dimensional steady flow rate equation for loess joints[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(6): 1115 – 1120. (in Chinese))
- [4] WOUTER Z. Finite-Element methods based on a transport velocity representation for groundwater motion[J]. Water Resources Research, 1984, **20**(1): 137 – 145.
- [5] 谢一凡, 吴吉春, 薛禹群, 等. 一种模拟非均质介质中地下水水流运动的快速提升尺度法[J]. 水利学报, 2015, **46**(8): 918 – 924. (XIE Yi-fan, WU Ji-chun, XUE Yu-qun, et al. A fast upscaling method for simulating groundwater flow in heterogeneous media[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2015, **46**(8): 918 – 924. (in Chinese))
- [6] EFENDIEV Y R, WU X H. Multiscale finite element for problems with highly oscillatory coefficients[J]. Numerische Mathematik, 2002, **90**(3): 459 – 486.
- [7] 薛禹群, 叶淑君, 谢春红, 等. 多尺度有限元法在地下水模拟中的应用[J]. 水利学报, 2004, **35**(7): 7 – 13. (XUE Yu-qun, YE Shu-jun, XIE Chun-hong, et al. Application of multi-scale finite element method to simulation of groundwater flow[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2004,

- [35(7): 7 – 13. (in Chinese))
- [8] HOU T Y, WU X H. A multiscale finite element method for elliptic problems in composite materials and porous media[J]. Journal of Computational Physics, 1997, **134**(1): 169 – 189.
- [9] YE S, XUE Y, XIE C. Application of the multiscale finite element method to flow in heterogeneous porous media[J]. Developments in Water Science, 2004, **55**(9): 337 – 348.
- [10] 贺新光, 任理. 求解非均质多孔介质中非饱和水流问题的一种自适应多尺度有限元方法——I. 数值格式[J]. 水利学报, 2009, **40**(1): 38 – 45. (HE Xin-guang, REN Li. Adaptive multiscale finite element method for unsaturated flow in heterogeneous porous media: I numerical scheme[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2009, **40**(1): 38 – 45. (in Chinese))
- [11] 贺新光, 任理. 求解非均质多孔介质中非饱和水流问题的一种自适应多尺度有限元方法——II. 数值结果[J]. 水利学报, 2009, **40**(2): 138 – 144. (HE Xin-guang, REN Li. Adaptive multiscale finite element method for unsaturated flow in heterogeneous porous media: II numerical result[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2009, **40**(2): 138 – 144. (in Chinese))
- [12] 叶淑君, 吴吉春, 薛禹群. 多尺度有限单元法求解非均质多孔介质中的三维地下水水流问题[J]. 地球科学进展, 2004, **19**(3): 437 – 442. (YE Shu-jun, WU Ji-chun, XUE Yu-qun. Application of multiscale finite element method to three dimensional groundwater flow problems in heterogeneous porous media[J]. Advance in Earth Sciences, 2004, **19**(3): 437 – 442. (in Chinese))
- [13] 于军, 吴吉春, 叶淑君, 等. 苏锡常地区非线性地面沉降耦合模型研究[J]. 水文地质工程地质, 2007(5): 11 – 16. (YU Jun, WU Ji-chun, YE Shu-jun, et al. Research on nonlinear coupled modeling of land subsidence in Suzhou, Wuxi and Changzhou areas, China[J]. Hydrogeology & Engineering Geology, 2007(5): 11 – 16. (in Chinese))
- [14] 谢一凡, 吴吉春, 薛禹群, 等. 一种模拟节点达西渗透流速的三次样条多尺度有限单元法[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(9): 1727 – 1732. (XIE Yi-fan, WU Ji-chun, XUE Yu-qun, et al. A cubic-spline multiscale finite element method for simulating nodal Darcy velocities[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(9): 1727 – 1732. (in Chinese))
- [15] 谢一凡, 吴吉春, 薛禹群, 等. 结合有限单元法运用三次样条技术求解达西渗透流速[J]. 水文地质工程地质, 2015, **42**(5): 1 – 5. (XIE Yi-fan, WU Ji-chun, XUE Yu-qun, et al. Combination of finite element method and cubic-spline technique to solve Darcy velocities[J]. Hydrogeology & Engineering Geology, 2015, **42**(5): 1 – 5. (in Chinese))
- [16] XIE Y, WU J, XIE C. Cubic-spline multiscale finite element method for solving nodal Darcian velocities in porous media[J]. Journal of Hydrologic Engineering, 2015, **20**(11): 04015030.
- [17] 谢一凡. 改进多尺度有限单元法求解二维地下水水流问题[D]. 南京: 南京大学, 2015. (XIE Yi-fan, Improved Multiscale Finite Element Method for Solving Two-Dimensional Groundwater Flow Problems[D]. Nanjing: Nanjing University, 2015. (in Chinese))
- [18] XIE Y F, WU J C, XUE Y Q, et al. Combination of multiscale finite-element method and Yeh's finite-element model for solving nodal Darcian velocities and fluxes in porous media[J]. Journal of Hydrologic Engineering, 2016, **21**(12): 04016048.
- [19] VEDAT B. A finite element dual mesh method to calculate Nodal Darcy velocities in nonhomogeneous and anisotropic aquifers[J]. Water Resources Research, 1984, **20**(11): 1705 – 1717.
- [20] YEH G T. On the computation of Darcian velocity and mass balance in the finite element modeling of groundwater flow[J]. Water Resources Research, 1981, **17**(5): 1529 – 1534.

DOI: 10.11779/CJGE202008013

基于耐震时程分析法的地下结构抗震性能评价

钟紫蓝, 甄立斌, 申轶尧, 赵密*, 杜修力

(北京工业大学城市与工程安全减灾教育部重点实验室, 北京 100124)

摘要: 耐震时程分析法是基于给定的目标反应谱构造地震动强度随持时不断增大的人工加速度时程曲线, 并用于工程结构非线性动力时程分析, 有效反映结构从弹性进入塑性直至发生破坏的全过程, 进而对结构抗震性能进行综合评价。为研究该方法在地下结构抗震性能评价中的适用性, 以大开地铁车站为原型, 建立土-地下结构相互作用有限元模型, 基于中国抗震规范的设计反应谱生成 3 条耐震加速度时程曲线作为地震输入, 同时选择 15 条天然地震动进行增量动力分析, 对比研究了地铁车站的地震响应特征。研究结果表明: 耐震时程分析结果处于增量动力分析结果的包络线之内, 并与增量动力分析结果的均值曲线吻合较好, 因此, 耐震时程分析方法可以作为地下结构进行抗震性能评价的一种新的高效率方法; 此外, 场地基本自振周期对应的加速度反应谱强度比输入地震动峰值加速度更适合作为预测地下结构地震响应的地震动强度指标。

关键词: 耐震时程分析方法; 抗震性能评价; 地下结构; 增量动力分析; 地震强度指标

中图分类号: TU311 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2020)08-1482-09

作者简介: 钟紫蓝(1986—), 男, 博士, 副研究员, 主要从事生命线地震工程方面的研究工作。E-mail: zilanzhong@bjut.edu.cn

Seismic performance evaluation of underground structures using endurance time analysis

ZHONG Zi-lan, ZHEN Li-bin, SHEN Yi-yao, ZHAO Mi, DU Xiu-li

(Key Laboratory of Urban Security and Disaster Engineering of Ministry of Education, Beijing University of Technology, Beijing 100124, China)

Abstract: The endurance time analysis (ETA) is an efficient seismic performance evaluation method characterized by developing series of seismic response compatible acceleration time histories whose amplitudes increase with the duration. The artificial endurance acceleration time histories are used as the input for engineering structures to perform nonlinear dynamic analyses. ETA can effectively capture the entire dynamic response of the structure from elastic to plastic till finally collapse, and can be used as an alternative approach to evaluate the seismic performance of structures. In order to study the applicability of this method in the seismic performance evaluation of underground structures, the Dakai subway station is taken as the prototype, and a two-dimensional finite element model considering soil-structure interaction is established. Three endurance time acceleration functions (ETAFs) are generated based on the design response spectra of Chinese seismic design code. The seismic response characteristics of the Dakai subway station subjected to three ETAFs and 15 real ground motions are compared in this study. The numerical results show that the responses of ETA generally fall between the envelopes of incremental dynamic analyses (IDA) using the real ground motions. The average response of the subway station using ETA is also in good agreement with the average results using IDA. Therefore, ETA provides a new computationally efficient alternative for seismic performance evaluation of the underground structures other than the traditional nonlinear IDA. Besides, the response spectrum corresponding to the fundamental period of the soil-structure interaction system is more preferable than the peak ground acceleration as the seismic intensity measure for the performance evaluation of the underground structures.

Key words: endurance time analysis; seismic performance evaluation; underground structure; incremental dynamic analysis; intensity measure

0 引言

随着中国城市化进程的加快, 城市地下空间的开发和利用成为重要的发展方向。根据 2016 年正式实施

基金项目: 国家重点研发计划项目(2018YFC1504305); 国家自然科学基金面上项目(51978020); 广东省地震工程与应用技术重点实验室开放基金项目(2017B030314068)

收稿日期: 2019-11-01

*通信作者(E-mail: zhaomi@bjut.edu.cn)

的《中国地震动参数区划图: GB18306—2015》^[1]可知, 绝大部分正在开发利用地下空间的城市都位于强震活动区, 地下结构一旦遭受严重震害, 将对人民的生命财产造成不可估量的损失, 因此, 对地下结构抗震性能评价逐渐成为土木工程和地震工程领域研究的热点之一。

结构地震响应预测和评价是基于性能的地震工程 (performance-based earthquake engineering, PBEE) 的关键内容^[2]。对于地下结构而言, 常用的抗震性能评价方法有地下结构 Pushover 法^[3-5]和增量动力分析法^[6] (increment dynamic analysis, IDA)。赵冬冬^[7]研究了地下结构 Pushover 法在大型地下空间结构抗震性能分析中的适用性和精度; 杨智勇等^[8]利用地下结构 Pushover 法得到了盾构隧道的抗震能力曲线, 验证了该方法的有效性; Chen 等^[9]采用地下结构 Pushover 法对上海某四层三跨地铁车站进行抗震性能分析, 得到地铁车站结构的能力曲线, 并给出了车站结构抗震薄弱部位; 许成顺等^[10]对比了地下结构 Pushover 法与其他地下结构简化分析方法, 研究结果表明该方法可以反映地下结构与周围土体之间的相互作用, 但是该方法将地震作用的动力过程拟静力化, 不能合理地考虑地震动的随机性以及场地和结构的动力特性, 且复杂地质条件下 Pushover 法采用的侧向加载形式也有待进一步研究。IDA 方法通过对地震动记录进行缩放调整为不同强度水平, 并在每一强度水平下对结构进行非线性时程分析, 以此获得结构从弹性进入塑性直至倒塌的地震动力响应过程。崔臻等^[11]将 IDA 方法引入到大型地下洞室群地震动力稳定性评价领域, 形成了大型地下洞室基于性能的地震动力稳定性评价方法, 给出了大型地下洞室地震易损性曲线; Osmi 等^[12]针对不同工程场地中的隧道结构进行了易损性分析, 研究结果表明场地土层特性和输入的地震动特性对浅埋隧道的地震响应有很大的影响; Liu 等^[13]采用 IDA 方法对遭受严重震害的大开地铁车站的抗震性能进行评价, 建立了地铁车站正常使用、轻微损伤、生命安全以及防止倒塌 4 种极限状态的评价指标, 确定了不同性能水平下的地铁车站结构的失效概率。基于 IDA 方法分析结构的抗震性能需要开展大量的非线性动力时程计算, 由于地下结构和周围土体材料的复杂性及高度非线性, 增加了计算收敛难度, 计算效率偏低, 目前在地下结构抗震性能评价中应用相对有限。

鉴于上述两种结构抗震性能评价方法各自的局限性, Estekanchi 等^[14]首次提出了耐震时程分析法 (endurance time analysis, ETA), 其核心思想是根据预先定义的目标反应谱合成一系列随着持时增加, 地震动强度不断增大的加速度时程曲线 (endurance time

acceleration function, ETAF) 对结构进行非线性动力时程分析, 有效反映结构从弹性进入塑性直至发生破坏的全过程。通过少量的耐震时程分析, 便可得到平均意义上的结构抗震性能曲线, 极大提高了计算效率, 弥补了静力 Pushover 方法无法考虑地震动随机性和结构动力特性的缺陷, 也避免了 IDA 方法计算效率过低的问题, 为结构抗震性能快速评价提供了新的思路。本文从耐震时程分析法原理出发, 基于中国抗震规范反应谱生成 3 条耐震加速度时程曲线作为输入, 以日本大开地铁车站为原型, 计算了地下结构在耐震加速度时程激励下的动力响应; 将耐震时程分析结果与 IDA 结果进行对比分析, 研究该方法在地下结构抗震性能分析、预测和评价中的有效性。

1 耐震时程曲线生成

耐震时程分析法是一种简化的动力 Pushover 过程, 该方法的本质是生成随持时增加、强度不断增大的人工加速度时程曲线作为结构地震输入, 从而预测结构从弹性进入塑性最后发生倒塌破坏的全过程地震响应^[14-15]。采用反应谱的概念来设计输入地震动加速度时程曲线, 使其在某一持时内能对应规范的地震灾害水平, Estekanchi 等^[16]在第一代耐震时程曲线构造方法中引入反应谱概念, 提出了随着持时增加反应谱不断增强的构造函数, 保证在指定时间内, 目标加速度反应谱与持时成线性关系:

$$S_{at}(T, t) = \frac{t}{t_T} \times S_{ac}(T) \quad , \quad (1)$$

式中, t_T 为目标时间, $S_{ac}(T)$ 为预先定义的 $0 \sim t_T$ 时刻反应谱 (一般为指定地震动反应谱或者规范设计谱), T 为结构的自振周期, $S_{at}(T, t)$ 为 $0 \sim t$ 时刻生成的耐震时程曲线的加速度反应谱。由式 (1) 可知, 如果 t_T 和 $S_{ac}(T)$ 都已确定, 生成的 $0 \sim t$ 时刻的耐震时程曲线加速度反应谱与持时 t 成正比例关系。

预定义的反应谱 $S_{ac}(T)$ 可以是任意形状的反应谱, 本文从平均意义上考虑, 选用《建筑抗震设计规范: GB50011—2010》^[17]中的设计反应谱 ($a_{max}=0.9$, $T_g=0.35$ s, $x=5\%$) 作为目标反应谱, 谱形状如图 1 所示。

目标时间点 t_T 的确定应与结构的自振周期和代表性地震动持时有关^[16]。在非线性分析时, 目标时间定的太短, 结构不能在地震动作用时发生足够数量的非线性循环让结构构件产生耗能与破坏, 目标时间定的太长, 结构遭受非线性循环太多又会与实际偏差太大。然而, 目前针对目标时间点的确定还有待进一步深入研究, 现有研究中通常将目标时间点 t_T 取用 10 s。本文以大开地铁车站作为研究对象, 在其附近观测站点

(神户大学、神户海洋气象台以及神户人工岛) 观测到的地震动记录的有效持时均约在 0~30 s 内^[18], 基于此, 本文将目标时间点 t_T 取为 10 s, 生成 3 条总持时为 30 s 的耐震加速度时程曲线。

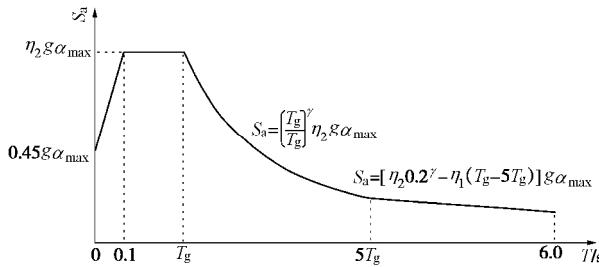


图 1 中国抗震规范反应谱定义

Fig. 1 Seismic design spectra in China

位移反应与加速度反应密切相关, 根据预先定义的加速度反应谱, 预先定义的位移反应谱 $S_{uc}(T)$ 的计算表达式为

$$S_{uc}(T) = S_{ac}(T) \times \frac{T^2}{4\pi^2}, \quad (2)$$

则生成的耐震时程曲线在 0~ t 的位移反应谱 $S_{ut}(T, t)$ 也应与预定义位移谱 $S_{uc}(T)$ 成正比例增加:

$$S_{ut}(T, t) = \frac{t}{t_T} \times S_{uc}(T). \quad (3)$$

要求生成的耐震加速度时程曲线在任意时刻同时满足式(1)、(3)是非常困难的, 因此, 将该问题转化为无约束优化问题:

$$\text{Min } F(a_g) = \int_0^{T_{\max}} \int_0^{t_{\max}} \{[S_a(T, t) - S_{at}(T, t)]^2 + a[S_u(T, t) - S_{ut}(T, t)]^2\} dt dT. \quad (4)$$

式中 a_g 为初始生成的耐震时程曲线; T_{\max} 为所采用

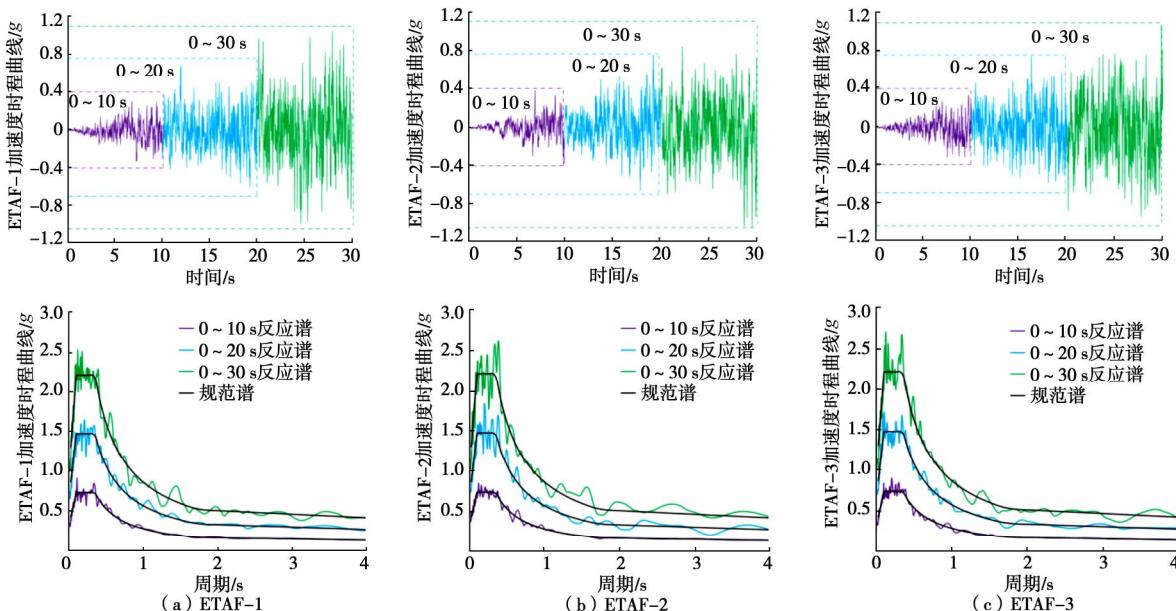


图 2 耐震加速度时程曲线

Fig. 2 Endurance time acceleration functions (ETAFs)

反应谱最大周期, 本文主要聚焦了 0~6 s 内的反应谱特征, 即 $T_{\max}=6$ s; t_{\max} 为时程曲线最大持时; $S_a(T, t)$ 和 $S_u(T, t)$ 为计算所得 0~ t 时刻耐震时程曲线的自振周期 T 所对应的加速度反应谱和位移谱值; a 为位移谱权重系数, 本文暂时只考虑加速度反应谱的影响, 即令 $a=0$ 。

本文所生成 3 条总持时为 30 s 的耐震加速度时程曲线, 如图 2 所示。随着持时增加, 地震动强度不断增大, 且在不同时间区段 (0~10, 0~20, 0~30 s) 内实际的耐震反应谱与预先定义反应谱 $S_{ac}(T)$ 的吻合良好且成比例增加, 表明所生成的耐震时程曲线均具有较好的精度。

2 地下结构地震反应分析模型

2.1 计算模型与参数

本文选取 1995 年在阪神地震中遭到严重破坏的大开车站进行实例分析, 车站距离阪神地震震中距离约 15 km, 车站单层段几乎全部塌毁, 是历史上首例在地震中破坏的大型地下结构^[18]。车站单层段上覆土层厚度为 4.8 m, 其横断面尺寸如图 3 (a) 所示, 结构顶底板平均配筋率约 1.0%, 侧墙平均配筋率约 0.8%, 中柱截面尺寸及具体配筋如图 3 (b) 所示。

大开车站所处场地主要由全新世砂土和更新世黏土组成, 该场地的土层情况及其物理参数如表 1 所示。土层等效剪切波速为 $v_{se}=192$ m/s, 相当于中国规范规定的 II 类工程场地^[17], 由式 (5) 计算该场地卓越周期 $T_G=0.59$ s。

表 1 土层物理性质表

Table 1 Physical properties of soils

土层信息	土层深度 h/m	密度 $\rho/(kg\cdot m^{-3})$	剪切波速 $v_s/(m\cdot s^{-1})$	泊松比 μ	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $\phi/(\circ)$
人工填土	0~1.0	1900	140	0.33	20	15
全新世砂土	1.0~5.1	1900	140	0.32	1	40
全新世砂土	5.1~8.3	1900	170	0.32	1	40
更新世黏土	8.3~11.4	1900	190	0.40	30	20
更新世黏土	11.4~17.2	1900	240	0.30	30	20
更新世砂土	17.2~39.2	2000	330	0.26	1	40

表 2 钢筋及混凝土材料参数

Table 2 Material parameters of steel rebar and concrete

材料	密度 $\rho/(kg\cdot m^{-3})$	弹性模量 E/GPa	泊松比 μ	屈服强度 f_y/MPa	轴心受压强度 f_{c0}/MPa	极限受压强度 f_u/MPa	峰值应变 ε_{c0}	极限应变 ε_{cu}
混凝土	2500	24	0.15	—	23.5	20	0.002	0.004
钢筋	7800	200	0.30	312	—	—	—	—

$$T_G = \frac{4 \sum_{i=1}^n h_i}{\frac{1}{\sum_{i=1}^n v_{si} h_i}} \quad . \quad (5)$$

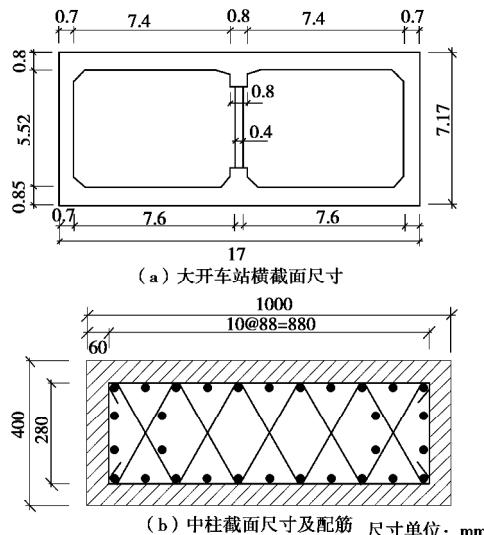


图 3 大开车站结构详图

Fig. 3 Cross-sectional details of Daikai subway station

2.2 整体有限元模型

采用开源有限元软件 OpenSees 对大开车站横断面进行地震反应分析, 建立土-地下结构相互作用整体有限元模型如图 4 所示。为了尽可能消除边界效应对地下结构地震反应的影响, 场地的计算宽度应大于地铁车站结构宽度的 5 倍^[19], 本文整体模型的计算宽度取为 102 m; 计算高度取至距地表为 39.2 m 的工程基岩面。模型底部采用固定边界, 顶部自由, 在 OpenSees 中采用基底一致激励, 输入水平地震动; 侧边设置等位移边界, 即对土-结构相互作用模型左右边界上相同埋深处的两土节点水平位移进行约束, 从而

而强制相同埋深处两侧边界上土节点的水平向位移相同, 以模拟地震作用下场地的剪切运动^[20]。地下结构与土体接触面做绑定处理, 暂不考虑复杂的土-地下结构接触滑移问题。按照数值模拟精度要求离散, 单元网格尺寸小于 1/10~1/8 波长^[21], 本文划分土体单元网格尺寸为 1.0~3.0 m, 结构单元网格尺寸为 1.0 m。

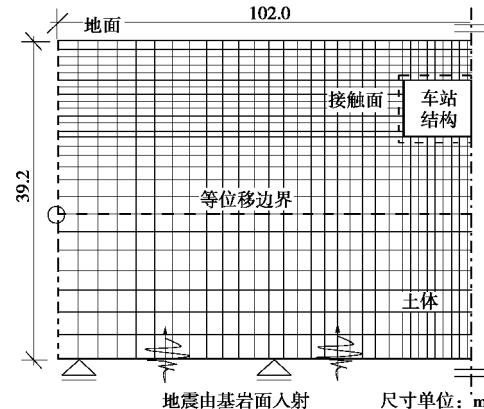


图 4 土-地下结构相互作用二维整体有限元模型

Fig. 4 2D integrated finite element model for soil-structure interaction system

地铁车站为典型的钢筋混凝土结构, 在 OpenSees 中基于纤维梁柱单元(beam-column element)模拟。混凝土等级为 C30, 采用考虑抗拉强度的 Kent-Scott-Park 本构模型(Concrete02 Material), 钢筋采用单轴二折线本构模型(Steel01 Material), 材料具体参数如表 2 所示, 非线性本构关系如图 5 (a), (b) 所示。周围土体采用四节点平面应变单元模拟, 对于砂土采用对孔隙水压变化较为敏感的多屈服面弹塑性材料 (pressure depend multi yield material, PDMY)^[22], 其屈服面是 Drucker-Prager 模型, 可以模拟砂土在循

环荷载作用下出现的剪胀、流动等现象；黏土采用对孔隙水压力变化不敏感的多屈服面弹塑性材料（pressure independent multi yield material, PIMY）^[23]，即孔隙水压变化对土体剪切特性影响较小，其屈服面是内嵌的 Von Mises 多屈服面塑性模型，两者屈服面在主应力空间形状如图 5 (c), (d) 所示。

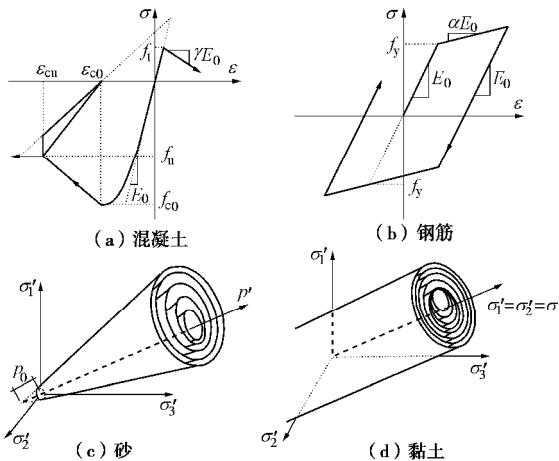


图 5 不同材料本构模型

Fig. 5 Constitutive models for different materials

2.3 有限元模型验证

对所建有限元模型模态分析得基本周期 T_1 为 0.52 s，接近采用经验公式(5)估算的场地卓越周期 T_G 为 0.59 s。为进一步验证所建模型合理性，分别采用阪神地震中大开地铁车站附近的神户大学和神户人工岛监测到的加速度时程记录作为输入地震动，地震动如图 6 所示。通过与许成顺等^[10]和李洋^[24]的动力时程分析结果对比，如表 3 所示，当相同的土和结构模型

采用不同的本构关系时，所得结果会存在一定的偏差，但误差均在可接受范围内，表明本文所建立模型具有一定的可靠性。

3 耐震时程分析法有效性验证

为研究耐震时程分析法在地下结构的抗震性能评价的有效性，对所建模型进行 IDA 分析，并将 IDA 结果作为地下结构抗震性能分析的基准，与 ETA 结果进行对比验证。

3.1 地震动选取

本文以 8 度罕遇地震作用时的地震影响系数曲线为目标反应谱，在 PEER 强震数据库中选取 15 条天然地震动（ground motions, GM），其反应谱如图 7 所示，所选地震动震级均大于 6.5 级，震中距大于 10 km，剪切波速 V_{s30} 范围为 260~510 m/s，对应中国的 II 类工程场地^[17]。FEMA P58^[25-26]中建议结构 IDA 过程中至少选取 7 条地震记录，每条地震记录缩放 8 次。对所选地震动的计算峰值加速度按比例调幅：0~0.4g 按 0.05g 增幅，0.4g~1.0g 按 0.1g 增幅，每条地震动共缩放 14 次。

3.2 耐震时程分析结构动力响应

基于已有地下车站结构地震破坏机理的研究和认识^[27-29]，中柱是地铁车站抗震的薄弱环节，本文将重点关注车站中柱地震响应。图 8 展示了大开车站中柱层间位移角耐震时程分析结果，随着持时增加，层间位移角响应呈往复变化，但总体趋势是逐渐增大的。为反映该特性，提取中柱层间位移角绝对累计最大值，

表 3 与已有计算结果对比

Table 3 Comparison of numerical results with existing ones

文献	本构模型		输入地震动	峰值层间位移角/%	误差/%	中柱底部峰值荷载	误差/%
	土体	结构					
文献[10] (2D)	等效线性化 模型	线弹性	Port 岛地下 83 m 处 (水平向)	0.58	—	弯矩 229 kN·m	—
本文 (2D)	非线性本构 模型	模型	神户大学 (水平向+竖向)	0.50	-13.79	弯矩 220 kN·m	-3.93
文献[24] (3D)	Mohr-Coulomb 模型	塑性损伤 模型		1.00	—	剪力 250 kN	—
本文 (2D)	非线性本构 模型	纤维梁柱 模型		0.93	-7.00	剪力 241 kN	-3.60

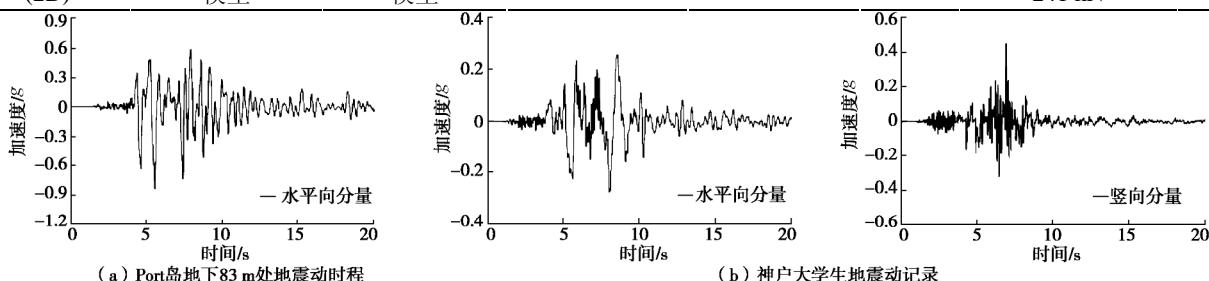


图 6 大开车站附近获取的阪神地震动记录

Fig. 6 Kobe seismic ground motion records near Daikai subway station

如图 8 (a) 中阶梯状曲线所示。为消阶梯形状特性, 本文利用 Matlab 中 smooth 命令进行平滑处理。由图 8 (b) 可知, 3 次耐震时程分析结果的平滑处理曲线, 在地震动强度相对较小时 ($0 \sim 5$ s), 地下结构未进入非线性, 结果离散度较小; 随着地震动强度不断增大, 地下结构响应逐渐出现非线性, 耐震时程分析结果之间离散性随之增大。

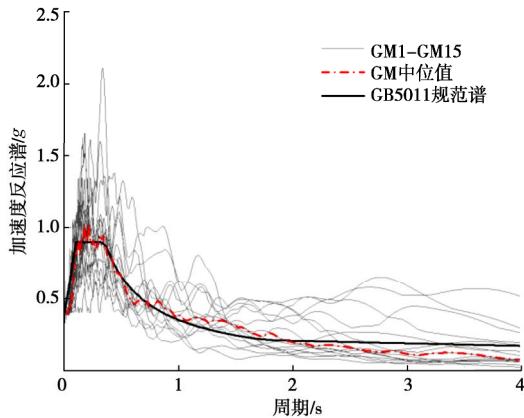


图 7 所选地震动加速度反应谱 ($\zeta=5\%$)

Fig. 7 Elastic acceleration response spectra of selected earthquake records ($\zeta=5\%$)

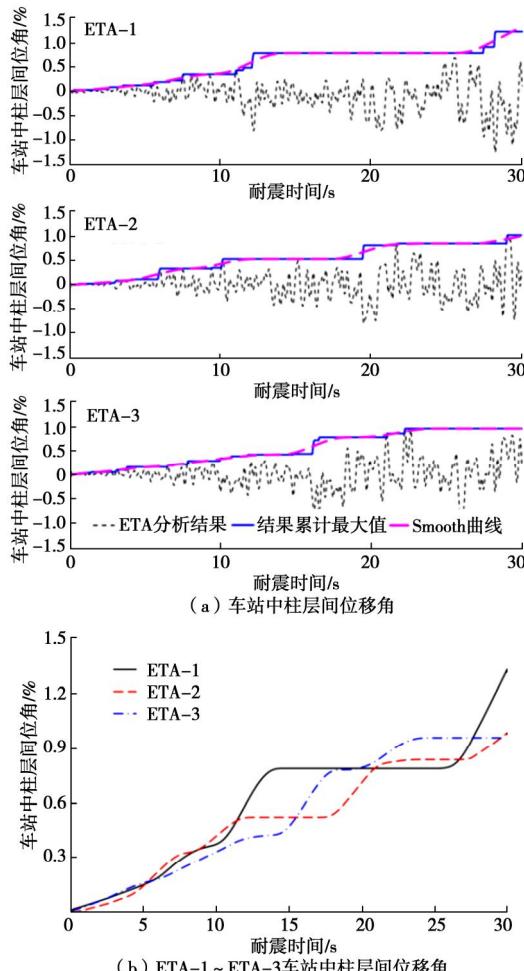


图 8 车站中柱层间位移角耐震时程分析结果

Fig. 8 Results of interstory draft of middle column for ETAs

3.3 耐震时程分析与 IDA 结果对比

为有效衡量地下结构抗震性能, 本文首先选择场地基本自振周期对应的加速度反应谱 $S_a(T_1)$ 作地震动强度指标 (intensity measure, IM), 并以车站关键构件中柱的累计最大层间位移角和累计最大基底弯矩作地铁车站结构地震峰值响应衡量指标, 分别绘制不同地震动强度下地下车站结构抗震性能曲线。为方便 ETA 与 IDA 分析结果的对比, 本文根据式 (1), 由耐震时程曲线在 $0 \sim t_T$ 处土 - 结构体系的基本周期对应的预定义反应谱值 $S_a(T_1=0.52 \text{ s})$ 并计算随耐震持时 t 增加不断增大的 $S_{aT}(T_1)$, 来作为耐震时程记录的强度指标。如图 9 所示, 3 次耐震时程分析得到的地下结构阶梯形曲线基本处于 IDA 结果包络线之中, 对 3 次耐震分析结果的均值进行平滑处理, 得到的 ETA 均值曲线与 IDA 均值曲线吻合良好, 且趋势一致, 表明 ETA 能以较少的非线性时程分析次数和较小的误差达到预测地下结构地震响应的目的。

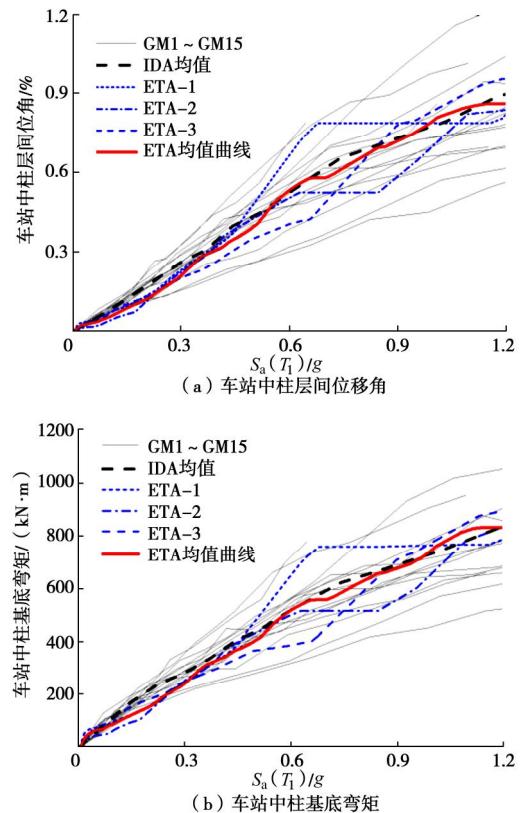


图 9 ETA 与 IDA 结果对比($IM = S_a(T_1)$)

Fig. 9 Comparison between ETA and IDA results, $IM = S_a(T_1)$

考虑到输入地震动峰值加速度 PGA 是常用的地震动强度指标, 所生成的耐震时程曲线加速度峰值也随着持时增加呈不断增大的趋势。本文将耐震时程曲线中累计输入最大加速度值作为横坐标, 以车站中柱的累计最大层间位移角和基底弯矩作纵坐标, 以此确定输入地震动的加速度强度与地铁车站结构响应之间

的关系曲线，并与 IDA 结果对比，如图 10 所示。3 次耐震时程分析得到的地下结构阶梯形曲线均处于 IDA 结果包络线之中，对 3 次耐震分析结果的均值进行平滑处理，得到的 ETA 均值曲线与 IDA 均值曲线趋势一致，中柱的地震响应随着输入 PGA 的增大而增加，但总体 ETA 结果略低于 IDA 分析结果。

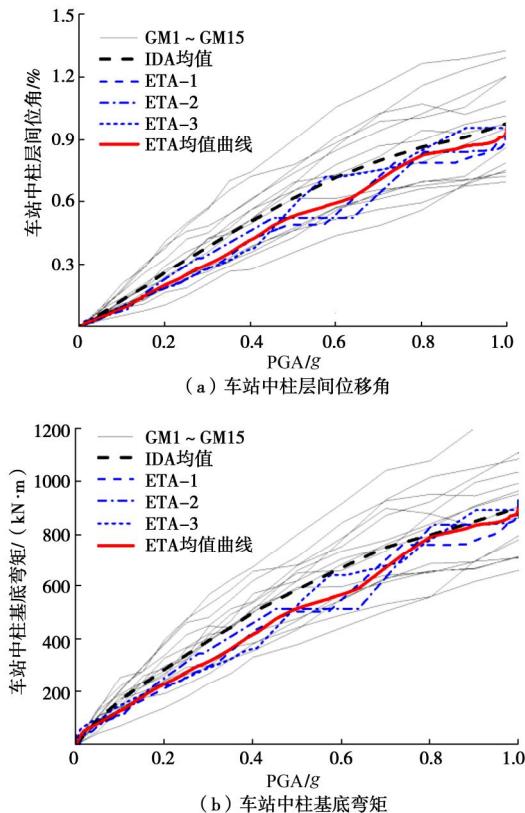


图 10 ETA 与 IDA 结果对比(IM= PGA)

Fig. 10 Comparison between ETA and IDA results, IM= PGA

3.4 耐震时程分析结果评价

为进一步直观对比 ETA 结果与 IDA 结果，对两种方法的均值曲线进行插值取点，以 IDA 结果作为横坐标，以 ETA 结果为纵坐标，绘制散点图，并进行线性拟合和相关性分析。由图 11 分析结果可知，ETA 与 IDA 结果的相关系数 R^2 均大于 0.95，表明二者存在较高的线性相关关系。选用 PGA 作为 IM 对比时，ETA 预测地下结构的地震响应（中柱层间位移角、中柱基底弯矩）与 IDA 结果线性拟合系数约为 0.9，表明 IDA 法得到的地下结构响应会比 ETA 高出约 10%；而选用 $S_a(T_1)$ 作为 IM 对比时，两种方法线性拟合系数约为 1.0，表明 ETA 计算的地下结构地震响应与 IDA 结果相当。土 - 结构体系基本自振周期反应谱 $S_a(T_1)$ 比输入 PGA 更适合作为预测地下结构地震响应的地震动强度指标。由于地震作用下结构随场地一起变形，结构本身的地震惯性力不具备主导作用，而是以成层场地在地震作用下以剪切变形为主，场地一阶振型

起控制作用，因此， $S_a(T_1)$ 更能有效反映场地的动力特性与地震响应，进而与地下结构的关联性更好。

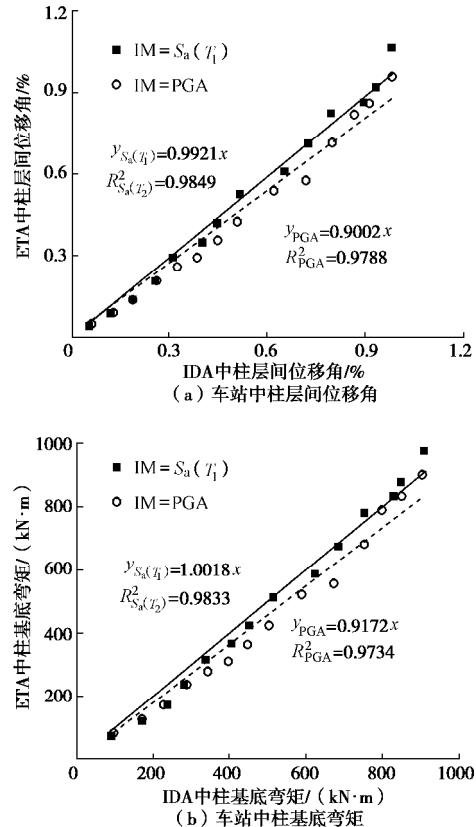


图 11 ETA 与 IDA 结果相关性

Fig. 11 Correlation between ETA and IDA results

4 结 论

从耐震时程分析法原理出发，基于中国抗震设计规范设计反应谱生成了 3 条耐震加速度时程曲线，以此作为输入，以大开地铁车站为原型，建立二维土 - 地下结构相互作用非线性有限元模型，同时选择 15 条天然地震动进行 IDA 分析，对比耐震时程分析结果与 IDA 结果，得出如下 3 点结论。

(1) 与传统 IDA 分析相比，ETA 能以较少的非线性分析次数和较小的误差达到评价地下结构峰值地震响应（峰值层间位移角、峰值基底弯矩等）的目的，因而可以作为地下结构抗震性能分析、预测和评价的一种新的高效率方法。

(2) 与地下结构 Pushover 分析方法相比，ETA 基于设计反应谱生成耐震加速度时程曲线并进行非线性动力时程分析，可以较为合理地考虑地震动的随机性和结构动力特性。

(3) 土 - 结构相互作用体系基本自振周期对应的加速度反应谱 $S_a(T_1)$ 比地震动峰值加速度 PGA 更适合作为预测地下结构地震动响应的地震动强度指标。

参考文献:

- [1] 中国地震动参数区划图: GB18306—2015[S]. 2016. (Seismic Ground Motion Parameters Zonation Map of China: GB18306—2015[S]. 2016. (in Chinese))
- [2] 韩建平, 吕西林, 李慧. 基于性能的地震工程研究的新进展及对结构非线性分析的要求[J]. 地震工程与工程振动, 2007, 27(4): 15 - 23. (HAN Jian-ping, LÜ Xi-lin, LI Hui. State-of-the-art of performance-based earthquake engineering and need for structural nonlinear analysis[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2007, 27(4): 15 - 23. (in Chinese))
- [3] 刘晶波, 刘祥庆, 李彬. 地下结构抗震分析与设计的Pushover分析方法[J]. 土木工程学报, 2008, 41(4): 73 - 80. (LIU Jing-bo, LIU Xiang-qing, LI Bin. A pushover analysis method for seismic analysis and design of underground structures[J]. China Civil Engineering Journal, 2008, 41(4): 73 - 80. (in Chinese))
- [4] 刘晶波, 刘祥庆, 薛颖亮. 地下结构抗震分析与设计的Pushover方法适用性研究[J]. 工程力学, 2009, 26(1): 49 - 57. (LIU Jing-bo, LIU Xiang-qing, XUE Ying-liang. Study on applicability of a pushover analysis method for seismic analysis and design of underground structures[J]. Engineering Mechanics, 2009, 26(1): 49 - 57. (in Chinese))
- [5] 刘晶波, 王文晖, 赵冬冬, 等. 循环往复加载的地下结构Pushover分析方法及其在地震损伤分析中的应用[J]. 地震工程学报, 2013, 35(1): 21 - 28. (LIU Jing-bo, WANG Wen-hui, ZHAO Dong-dong, et al. Pushover analysis method of underground structures under reversal load and its application in seismic damage analysis[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2013, 35(1): 21 - 28. (in Chinese))
- [6] VAMVATSIKOS D, CORNELL C A. Incremental dynamic analysis[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2002, 31(3): 491 - 514.
- [7] 赵冬冬. 城市地铁地下结构地震反应的试验研究与数值模拟[D]. 北京: 清华大学, 2013. (ZHAO Dong-dong. Experimental Study and Numerical Simulation on Seismic Response of Urban Underground Subway Structures[D]. Beijing: Tsinghua University, 2013. (in Chinese))
- [8] 杨智勇, 黄宏伟, 张冬梅, 等. 盾构隧道抗震分析的静力推覆方法[J]. 岩土力学, 2012, 33(5): 1381 - 1388. (YANG Zhi-yong, HUANG Hong-wei, ZHANG Dong-mei, et al. Pushover method for seismic analysis of shield tunnel[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, 33(5): 1381 - 1388. (in Chinese))
- [9] CHEN Z, CHEN W, ZHANG W. Seismic performance evaluation of multi-story subway structure based on pushover analysis[C]// Advances in Soil Dynamics and Foundation Engineering, ASCE, 2014: 444 - 454.
- [10] 许成顺, 许紫刚, 杜修力, 等. 地下结构抗震简化分析方法比较研究[J]. 地震工程与工程振动, 2017, 37(2): 65 - 80. (XU Cheng-shun, XU Zi-gang, DU Xiu-li, et al. Comparative study of simplified methods for seismic analysis of underground structure[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2017, 37(2): 65 - 80. (in Chinese))
- [11] 崔臻, 盛谦, 冷先伦, 等. 基于增量动力分析的大型地下洞室群性能化地震动力稳定性评估[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, 31(4): 703 - 712. (CUI Zhen, SHENG Qian, LENG Xian-lun, et al. Performance-based seismic stability assessment of large underground cavern group with incremental dynamic analysis[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, 31(4): 703 - 712. (in Chinese))
- [12] OSMI S K C, AHMAD S M. Seismic fragility curves for shallow circular tunnels under different soil conditions[J]. World Academy of Science, Engineering and Technology, 2016; 10(10): 1281 - 1287.
- [13] LIU T, CHEN Z, YUAN Y, SHAO X. Fragility analysis of a subway station structure by incremental dynamic analysis[J]. Advances in Structural Engineering, 2016; 20(7): 1111 - 1124.
- [14] ESTEKANCHI H E, VAFAI A, SADEGHAZAR M. Endurance timemethod for seismic analysis and design of structures[J]. Scientia Iranica, 2004, 11(4): 361 - 370.
- [15] HARIRI-ARDEBILI M A, SATTAR S, ESTEKANCHI H E. Performance-based seismic assessment of steel frames using endurance time analysis[J]. Engineering Structures, 2014, 69: 216 - 234.
- [16] ESTEKANCHI H E, VALAMANESH V, VAFAI A. Application ofendurance time method in linear seismic analysis[J]. Engineering Structure, 2007, 29(10): 2551 - 2562.
- [17] 建筑抗震设计规范: GB50011—2010[S]. 2010. (Code for Seismic Design of Buildings: GB50011—2010[S]. 2010. (in Chinese))
- [18] 杜修力, 李洋, 许成顺, 等. 1995年日本阪神地震大开地铁车站震害原因及成灾机理分析研究进展[J]. 岩土工程学报, 2018, 40(2): 223 - 236. (DU Xiu-li, LI Yang, XU Cheng-shun, et al. Review on damage cause and disaster

- mechanism of Dakai subway station during 1995 Osaka-Kobe earthquake[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **40**(2): 223 – 236. (in Chinese))
- [19] XU Z, DU X, XU C, et al. Numerical research on seismic response characteristics of shallow buried rectangular underground structure[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2019, **116**: 242 – 252.
- [20] 黄雨, 金晨, 庄之敬. 基于地震变形控制的隧道地基注浆抗液化加固效果评价[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, **28**(7): 1484 – 1490. (HUANG Yu, JIN Chen, ZHUANG Zhi-jing. Assessment of anti-liquefaction grouting reinforcement effect of tunnel foundation based on earthquake-induced deformations control[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, **28**(7): 1484 – 1490. (in Chinese))
- [21] MA C, LU D, DU X. Seismic performance upgrading for underground structures by introducing sliding isolation bearings[J]. Tunnelling & Underground Space Technology, 2018, **74**: 1 – 9.
- [22] YANG Z, ELGAMAL A, PARRA E. Computational model for cyclic mobility and associated shear deformation[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2003, **129**(12): 1119 – 1127.
- [23] PARRA-COLMENARES E J. Numerical Modeling of Liquefaction and Lateral Ground Deformation Including Cyclic Mobility and Dilatation Response in Soil Systems[D]. Corvallis: Oregon State University, 1996.
- [24] 李洋. 浅埋地下框架结构地震破坏机理研究[D]. 北京: 北京工业大学, 2018. (LI Yang. Earthquake Damage Mechanism of Shallow Buried Underground Frame Structures[D]. Beijing: Beijing University of Technology, 2018. (in Chinese))
- [25] FEMA. Seismic Performance Assessment of Buildings Volume 1—Methodology[R]. Washington D C: Federal Emergency Management Agency, 2012.
- [26] FEMA. Seismic Performance Assessment of Buildings Volume 2—Implementation guide[R]. Washington D C: Federal Emergency Management Agency, 2012.
- [27] 庄海洋, 程绍革, 陈国兴. 阪神地震中大开地铁车站震害机制数值仿真分析[J]. 岩土力学, 2008, **29**(1): 245 – 250. (ZHUANG Hai-yang, CHENG Shao-ge, CHEN Guo-xing. Numerical simulation and analysis of earthquake damage of Dakai metro station caused by Kobe earthquake[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, **29**(1): 245 – 250. (in Chinese))
- [28] 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 12WCEE, 2000, New Zealand: 1 – 6.
- [29] RIAHI H T, ESTEKANCHI H E. Seismic assessment of steel frames with the endurance time method[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2010, **66**(6): 780 – 792.

DOI: 10.11779/CJGE202008014

基于对数骨架曲线的时域本构及其应用

董 青¹, 苏 杰¹, 周正华¹, 李小军^{*2}

(1. 南京工业大学交通运输工程学院, 江苏南京 210009; 2. 北京工业大学建筑工程学院, 北京 100124)

摘要: 土层非线性地震反应分析的等效线性化方法会严重降低某一中频段增大相应的高、低频段的地震动非线性效应, 且土体的塑性变形影响无法体现, 尤其软弱土层、薄覆盖层场地地震反应分析结果与实际观测不符。从一维土层场地时域非线性地震反应分析出发, 提出一种基于 G/G_0 , $I-g$ 试验曲线确定的对数骨架曲线的函数表达式, 其特点是渐近线上升较缓慢。基于 Mashing 准则, 以加卸载转折点应力应变为参考应力应变点建立了对数动骨架曲线本构函数表达式。在此基础上, 提出了基于对数动骨架曲线土体本构的交叠差分格式一维土层时域非线性地震反应分析方法, 并以 Microsoft Visual C++ 6.0 为开发平台, 自行编制了一维土层地震反应分析程序 Soilresp1D, 开展了于软弱土层、薄覆盖层场地和场地影响台阵场地的时域非线性地震反应计算分析。与基于双曲动骨架曲线本构的时域分析结果、等效线性化分析结果以及实际地震动观测记录对比, 展现了提出的对数动骨架曲线本构的可行性和合理性。同时, 对比结果表明, 基于对数动骨架曲线本构的土层时域非线性地震反应分析方法适用于不同类型场地的地震反应分析, 且尤其表现为对数动骨架曲线本构滞回圈较宽、阻尼比退化系数较大, 更好地体现了实际土体的非线性和塑性特性。

关键词: 对数骨架曲线; 动骨架本构; 时域非线性; 阻尼比退化系数; 应力 - 应变关系

中图分类号: TU435 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)08-1491-08

作者简介: 董 青(1992—), 女, 博士研究生, 主要从事岩土力学研究工作。E-mail: 2458810997@qq.com。

Time-domain constitutive model based on logarithmic skeleton curve and its application

DONG Qing¹, SU Jie¹, ZHOU Zheng-hua¹, LI Xiao-jun²

(1. College of Transportation Science & Engineering, Nanjing Tech University, Nanjing 210009, China; 2. College of Architecture and Civil Engineering, Beijing University of Technology, Beijing 100124, China)

Abstract: The equivalent linearization method for seismic nonlinear response of soils will overestimate its high-and low-frequency nonlinear effects, and the plastic deformation of soils can not be reflected, especially for soft soil layer sites and thin overburden sites. The functional expression for logarithmic skeleton curves is proposed based on the test curves to analyze the time-domain nonlinear seismic responses, and the characteristic of the new skeleton curve is that the asymptote rises slowly. Based on the Mashing criterion, a logarithmic dynamic skeleton constitutive model is established with loading-unloading turning points as reference points. On this basis, a 1D time-domain seismic response method for soil by using the overlapping difference scheme is proposed. The corresponding program Soilresp1D is developed taking Microsoft Visual C++ 6.0 as the platform, and it is used to analyze the nonlinear seismic response of soft-soil layer sites and thin overburden sites and Eureka Canyon Road site. By comparing with the results of time-domain analysis based on the hyperbolic dynamic skeleton constitutive model, the equivalent linearization analysis and the actual seismic response observation, the feasibility and rationality of the proposed logarithmic dynamic skeleton curve are verified. The results show that the nonlinear seismic response method based on the logarithmic dynamic skeleton constitutive model can be applied to the seismic response analysis of different soil-layer sites. It is especially shown that the area of the hysteresis loop of the logarithmic dynamic skeleton curve and the damping degradation coefficient are larger, thus the damping effect and the plastic property of soils are better reflected.

Key words: logarithmic skeleton curve; dynamic skeleton constitutive model; time-domain nonlinearity; damping degradation coefficient; stress-strain curve

0 引言

土体的非线性特性是分析场地地震影响必须考虑

基金项目: 国家自然科学基金项目(U1839202); 国家重点研发计划项目(2017YFC1500400)

收稿日期: 2019-09-26

*通信作者 (E-mail:beerli@vip.sina.com)

的重要因素, 土体动力本构研究一直是人们关注的研究课题。动力本构关系是否能真实地表征土的非线性特征, 对场地非线性地震反应计算的可靠性至关重要。在一维土层场地的非线性地震反应分析中, 等效线性化处理是常采用的方法, 但等效线性化处理是平均滞回曲线意义上的线性方法^[1], 研究表明它会严重降低某一中频段而增大相应的高、低频段的地震动高估了高、低频的非线性效应, 即具有明显的中频段(频段值与场地土层的具体情况有关)地震动计算值放大现象(通常被视为“共振”效应), 且土体的塑性变形无法体现。对于这一问题, 国内外学者开展了土体时域动力本构的广泛研究, 以弥补等效线性化方法的不足^[2-4]。工程实践中较为常用的土体一维动力本构大多依据经验公式确定。经验公式是以 $G/G_0 - g$ 试验数据为基础得到试验特征量, 从而确定应力-应变骨架曲线经验关系式, 结合一定的加卸载准则得到土体的本构模型, 最基本的应力-应变本构模型是 Masing 法则模型^[5]。Masing 法则模型先利用 $G/G_0 - g$ 试验曲线获得应力应变关系骨架曲线 $f(g) - g$, 再利用“二倍关系”及其加卸载准则, 从而得到不规则加卸载下的应力-应变关系模型^[6], 但此模型不能满足试验 $I - g$ 关系结果要求。Pyke^[7]将 Masing 法则中的“二倍关系”改为“n 倍”, 提高了模型的可行性, 但此本构关系不具有对称性。利用“阻尼比退化系数”, 王志良等^[8]对 Masing 法则进行修正, 得到的应力-应变关系模型不仅能满足 $G/G_0 - g$ 关系的试验结果, 还能一定程度地满足 $I - g$ 关系的试验结果。由 Martin 等^[9]提出的三参数 Davidenkov 本构模型能较为理想描述各类土的非线性动力特性, 积累了丰富的试验资料。赵丁凤等^[10]提出 Davidenkov 本构模型的修正加载准则, 代替“扩展 Masing 法则”中的“上大圈”准则, 解决了“扩展 Masing 法则”在程序实现中需要记录大量数据的问题。为了使应力-应变本构模型在计算中实现, 李小军等提出“基于骨架曲线修正”^[11]处理的“动态骨架曲线”^[12]的概念, 并结合“阻尼比退化系数”给出了形式简单的函数关系式来表示一维动力本构关系, 这种关系不仅能同时满足 $G/G_0 - g$ 、 $I - g$ 关系, 还能考虑土体的塑性变形特性。

大震作用下一维土层非线性地震反应等效线性化分析会引起“共振”效应, 且应用于软弱土层的地震反应分析得不到较合理的结果。荣棉水等^[11]、卢滔等^[13]提出的考虑拟合阻尼比、刚度比试验曲线的时域分析方法模拟结果通过与实际记录比较, 验证了其适用性。这一研究表明, 通过模拟试验结果建立土体动力本构的方法是可行的。然而, 数值分析结果表明, 现有基于试验结果的应力-应变骨架曲线构建的土体动力本

构模型对应的滞回圈较窄, 低估了土体的非线性, 需要借助于其它措施修改处理动力本构模型以考虑土体的阻尼效应, 但往往措施复杂不便于编程实现。本文在李小军模型^[12]的基础上, 提出了一种对数骨架曲线的函数式, 以加卸载转折点应力应变为参考应力应变点建立了对数动骨架本构基本表达式, 该骨架曲线渐近线上升较缓慢, 滞回圈较宽, 形成的应力应变能较好地模拟土的阻尼效应和塑性特性。通过自行编程实现了不同类型场地的非线性地震反应分析, 并与双曲骨架本构分析结果及等效线性化方法结果进行对比分析, 验证了本文提出的对数动骨架曲线的合理性。

1 对数动骨架曲线的确定方法

1.1 骨架曲线的确定法则和公式推导

通过拟合试验 $G - g$ 曲线得到与双曲骨架曲线一致的对数动骨架曲线的相关参数, 且修正动骨架曲线的切线模量满足试验 $G - g$ 曲线。

“对数动骨架曲线”基本假定: ①初始加载过程中, 应力-应变曲线与对数骨架曲线重合; ②卸载及反向加载过程中, 应力-应变曲线引用 Masing 法则“二倍”关系, 满足动态“对数动骨架曲线”并且直指 $(\pm t_m, \pm g_m)$ 点; ③卸载及反向加载的应力-应变关系曲线与骨架曲线在 $(\pm t_m, \pm g_m)$ 点重合之后, 后继加载过程中应力-应变关系曲线将与骨架曲线 $f(g)$ 重合。

根据上述 3 个基本假定, 可以得到任意加卸载情况下的对数动骨架曲线。根据“二倍关系”与本文“修正动骨架曲线”的定义, 可得土的一维本构关系表达式:

$$t(r) = \begin{cases} t_c + 2g\left(\frac{g - g_c}{2}\right) & (|g| \leq g_m) \\ f(g) & (|g| > g_m) \end{cases} \quad (1)$$

式中 $|g|$ 为剪应变的绝对值; t_m , g_m 为历史应力-应变最大拐点的应力应变值, 取正值; t_c , g_c 是当前时刻之前应力-应变过程中最后一个应力-应变曲线拐点所对应的应力应变值; $g((g - g_c)/2)$ 是相对于动态坐标系的对数动骨架曲线。

由式(1)得到的函数关系式仍然不能满足试验 $I - g$ 关系, 利用王志良等^[8]提出的“阻尼比退化系数”对式(1)进行修正:

$$t(r) = \begin{cases} t_c + K(g_0) \cdot [2 \cdot g\left(\frac{g - g_c}{2}\right) - G_m \cdot (g - g_c)] + \\ G_m \cdot (g - g_c) & (|g| \leq g_m) \\ f(g) & (|g| > g_m) \end{cases} \quad (2)$$

式中, $G_m = \frac{\pm t_m - t_c}{\pm g_m - g_c}$, $g_0 = \left| \frac{\pm g_m - g_c}{2} \right|$, 当 g 增大时取 +, 当 g 减小时取 -, $K(g_0)$ 为阻尼比退化系数。

1.2 应力-应变关系的经验函数式

为了详细简洁地表达出本文的思想, 取工程中常用的 $G(g)$, $I(g)$ 公式拟合 $G/G_0 - g$ 和 $I - g$ 关系:

$$G(g) = \frac{1}{a + bg}, \quad (3)$$

$$I(g) = \frac{g}{a_1 + b_1 g}. \quad (4)$$

由对数骨架曲线的定义和 $f(g)$ 曲线的对称规则得

$$f(g) = \begin{cases} \frac{\ln\left(1 + \frac{b}{a}g\right)}{b} & (g > 0) \\ \frac{-\ln\left(1 - \frac{b}{a}g\right)}{b} & (g \leq 0) \end{cases}. \quad (5)$$

$g(g')$ 取与 $f(g)$ 相同的函数形式:

$$g(g') = \begin{cases} \frac{\ln\left(1 + \frac{b'}{a'}g'\right)}{b'} & (g' > 0) \\ \frac{-\ln\left(1 - \frac{b'}{a'}g'\right)}{b'} & (g' \leq 0) \end{cases}. \quad (6)$$

根据上述假定可得以下两个条件式:

$$g'(0) = f'(0), \quad (7)$$

$$g\left(\frac{\pm g_m - \frac{\pm g_m + g_c}{2}}{2}\right) + \frac{\pm t_m + t_c}{2} = f(\pm g_m). \quad (8)$$

把式 (7), (8) 代入式 (5), (6) 得

$$a' = a, \quad (9)$$

其中, 参数 b' 可以通过牛顿迭代法求得。

根据阻尼比退化系数定义, 有

$$K(g_0) = \frac{I(g_0)}{h(g_0)} = \frac{\frac{g_0}{a_1 + b_1 g_0}}{\frac{2}{\pi} (2 \int_0^{g_0} f(g) dg - t_0 g_0) / t_0 g_0}, \quad (10)$$

式中, $h(g_0)$ 为相应于 Masing 卸载线的阻尼比。

将式 (5) 代入式 (10) 可推得

$$K(g_0) = \frac{\pi b g_0^2}{2(a_1 + b_1 g_0)[(2a + b g_0) - 2 b g_0 / \ln(1 + b g_0 / a)]}. \quad (11)$$

由式 (11) 可知阻尼比退化系数除了与土的试验参数 (a , b , a_1 , b_1) 有关, 还与动态过程参数 g_0 有关。由于骨架曲线的不同, 对数动骨架曲线和双曲动骨架曲线的阻尼比退化系数的计算公式也不一致。

由式 (3) ~ (11) 可得式 (2) 的完整形式:

$$t(r) = \begin{cases} t_c + K(g_0) \cdot \left[\frac{g - g_c}{a + b \cdot \left| \frac{g - g_c}{2} \right|} - \frac{\pm t_m - t_c}{\pm g_m - g_c} \cdot (g - g_c) \right] + \frac{\pm t_m - t_c}{\pm g_m - g_c} \cdot (g - g_c) & (|g| \leq g_m) \\ \begin{cases} \ln\left(1 + \frac{b}{a}g\right)/b & (g > 0) \\ -\ln\left(1 - \frac{b}{a}g\right)/b & (g \leq 0) \end{cases} & (|g| > g_m) \end{cases}. \quad (12)$$

1.3 对数动骨架曲线和双曲动骨架曲线的对比

根据上述加卸载准则, 由 t_m , g_m 和 t_c , g_c , 通过式 (12) 可以确定动骨架曲线的具体形状与路由, 这一算法实现过程较为简单。图 1 是由本文对数动骨架本构和双曲动骨架本构得到的应力-应变关系示意图。由图 1 可以看出, 变形较小时对数动骨架曲线的应力比李小军模型的应力偏大, 变形较大时对数动骨架曲线的应力比李小军模型的应力偏小。对数骨架曲线渐近线上升较缓慢, 随着应变的增大应力较双曲骨架曲线上升慢, 滞回圈较宽, 土体的非线性特性明显。

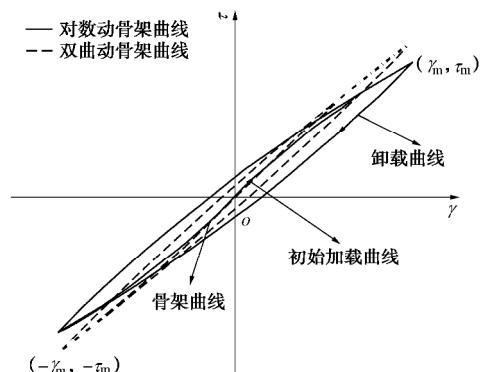


图 1 对数动骨架本构与双曲动骨架本构的应力-应变关系

Fig. 1 Stress-strain curves of two dynamic skeleton constitutive models

2 基于对数动骨架本构地震反应的一维时域非线性分析方法

基于本文提出的对数动骨架本构, 建立了采用交叠网格时域一维土层非线性地震反应分析方法。假设, 总厚度为 h 的均匀水平成层土体覆盖于基岩均匀弹性半空间上, 坐标原点设置在自由地表, 坐标轴 z 竖直向下, 上覆岩土体介质运动状态满足土介质运动平衡方程:

$$r \frac{\partial v}{\partial t} = \frac{\partial t}{\partial z}, \quad (13)$$

运动状态满足约束条件:

$$\frac{\partial v}{\partial z} = \frac{\partial g}{\partial t} ; \quad (14)$$

初始条件为

$$\left. \begin{array}{l} t(0, z) = 0, \\ g(0, z) = 0, \\ u(0, z) = 0. \end{array} \right\} \quad (15)$$

自由地表边界条件为

$$t(t, 0) = 0 . \quad (16)$$

式中 $v(t, z)$ 为运动速度; $t(t, z), g(t, z)$ 分别为剪应力和剪应变; $g(t, z)$ 介质密度。

剪应力和剪应变之间的关系由本文提出的对数动骨架曲线确定:

$$t = t(g) . \quad (17)$$

本文采用交叠网格求解上述初边值问题^[14], 基于自由边界条件式 (16), 运动平衡方程式 (13) 的中心差分离散形式为

$$\left. \begin{array}{l} v_1^{p+1} = v_1^p + \frac{\Delta t}{m_1} t_1^p , \\ v_n^{p+1} = v_n^p + \frac{\Delta t}{m_n} (t_n^p - t_{n-1}^p) \quad (n=2,3,\dots,N) , \\ m_n = \frac{1}{2} (r_n h_n + r_{n-1} h_{n-1}) \quad (n=2,3,\dots,N) , \\ m_1 = \frac{1}{2} r_1 h_1 . \end{array} \right\} \quad (18)$$

运动约束条件式 (14) 的中心差分离散形式为

$$g_n^{p+1} = \frac{\Delta t}{h_n} (v_{n+1}^{p+1} - v_n^{p+1}) + g_n^p \quad (n=1,2,3,\dots,N) . \quad (19)$$

对数动骨架曲线应力 - 应变本构关系式 (17) 可简单表示为

$$t_n^{p+1} = t(g_n^{p+1}) . \quad (20)$$

式 (18) ~ (20) 给出了每一层节点速度, 层间应力一应变关系的显式递推算法。

为了实现入射波由基岩传播到土层中, 将在基岩内建立一人工边界条件, 模拟入射波的传播过程。实现过程为: 按照单元离散准则, 在基岩内划分出 3 层, 在 $z = z_{N+1}$ 处设置人工边界, 则边界节点的递推公式:

$$v_{N+1}^{p+1} = v_N^p - v_{I,N}^p + v_{I,N+1}^{p+1} , \quad (21)$$

式中, v_{N+1}^{p+1} 为人工边界节点在 $p+1$ 时刻的速度, v_N^p 为节点 N 在 p 时刻的速度, $v_{I,N}^p$ 为入射波在节点 N 在 p 时刻的速度, $v_{I,N+1}^{p+1}$ 为入射波在人工边界 $p+1$ 时刻的速度。

上述时域分析方法计算精度二阶, 是条件稳定的, 稳定性条件为

$$\Delta t \leq \min \left(\frac{h_n}{c_n} \right) \quad (n=1,2,3,\dots,N) , \quad (22)$$

式中, c_n 为第 n 层介质的剪切波波速, h_n 为其层厚,

$$h_n \leq \left(\frac{1}{6} \sim \frac{1}{10} \right) T_{\min} c_n , \quad (23)$$

T_{\min} 为具有工程意义的输入波动的最短周期。

以 Microsoft Visual C++ 6.0 为开发平台, 基于上述一维土层时域非线性地震反应方法自行编制了一维土层地震反应分析程序 Soilresp1D。依据给定的输入地震动, 利用该程序可计算场地土层在任一深度位置的地震反应。

3 一维土层场地非线性地震反应对比分析

利用程序 Soilresp1D 对不同类型场地进行一维土层非线性地震反应分析, 通过与双曲动骨架本构及等效线性化方法计算结果及实测数据对比, 验证本文本构和一维土层非线性地震反应分析的合理性和动骨架本构改进效果。

数值分析中输入地震动时程如图 2 (a) 所示, 其峰值加速度为 2.02 m/s^2 , 截止频率 15 Hz , 离散时间步距为 0.02 s , 按照时域非线性分析方法稳定性的要求, 各模型计算时间步距确定为 0.0025 s 。通过对输入地震动时程进行插值, 使其满足计算时步的要求。

3.1 模型一: 薄覆盖层场地

场地覆盖层厚度 8.5 m , 分别为回填土和碎石土, 表 1 给出了计算模型参数, 表 2 列出了不同土体动力剪切非线性特性参数。由输入地震动截止频率并依据式 (25) 确定了各分层土的计算厚度, 据此对计算模型进行了离散, 底边界设置为人工边界, 地震动由此输入。

表 1 薄覆盖层场地计算模型

Table 1 Model for thin overburden sites

土类号	土层名称	深度 /m	层厚 /m	剪切波速 /(m·s ⁻¹)	密度 /(g·cm ⁻³)
1	回填土	6.2	6.2	134	1.76
2	碎石土	8.5	2.3	294	2.15
3	计算基底	—	—	511	2.65

分别采用基于对数动骨架本构和双曲动骨架本构的一维土层时域非线性地震反应分析方法得到了地表加速度峰值及归一化反应谱 (阻尼比 5%), 如图 2 (b) 所示。对数动骨架本构式 (3), (4) 中的系数由表 2 给出的剪切模量、阻尼比与剪切应变试验数据拟合得到。为对比分析, 图 2 (b) 中亦给出了等效线性化方法计算结果。结果表明, 基于对数动骨架本构、双曲动骨架本构的土层时域非线性地震反应分析得到的地

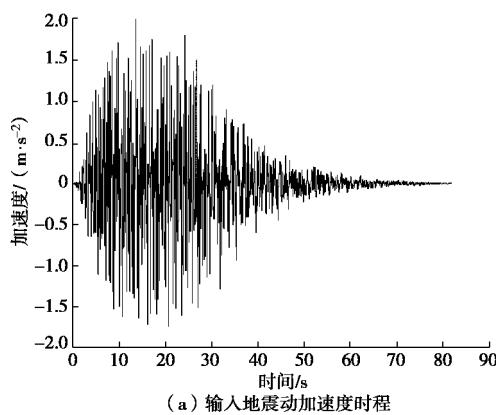
表2 土体动力剪切非线性特性参数

Table 2 Nonlinear characteristic parameters of dynamic shear of soils

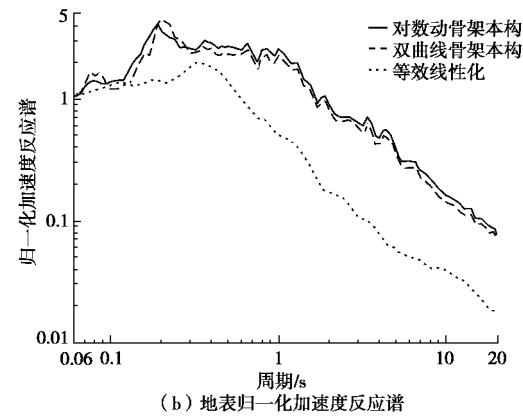
土层	参数	剪应变/(10 ⁻⁴)							
		0.05	0.1	0.5	1	5	10	50	100
填土	G/G_{\max}	0.96	0.95	0.8	0.7	0.3	0.2	0.15	0.1
	ζ	0.025	0.028	0.03	0.035	0.08	0.1	0.11	0.12
碎石	G/G_{\max}	0.965	0.935	0.775	0.66	0.3	0.25	0.105	0.09
	ζ	0.006	0.01	0.03	0.045	0.088	0.103	0.124	0.13
基岩	G/G_{\max}	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	ζ	0.004	0.008	0.01	0.015	0.021	0.03	0.036	0.046

地面加速度峰值分别为 $1.52, 1.69 \text{ m/s}^2$, 等效线性化方法计算得到的地面加速度峰值为 3.71 m/s^2 , 其中等效线性化方法峰值加速度最大, 对数动骨架本构峰值加速度最小。由图 2 (b) 可以看出, 两种动骨架本构的地震反应计算结果除 $0.08\sim0.09, 0.18\sim0.3 \text{ s}$ 周期范围内有一定差异, 其余相近、变化趋势基本一致, 但与等效线性化计算结果差异较明显。相对于等效线性化方法归一化加速度反应谱, 两动骨架本构的归一化反应谱偏大, 且长周期段 ($>0.7 \text{ s}$) 反应谱放大效应更明显。由此可知, 基于时域非线性方法得到的薄覆盖土层场地地震反应峰值较小, 特征周期较大, 比等效线性化方法结果更合理。

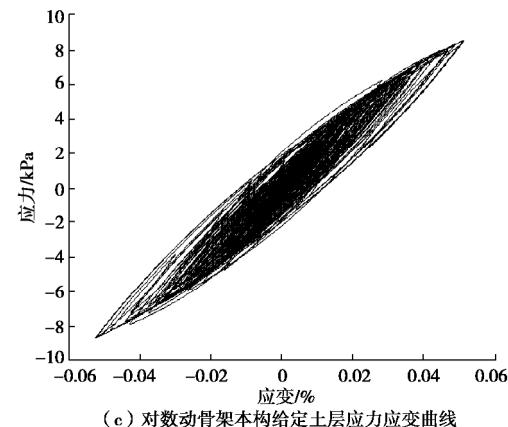
计算中亦输出了相应层位的应力应变反应, 以分析对数动骨架本构和双曲动骨架本构的应力 - 应变关系差异。图 2 (c), (d) 分别给出了对数动骨架本构和双曲动骨架本构计算得到的第 4 层回填土层的应力 - 应变曲线, 可以看出对数动骨架曲线的滞回圈比双曲动骨架曲线的滞回圈饱满。结果表明, 对数动骨架本构在计算薄覆盖层场地的地震反应时能较好地体现土体土体的塑性变形。因此, 对数动骨架本构的应力 - 应变关系能较好地刻画土体的非线性特征。



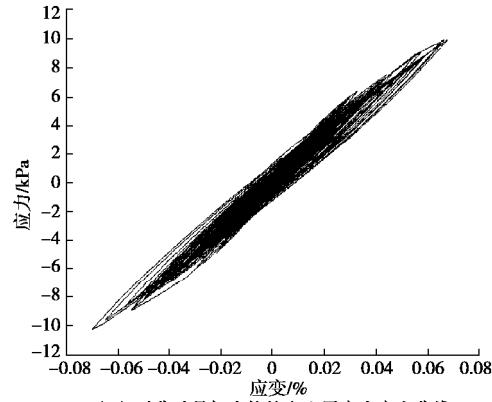
(a) 输入地震动加速度时程



(b) 地表归一化加速度反应谱



(c) 对数动骨架本构给定土层应力应变曲线



(d) 对曲动骨架本构给定土层应力应变曲线

图2 模型一输入地震动时程和两种动骨架本构的场地地震反应

Fig. 2 Time-history curves of input ground motion and seismic responses of two dynamic skeleton constitutive models for thin overburden sites

3.2 模型二: 软弱场地

以一软弱场地为例, 采用本文方法进行了地震反应分析, 进一步验证了本文对数动本构模型计算结果的可靠性。该场地分析模型覆盖层厚度 27.2 m , 由淤泥质黏土、粉质黏土等 10 种软黏性土组成, 图 3 (a) 给出了模型剪切波速随深度变化趋势, 图 3 (b), (c) 分别为不同土体对应的剪切模量比、阻尼比与剪应变水平的关系曲线。由输入地震动 (图 2 (a)) 截止频率并依据式 (25) 确定了各分层土的计算厚度。据此

对计算模型进行了离散，基岩底边界为人工边界并由此输入地震动。

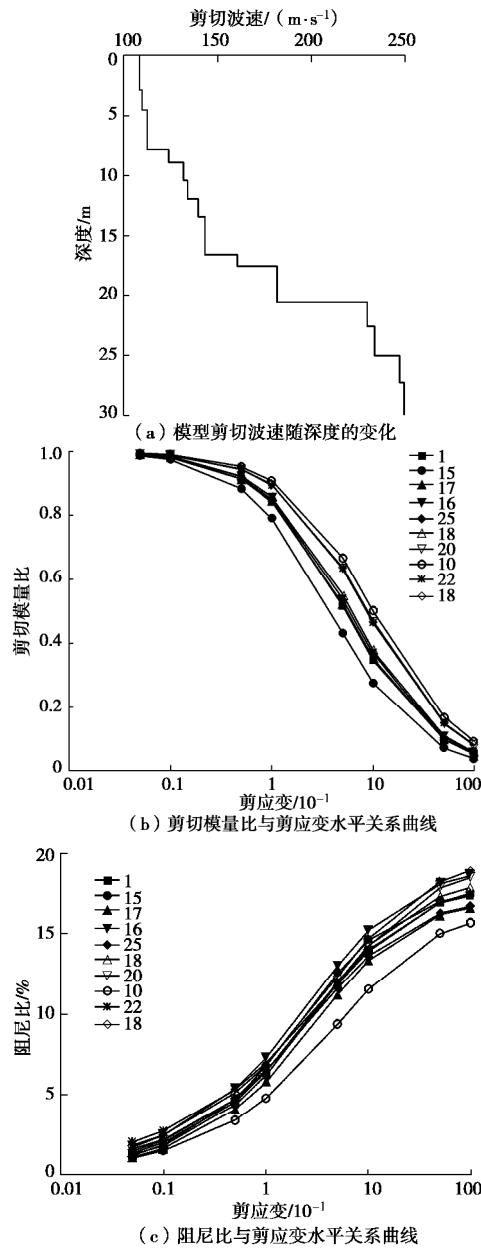


图 3 模型二土体相关参数

Fig. 3 Related parameters of soils for soft-soil layer sites

淤泥质粉质黏土是不良的软弱土体，抗剪能力较差，在地震作用下土层变形大，且产生较大的塑性变形。分别采用基于对数动骨架本构和双曲动骨架本构的一维土层时域非线性地震反应分析方法得到了地表地震加速度反应，亦给出了等效线性化方法计算结果，如图 4 (a) 所示。结果显示，对数动骨架本构、双曲动骨架本构的土层时域非线性地震反应分析得到的地表加速度峰值分别为 $2.88, 2.74 \text{ m/s}^2$ ，等效线性化方法得到的地表加速度峰值 1.59 m/s^2 ，其中等效线性化方法峰值最小，对数动骨架本构的峰值最大。图 4 (a) 结果表明，两种动骨架本构的地震反应计算结果除 0.2 s 周期内有一定差异，其余相近，变化趋势基

本一致，但与等效线性化方法计算结果在短周期和长周期段差异较明显。相对于等效线性化方法归一化加速度反应谱，两动骨架本构在小于 0.2 s、大于 3 s 周期范围的反应谱偏大，其余周期段反应谱偏小，中频段地震动计算值较等效线性结果小，无放大现象。不难看出，基于两动骨架本构得到的软弱场地地震反应峰值较大，特征周期较小，比等效线性化方法结果更合理。

图 4 (b), (c) 分别给出了对数动骨架本构和双曲动骨架本构计算得到的淤泥质土层的应力 - 应变曲线，可以看出两者形状基本相似，但对数动骨架本构的土体应力 - 应变反应比双曲动骨架本构大，塑性变形明显。与模型一薄覆盖层场地计算结果对比可知，软弱土层的塑性变形显著，这与实际软弱场地所表现的非线性特征一致，进一步验证了对数动骨架本构应力 - 应变关系的合理性。

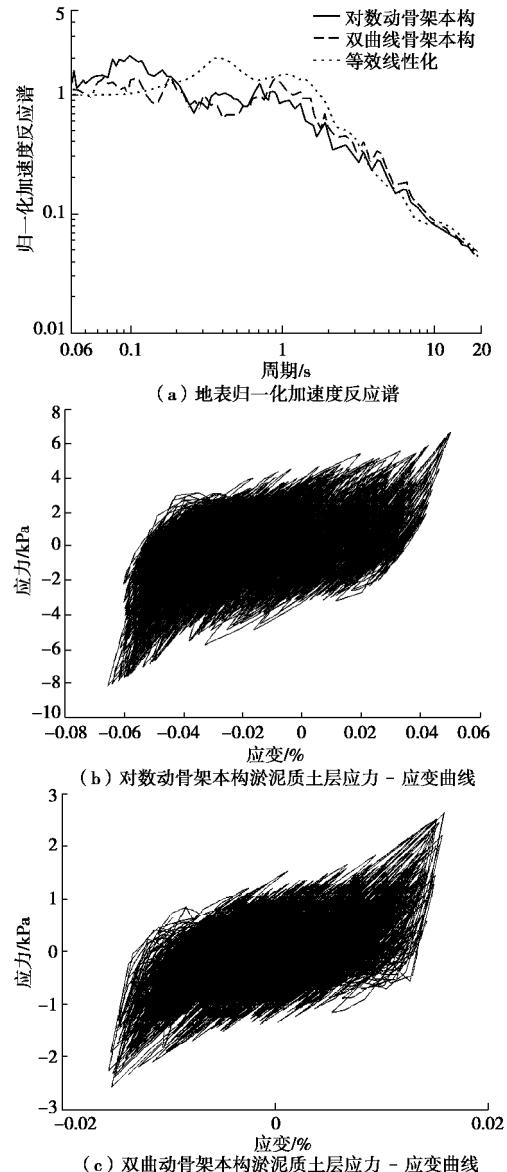


图 4 模型二两种动骨架本构的场地地震反应

Fig. 4 Seismic responses of two dynamic skeleton constitutive models for soft-soil layer sites

3.3 模型三: Eureka Canyon Road 场地

此外, 本文以美国加州 Corralitos 地区的 Eureka Canyon Road 场地影响观测台阵的场地资料为基础, 建立了一维土层地震反应分析模型, 输入地震动为地表下 33 m 处获取的强震动加速度记录 (如图 5 所示, 峰值加速度为 $0.75g$)。采用本文对数动骨架本构的时域方法计算得到了分析模型场地地表加速度反应, 与地表观测记录对比, 再次验证了本文对数动骨架模型的可靠性。该模型场地覆盖层厚度 33 m, 由黏土组成, 分析模型相关参数如表 3 所示。

表 3 Eureka Canyon Road 场地分析模型

Table 3 Model for Eureka Canyon Road site

土类	厚度 /m	密度 /($t \cdot m^{-3}$)	v_s /($m \cdot s^{-1}$)	a_0 /(10 $^{-7}$)	b_0 /(10 $^{-4}$)	a_1 /(10 $^{-3}$)	b_1
3	5.5	1.68	383	4.05	6.19	3.73	4.3
3	7.5	1.68	585	1.74	2.65	3.73	4.3
3	10.0	1.68	410	3.54	5.40	3.73	4.3
3	4.5	1.68	683	1.27	1.95	3.73	4.3
1	5.5	1.92	719	1.00	1.72	7.18	3.7

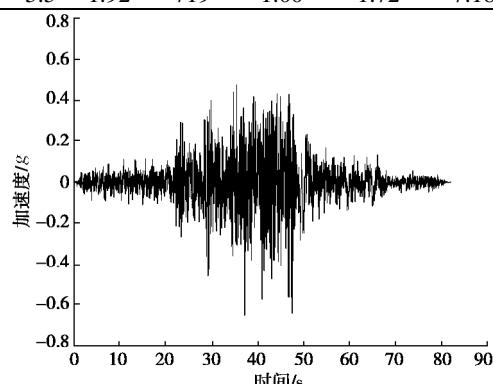


图 5 实测基岩地震动加速度时程

Fig. 5 Time-history curves of measured bedrock acceleration

由表 3 可以看出, 分析模型主要由基岩与黏土组成, 属于中硬场地。以基岩地震动加速度为输入, 采用基于对数动骨架本构的土层时域非线性地震反应分析方法得到了地表加速度反应, 并与地表观测强震动加速度记录对比, 如图 6 (a) 所示。结果显示, 对数动骨架本构方法和等效线性化方法得到的地表加速度峰值分别为 $0.81g$, $0.82g$, 实测值 $0.72g$, 对数动骨架本构方法得到加速度峰值与实测值误差为 12.5%。

图 6 (a) 所示结果表明, 基于对数动骨架本构的数值分析归一化地表加速度反应谱在 1 s 周期范围内与实测结果相近。1 s 以上的长周期归一化反应谱较实测结果偏大, 但其变化趋势相似。如图所示, 等效线性化结果在中频段地震动计算值有明显的放大现象 (通常被视为“共振”效应), 基于对数动骨架本构的数值分析结果与实测结果一致, 无“共振”效应, 其计算结果较等效线性化结果理想。

图 6 (b) 示出了黏土层第 4 层的应力 - 应变曲线, 不难看出, 基于本文本构得到的应力 - 应变曲线呈梭

型, 塑性变形明显, 滞回曲线较符合实际。可见对数动骨架本构应力 - 应变关系符合土体非线性特征, 用于一维土层场地非线性地震反应分析可行, 且结果可靠。

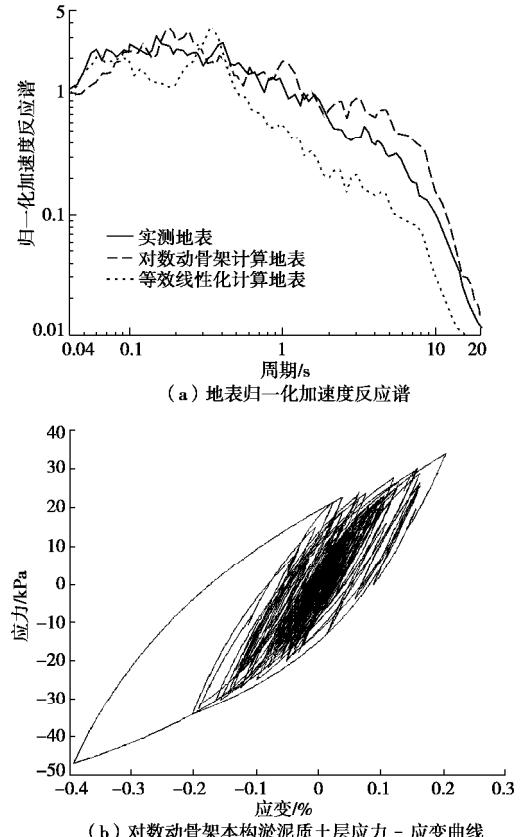


图 6 对数动骨架本构在 Eureka Canyon Road 场地地震反应与实测数据比较

Fig. 6 Comparison between responses calculated by logarithmic constitutive model and measured data of Eureka Canyon Road site

4 结 论

对数动骨架本构从对数骨架曲线 $f(g)$ 出发, 参照“Masing 法则”中的二倍法则和对数动骨架曲线的基本假定, 以加卸载转折点应力应变为参考应力应变点建立了对数动骨架本构基本表达式, 引入滞回阻尼比系数, 得到新的滞回阻尼比系数计算公式。对数骨架曲线渐近线上升较缓慢, 随着应变的增大应力较双曲骨架曲线上升缓慢, 滞回圈较宽, 解决了双曲动骨架本构在土层时域非线性地震反应分析中土体非线性特性不明显的问题。本文采用交叠网格一维土层时域地震反应分析方法, 实现了基于对数动骨架本构的时域土层非线性地震反应分析。本文方法在应用于土层地震反应分析时, 与等效线性化方法所需参数 (密度、波速、厚度、 $G/G_0 - g$ 和 $1 - g$ 曲线) 相同, 易通过试验获取。

本文通过不同类型场地一维非线性地震反应分析, 与双曲动骨架本构及等效线性化方法计算结果及

观测测结果对比,验证了基于对数动骨架本构的一维土层非线性地震反应分析的合理性及对数动骨架本构体现的土体非线性效应的可靠性,主要特征概述如下:

(1) 薄覆盖层场地时域非线性地震反应结果显示,基于两动骨架本构得到的地震反应峰值较小,特征周期较大,比等效线性化方法结果更合理。对数动骨架本构较双曲动骨架本构更能体现土体的阻尼效应,表现为滞回圈较饱满,由于骨架渐近线上升较缓,塑性变形较双曲动骨架本构明显。

(2) 软弱场地非线性地震反应结果表明,基于两动骨架本构得到的软弱场地地震反应峰值较大、特征周期较小,比等效线性化方法结果更合理。对数动骨架本构的土体应力-应变反应比双曲动骨架本构大,塑性变形明显。

(3) 场地影响观测台阵 Eureka Canyon Road 分析模型数值结果显示,对数动骨架本构方法得到的地表加速度峰值与实测值误差为 12.5%,地表加速度反应谱在 1 s 周期范围内与实测结果相近,基于对数动骨架本构的数值分析结果在中频段无“共振”效应,其计算结果较等效线性化结果理想。

(4) 与等效线性化方法及双曲动骨架本构计算结果对比,对数动骨架本构应力-应变关系能较好的刻画土体非线性特征,用于一维土层场地非线性地震反应分析可行,且结果可靠。

参考文献:

- [1] 荣棉水, 卢滔, 李小军. 一种基于动态骨架曲线的土层时域积分方法及其验证[J]. 应用基础与工程科学学报, 2013, 21(1): 79–89. (RONG Mian-shui, LU Tao, LI Xiao-jun. A direct time-domain integral method based on dynamic skeleton curve constitutive model and its verification[J]. Journal of Basic Science And Engineering, 2013, 21(1): 79–89. (in Chinese))
- [2] GUANG Y, ANDERSON J G, SIDDHATHEN R. On the characteristics of nonlinear soil response[J]. Bulletin of the Seismological Society of America, 1993, 83(1): 218–244.
- [3] HUANG H C, SHIEH C S, CHIU H C. Linear and nonlinear behavior of soft soil layers using Lotung downhole array in Taiwan[J]. Terrestrial, Atmospheric and Oceanic Sciences, 2001, 12(3): 503–524.
- [4] 李小军. 非线性土层地震反应分析的一种方法[J]. 华南地震, 1992, 12(4): 1–8. (LI Xiao-jun. A method to analyzing seismic response of nonlinear soil layers[J]. South China Journal of Seismology, 1992, 12(4): 1–8. (in Chinese))
- [5] MASING G. Eigenspannungen und verfestigung beim messen[C]// Proceedings of Second International Congress of Applied Mechanics, 1926, Zurich: 332–335. (MASING G Intrinsic stresses and solidification in the brass[C]// Proceedings of Second International Congress of Applied Mechanics, 1926, Zurich: 332–335. (in Germany))
- [6] NEWMARK N M, ROSENBLUETH E. Fundamentals of Earthquake Engineering[M]. Englewood Cliffs: Prentice-Hall, 1971.
- [7] PYKE R M. Nonlinear soil models for irregular cyclic loadings[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1979, 105(6): 715–726.
- [8] 王志良, 韩清宇. 黏弹性土层地震反应的波动分析法[J]. 地震工程与工程学报, 1981, 1(1): 117–137. (WANG Zhi-liang, HAN Qing-yu. Analysis of wave propagation for the site seismic response, using the visco-elastoplastic model[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 1981, 1(1): 117–137. (in Chinese))
- [9] MARTIN P P, SEED H B. One-dimensional dynamic ground response analyses[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1982, 108(7): 935–952.
- [10] 赵丁凤, 阮滨, 陈国兴. 基于 Davidenkov 骨架曲线模型的修正不规则加载准则与等效剪应变算法及其验证[J]. 岩土工程学报, 2017, 39(5): 888–895. (ZAO Ding-feng, RUAN Bing, CHEN Guo-xing. Validation of the modified irregular loading-reloading rules based on Davidenkov skeleton curve and its equivalent shear strain algorithm implemented in ABAQUS[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, 39(5): 888–895. (in Chinese))
- [11] 李小军. 土的动力本构关系的一种简单函数表达式[J]. 岩土工程学报, 1992, 14(5): 90–94. (LI Xiao-jun. A simple functional formula of dynamic constitutive models of saturated soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1992, 14(5): 90–94. (in Chinese))
- [12] 李小军, 廖振鹏, 张克绪. 考虑阻尼拟合的动态骨架曲线函数式[J]. 地震工程与工程振动, 1994, 14(1): 30–35. (LI Xiao-jun, LIAO Zhen-peng, ZHANG Ke-xu. A functional formula of dynamic skeleton curve taking account of damping effect[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 1994, 14(1): 30–35. (in Chinese))
- [13] 卢滔, 周正华, 霍敬妍. 土层非线性地震反应一维时域分析[J]. 岩土力学, 2008, 29(8): 2170–2176. (LU Tao, ZHOU Zheng-hua, HUO Jing-yan. 1D nonlinear seismic response analysis of soil layers in time domain[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, 29(8): 2170–2176. (in Chinese))
- [14] 廖振鹏. 工程波动理论导论[M]. 2 版. 北京: 科学出版社, 2002: 62–63. (LIAO Zhen-peng. Introduction to Wave Motion Theories in Engineering[M]. 2nd ed. Beijing: Science Press, 2002: 62–63. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202008015

薄层充填岩石节理剪胀特性试验研究

肖维民^{1, 2}, 余欢^{1, 2}, 朱占元^{*1, 2}, 李锐^{1, 2}, 刘伟超^{1, 2}

(1. 四川农业大学土木工程学院, 四川 都江堰 611830; 2. 四川农业大学村镇建设防灾减灾四川省高等学校工程研究中心, 四川 都江堰 611830)

摘要: 岩石节理剪胀特性是影响节理渗流的重要因素, 主要受节理表面粗糙性和法向应力的影响。而对于充填岩石节理而言, 其剪胀特性还受到充填介质的影响。为了研究薄层充填岩石节理的剪胀特性, 首先制备了3组具有Barton标准剖面线形貌特征、充填度 $D=0.00, 0.25, 0.50, 0.75$ 及1.00的薄层充填模拟岩石节理试件, 然后在低、中、高三级法向应力下进行直剪试验, 得到了薄层充填岩石节理试件法向位移-剪切位移曲线及其破坏特征。结果表明: 在低法向应力条件下, 节理表面粗糙性和充填度共同影响薄层充填岩石节理试件的剪胀特性, 而在中高法向应力条件下, 节理表面粗糙性是影响其剪胀特性的关键因素; 薄层充填岩石节理破坏特征包含充填介质的剪切挤碎和节理上下表面粗糙凸起体被剪断两种, 且随着充填度的增加, 充填介质剪切挤碎逐渐占主导地位, 成为薄层充填岩石节理试件的主要破坏特征。在此基础上, 考虑充填介质对节理表面粗糙度系数JRC的弱化作用, 建立了薄层充填岩石节理峰值剪胀角随充填度呈指数变化的经验关系式, 并通过直剪试验数据和已有文献数据对其适用性进行了初步分析。

关键词: 岩石力学; 薄层充填岩石节理; 直剪试验; 剪胀; 充填度

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)08-1499-10

作者简介: 肖维民(1983—), 男, 博士, 副教授, 主要从事节理岩体力学和水力学等方面的教学和科研工作。E-mail: sicauxwm@163.com。

Experimental study on shear dilatancy characteristics of thinly-infilled rock joints

XIAO Wei-min^{1, 2}, YU Huan^{1, 2}, ZHU Zhan-yuan^{1, 2}, LI Rui^{1, 2}, LIU Wei-chao^{1, 2}

(1. School of Civil Engineering, Sichuan Agricultural University, Dujiangyan 611830, China; 2. Sichuan Higher Education Engineering

Research Center for Disaster Prevention and Mitigation of Village Construction, Sichuan Agricultural University, Dujiangyan 611830, China)

Abstract: The shear dilatancy has a significant effect on the seepage properties of rock joints, which is influenced by the roughness and normal stress acting on the rock joint surface. However, except for joint the surface roughness and normal stress, the infills also have an important effect on the shear dilatancy of infilled rock joints. So, in order to investigate the shear dilatancy of thinly-infilled rock joints, three groups of specimens which have the same surface roughness as Barton's standard profiles and different infill thicknesses are prepared firstly. Then the direct shear tests are performed on these specimens under three levels of normal stress, and the normal displacement vs. shear displacement curves and failure characteristics of thinly-infilled rock joints are obtained. The results show that the shear dilatancy is influenced by both the surface roughness and the infill thickness under low normal stress condition, whereas the surface roughness is the key factor influencing the shear dilatancy under middle and high levels of the normal stress. Furthermore, the failure modes of specimens include the shear and crush of infill particles and the shear of surface asperities, and the former failure mode becomes dominant with the increase of infill thickness. Then an empirical exponential expression is proposed to describe the peak shear dilatancy angle of thinly-infilled rock joints quantitatively by considering the weakening effect of infills on joint surface roughness, which is validated preliminarily by the direct shear test results and published data in literatures.

Key words: rock mechanics; thinly-infilled rock joint; direct shear test; shear dilatancy; infill ratio

0 引言

岩体在经历地质构造运动以及浅表生地质作用后, 内部广泛存在各类不同规模的节理, 这在一定程度上对岩体强度和稳定性起控制作用^[1]。同时岩体又赋存在一定地下水环境中, 且完整岩块渗透系数远远

小于节理渗透系数^[2], 因而岩石节理是地下水在岩体中渗流的主要通道。对于非充填岩石节理, 其隙宽大

基金项目: 国家自然科学基金项目(41877195, 41502242)

收稿日期: 2019-10-20

*通信作者(E-mail: zhuzyuan910@163.com)

小是影响地下水渗流流量的决定因素,而节理隙宽大小的改变主要源自节理在剪切错动过程中的剪胀效应^[3-6]。因此,岩石节理剪胀特性是研究其渗流特性的基础。

目前关于非充填岩石节理渗流特性的研究成果也主要从剪胀效应对节理隙宽变化的影响方面着手,如:Barton 等^[7]考虑剪胀效应的影响,建立了剪切过程中节理机械隙宽增量 ΔE 与剪胀角之间的定量关系,在此基础上建立了节理水力隙宽和机械隙宽之间的经验关系式; Esaki 等^[8]、Olsson 等^[9]通过岩石节理室内剪切-渗流耦合试验对上述 Barton 经验关系式进行了验证和改进; Lee 等^[10]通过岩石节理室内剪切-渗流耦合试验得出岩石节理水力隙宽存在一个临界值,当节理水力隙宽小于该临界值时,水力隙宽与机械隙宽呈线性变化关系,且节理剪胀效应直接影响节理渗透性的变化; 赵延林等^[11-12]采用离散元数值方法建立裂隙岩体离散元数值模型,建立了岩石节理剪胀-渗流耦合模型,研究了剪胀效应对岩石节理渗透系数的影响; 夏才初等^[13]通过常法向刚度条件下岩石节理剪切-渗流耦合试验,研究剪切过程中岩石节理的渗流特性演化规律,结果表明岩石节理等效水力开度与剪胀变形都存在三阶段变化规律: 快速增长阶段、增速变缓阶段和稳定阶段。

但是,对于天然岩石节理而言,由于风化、侵蚀等物理作用和节理岩壁间剪切错动影响,节理中将产生一定厚度的充填物,形成充填节理。自然界中绝大部分天然岩石节理都是充填节理。根据充填物厚度不同可将充填节理分为薄膜、夹泥、薄层夹层和厚层四类^[14]。其中,薄层夹层和厚层充填节理中充填物厚度较大,节理上下岩壁间不存在接触,节理力学和渗流特性主要由充填介质的性质控制,与节理岩壁强度和表面粗糙度无关,一般参照土力学的相关理论进行研究; 薄膜和夹泥充填节理中充填物厚度较薄,一般小于或略大于节理表面平均起伏差,在此将该类充填节理定义为薄层充填节理。此类充填节理既不同于非充填节理,也不同于厚层充填节理。一方面,与非充填节理相比,薄层充填节理中充填介质对其剪切力学特性有显著的弱化作用; 另一方面,与厚层充填节理相比,薄层充填节理剪切强度受节理岩壁表面形貌的影响十分明显。

目前关于充填岩石节理剪胀力学特性的研究还不多见。如:Papaliangas 等^[15]和 Phien-wej 等^[16]通过充填岩石节理室内直剪试验发现,随着充填岩石节理中充填介质厚度的增加,节理剪胀效应逐渐减弱,当充填

介质厚度达到一定值时,节理仅表现为剪缩; 许江等^[17]通过对充填石膏模拟岩石节理进行剪切-渗流耦合试验,发现节理剪胀位移随着充填介质厚度的增加而减小,直至出现较大的负值; Indraratna 等^[18-21]通过一系列充填岩石节理直剪试验发现: 当充填介质厚度较小时,剪切过程中岩石节理上下岩壁在发生很小的剪切位移时就会产生接触,节理表面粗糙凸起体开始介入剪切过程,产生剪胀效应; 随着充填介质厚度的增加,充填介质逐渐隔绝节理上下岩壁之间的接触作用导致剪胀效应逐渐减弱; 当充填厚度增加到某一临界值时,剪切过程中节理上下岩壁在剪切过程中不再接触,充填岩石节理试件法向变形特性主要表现为充填介质的剪缩效应; Mirzaghorbanali 等^[22]通过对规则锯齿状模拟岩石节理试件进行常法向刚度条件下的直剪试验,结果表明在初始法向应力较小且充填度小于1.0时,试件表现为剪胀,且随着充填度的增加逐渐转变为剪缩; Shrivastava 等^[23]通过对规则锯齿状模拟岩石节理试件同时进行常法向刚度和常法向应力条件下的直剪试验发现,随着充填度的增加,节理试件主要表现为剪缩,且试件在常法向刚度条件下的剪缩现象更加明显; Han 等^[24]通过对充填石膏和砂混合料的模拟岩石节理试件进行常法向刚度条件下的循环剪切试验,结果发现试件均表现为剪缩。在上述研究成果中,研究人员仅对充填岩石节理剪胀效应进行定性描述,而没有对其进行定量研究。特别地,对于充填介质厚度较小的薄层充填岩石节理,其剪胀力学特性同时受充填介质厚度和节理粗糙表面形貌影响,作用机理较为复杂,目前关于该方面的研究成果还比较欠缺。

鉴于此,本文以具有Barton标准节理剖面线形貌特征的薄层充填模拟岩石节理为研究对象,通过薄层充填模拟岩石节理试件室内直剪试验研究充填介质厚度和节理表面粗糙性对其剪胀力学特性的影响,在此基础上建立薄层充填岩石节理峰值剪胀角公式并对其适用性进行分析,为后续研究充填岩石节理剪切-渗流演化规律奠定理论基础。

1 直剪试验方案

1.1 薄层充填岩石节理试件制备

为了定量表征岩石节理表面粗糙程度,Barton 等^[2]给出了岩石节理10条标准剖面线,任意天然岩石节理表面粗糙性可将其剖面线与标准剖面线进行比较得到。该方法已被国际岩石力学与岩石工程学会所采纳,广泛应用于岩体工程领域^[25]。在此制备模拟岩石节理试件时,为了研究节理表面粗糙性的影响,选取第5条、

第6条和8条Barton标准剖面线作为典型剖面线(如表1所示), 通过对对其进行精细数字化处理得到典型剖面线二维坐标数据, 具体过程详见文献[26]。然后将精细化处理后的二维坐标数据导入Solidworks软件中重构标准剖面线, 并沿垂直剖面线所在平面方向将剖面线拉伸为三维粗糙面, 得到含标准剖面线形貌特征的岩石节理表面三维数字模型, 再采用光敏树脂利用3D打印技术得到具有标准剖面线形貌特征的岩石节理面板(如图1(a)所示)。最后将光敏树脂节理面板放置在图1(b)所示模型盒(平面尺寸为200 mm×200 mm)的中部凹槽处, 浇筑水灰比为0.44的净水泥浆(基本力学参数见表2), 养护后得到偶合模拟岩石节理试件。

表1 Barton标准节理剖面线^[2]

Table 1 Standard joint profiles proposed by Barton

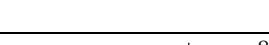
编号	序号	标准节理剖面线	JRC ₀	平均起伏差 h/mm
#1	5		8~10	7.98
#2	6		10~12	10.96
#3	8		14~16	12.93

表2 净水泥浆基本力学参数

Table 2 Basic mechanical parameters of cement slurry

参数	黏聚力 c/MPa	内摩擦角 $\phi/(^\circ)$	单轴抗压强 度 S_c /MPa	弹性模量 E/MPa
数值	10.35	27.89	28.3	3140

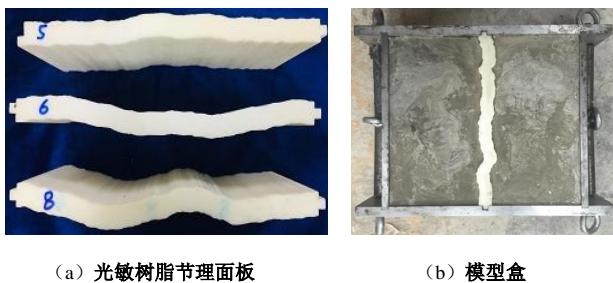


图1 模拟岩石节理试件制备

Fig. 1 Preparation of artificial rock joint specimens

在制备好偶合模拟岩石节理试件后, 采用粒径为0.3~0.6 mm的石英砂作为充填介质制备薄层充填模拟岩石节理试件。根据Ladanyi等^[27]关于充填度D的定义, 不同充填度下所需充填介质厚度t按下式计算:

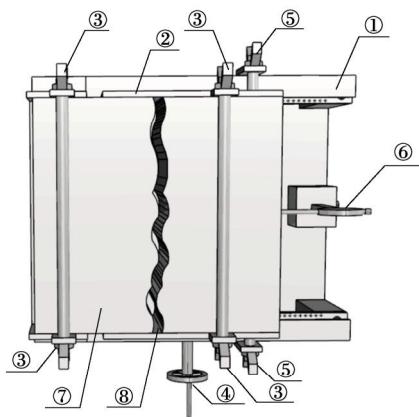
$$D = t/h, \quad (1)$$

式中, h为岩石节理表面平均起伏差。

试验中设定5种充填度D=0.0, 0.25, 0.50, 0.75和1.0, 结合表1所示3条典型标准剖面线的平均起伏差h值, 即可得到不同充填度情况下所需充填介质厚度

t。为了精确控制充填介质厚度, 图2所示装置采用如充填石英砂, 具体步骤如下: ①将制备好的偶合模拟岩石节理试件放置在基座上, 保证试件左右部分是完全吻合的, 拧紧定位螺杆; ②轻轻转动推进手柄, 试件右半部分逐渐向右侧整体平移, 此时观测右侧数显百分表读数, 当读数达到所需充填厚度t时拧紧锁止蝶形螺母, 此时试件左右岩块间形成宽度为t的空隙; ③将准备好的石英砂分次倒入空隙中并用细铁丝捣实, 即得到具有设定充填度的薄层充填岩石节理试件。

将充填好的试件沿节理四周用透明胶带缠紧密封, 防止后期试件安装过程中充填介质漏掉以及上下部分错位, 试验时用小刀将胶带划开, 避免胶带影响试验结果。



①-基座; ②-移动挡板; ③-定位螺杆; ④-推进手柄; ⑤-锁止蝶形螺母;
⑥-位移百分表; ⑦-岩石节理; ⑧-充填预留空隙

图2 石英砂充填装置示意图

Fig. 2 Schematic diagram of a device for filling quartz sands

1.2 直剪试验方案

薄层充填岩石节理直剪试验在四川农业大学村镇建设防灾减灾四川省高等学校工程研究中心YZW50岩石剪切试验机上进行(如图3所示)。直剪试验应力边界条件采用常法向应力条件, 所采用的三级法向应力分别为 $s_n = 0.2 s_c, 0.5 s_c, 0.7 s_c$, 其中 s_c 为净水泥浆单轴抗压强度; 试验时法向应力采用应力控制方式, 加载速率为0.6 kN/s, 切向应力采用位移控制方式, 剪切速率为0.8 mm/min, 当剪切位移达到20 mm时停止试验。

为了量测薄层充填岩石节理试件在剪切过程中的法向位移和剪切位移, 沿剪切方向在上剪切盒顶板左右两端和下剪切盒左侧端板分别布置了2支高精度位移传感器(如图3所示), 测量时取2支传感器读数平均值作为法向位移和剪切位移量测结果。

本次试验共有3组薄层充填岩石节理试件，对应3种节理表面粗糙程度；每组试件包含15个试件，对应5种充填度和三级法向应力的情况。其中充填度为零时重复作了两次，一共进行了54组直剪试验。

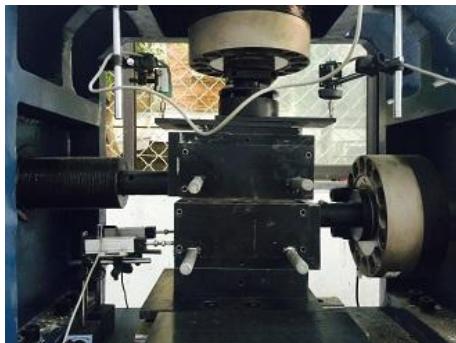


图 3 YZW50 岩石剪切试验机

Fig. 3 YZW50 rock shear system

2 直剪试验结果

2.1 剪切应力 - 剪切位移曲线

薄层充填岩石节理试件在三级法向应力下的典型剪切应力 - 剪切位移曲线如图4所示(限于篇幅仅列举^{#1}试件剪切应力 - 剪切位移曲线)，相应的峰值抗剪强度汇总如表3所示。由图4可知：随着充填度的增加，薄层充填岩石节理试件峰值抗剪强度逐渐降低，且曲线峰值点逐渐趋于不明显。

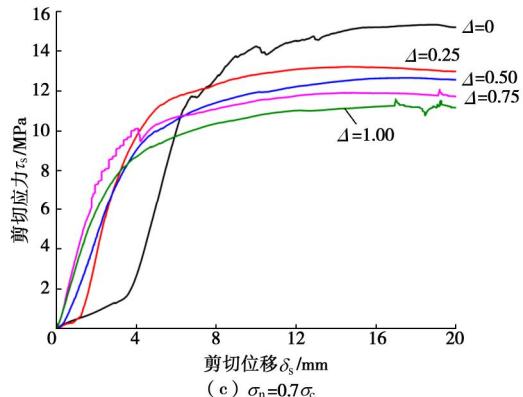
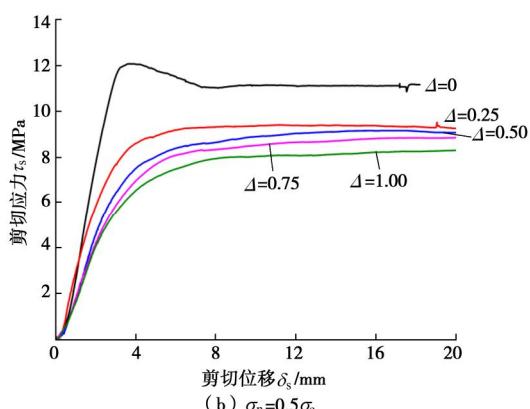
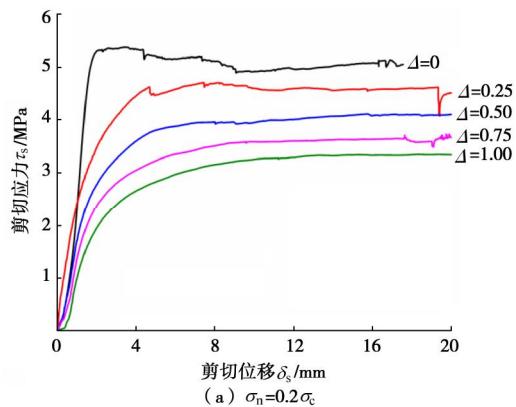


图 4 ^{#1} 试件剪切应力 - 剪切位移曲线

Fig. 4 Shear stress vs. shear displacement curves of specimen No.1

表 3 薄层充填岩石节理试件峰值抗剪强度试验结果

Table 3 Peak shear strengths of thinly-infilled rock joints

法向应力 s_n	充填度	峰值抗剪强度 τ_f /MPa		
		#1	#2	#3
0.00	0.00	5.378	6.290	7.654
	0.25	4.712	5.231	5.815
	0.50	4.121	4.277	4.933
	0.75	3.738	3.906	3.926
	1.00	3.209	3.298	3.414
$0.2s_c$	0.00	12.096	11.079	14.496
	0.25	9.541	10.008	11.091
	0.50	9.173	9.411	10.426
	0.75	8.869	8.902	9.176
	1.00	8.307	8.501	8.392
$0.5s_c$	0.00	15.353	15.402	15.493
	0.25	13.231	14.278	15.026
	0.50	12.672	13.499	13.738
	0.75	12.093	12.163	12.321
	1.00	11.610	12.222	11.277
$0.7s_c$	0.00	15.353	15.402	15.493
	0.25	13.231	14.278	15.026
	0.50	12.672	13.499	13.738
	0.75	12.093	12.163	12.321
	1.00	11.610	12.222	11.277

2.2 法向位移 - 剪切位移曲线

3组具有不同充填度的薄层充填岩石节理试件法向位移 - 剪切位移曲线如图5~7所示。由图5~7可知：对于^{#1}和^{#2}试件，在低法向应力($s_n=0.2s_c$)条件下，当充填度为零时表现出较明显的剪胀现象，但随着充填度的增加，试件的法向位移逐渐由剪胀转变为剪缩，而在中、高法向应力($s_n=0.5s_c, 0.7s_c$)条件下，具有不同充填度的两组试件在剪切过程中主要表现为剪缩，且剪缩现象的明显程度随充填度的增加而增加；对于^{#3}试件，在不同充填度情况下，试件在剪切初期均表现为剪缩，这主要是由于充填介质颗粒之间相互调整位置引起的，剪缩明显程度随法向应力的增加而减小，且随着剪切位移的增加，节理试件法向位移又由剪缩逐渐发展为剪胀。

另外需要说明的是，对于^{#1}和^{#3}试件，当充填度

为0.0, 法向应力为 $0.7\sigma_c$ 时, 其在剪切后期出现明显剪缩现象, 主要原因是在高法向应力下#1和#3节理试件表面粗糙凸起体被磨平、岩壁被压裂引起的。

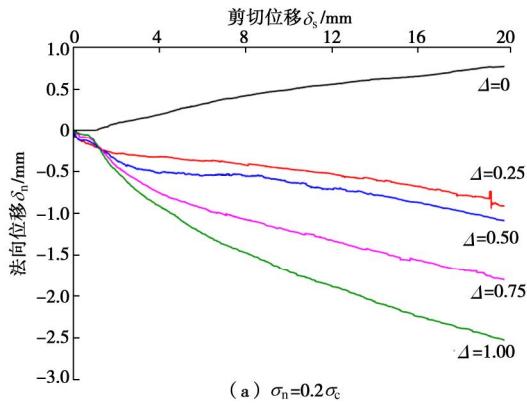
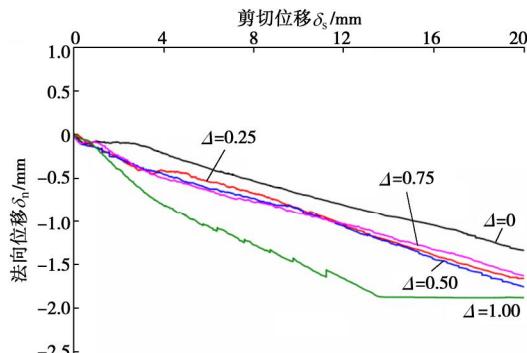
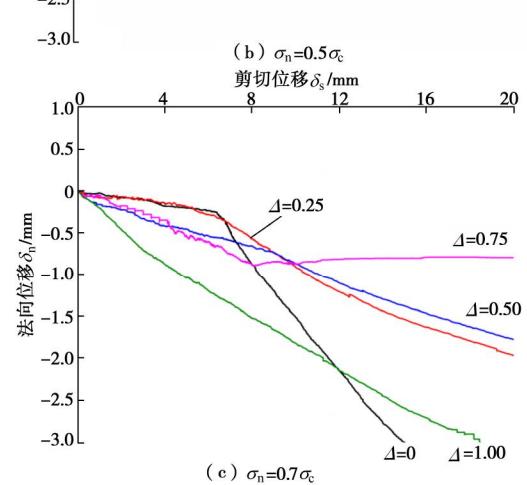
(a) $\sigma_n=0.2\sigma_c$ (b) $\sigma_n=0.5\sigma_c$ (c) $\sigma_n=0.7\sigma_c$

图5 #1试件法向位移 - 剪切位移曲线

Fig. 5 Normal displacement vs. shear displacement curves of specimen No.1

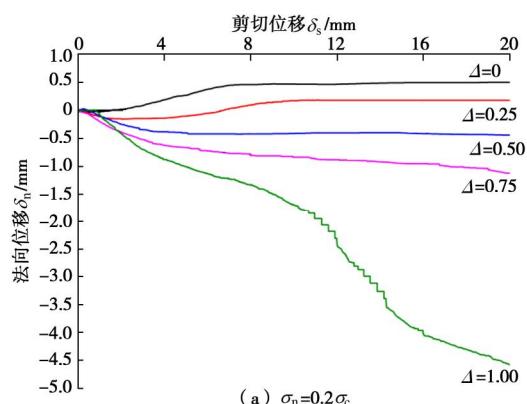
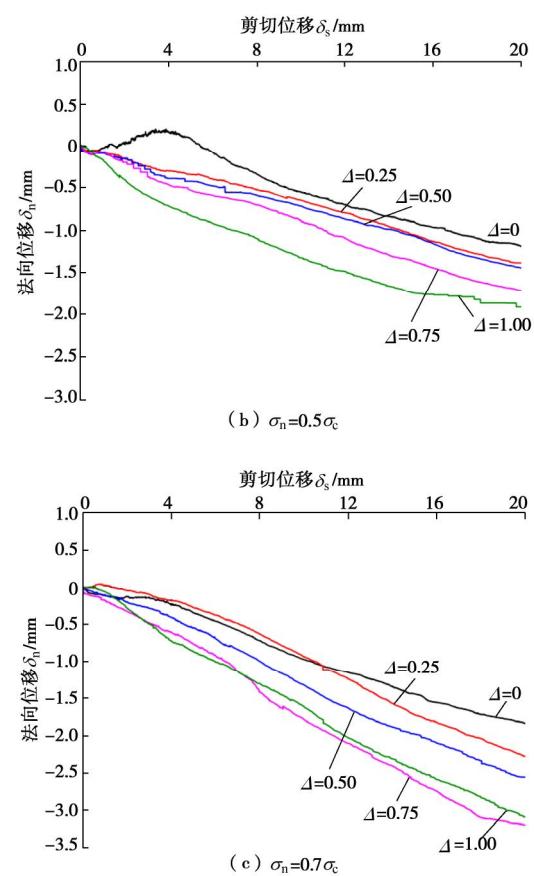
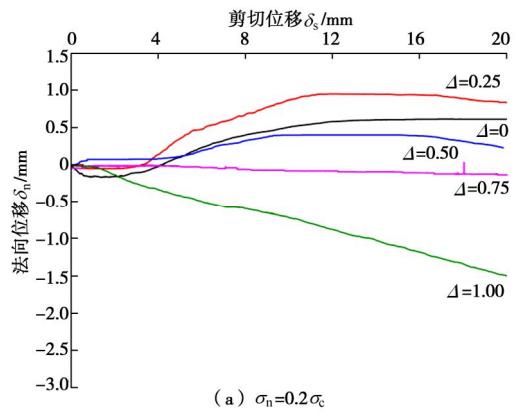
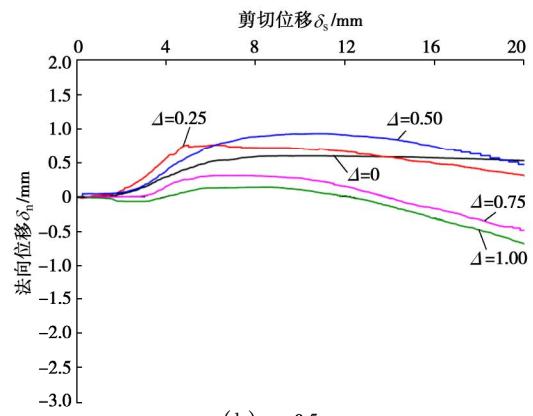
(a) $\sigma_n=0.2\sigma_c$ 

图6 #2试件法向位移 - 剪切位移曲线

Fig. 6 Normal displacement vs. shear displacement curves of specimen No.2

(a) $\sigma_n=0.2\sigma_c$ (b) $\sigma_n=0.5\sigma_c$

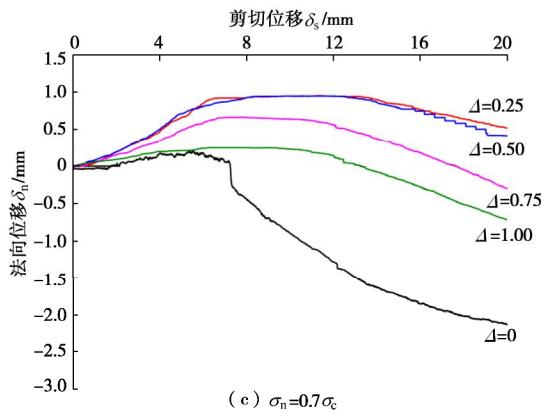


图 7 #3 试件法向位移-剪切位移曲线

Fig. 7 Normal displacement vs. shear displacement curves of specimen No.3

2.3 试件破坏特征

剪切作用下薄层充填岩石节理试件节理表面形貌及充填介质典型破坏特征如图 8 所示。图中列举了#3 薄层充填岩石节理试件在法向应力为 $0.5\sigma_c$ 时充填度 D 分别为 0.00, 0.25, 0.50, 0.75, 1.00 时的破坏特征；同时为了便于对比分析，在图 8 中还列举了#3 试件在剪切前的初始表面形貌。

由图 8 可知：①对于充填度 $D=0.00$ 的非充填偶合岩石节理，在剪切过程中主要是节理表面粗糙凸起体受到挤压进而被剪断，试验结束后打开试件可以观测到试件表面分布有大量由于表面微凸体被剪断挤碎产生的颗粒物，并且在整个节理面上都分布有剪切擦痕，在中高法向应力下节理表面粗糙凸起体基本被磨平（见图 8（b））。②随着充填度增加，充填介质在节理上下表面间形成了一个缓冲区，即节理试件上下表面不再是一发生剪切位移就彼此挤压，而是要达到一定剪切位移后节理上下表面才会产生接触，在挤压过程中夹在其间的充填介质首先被挤压，然后节理表面凸起体才逐渐发生接触，并最终在相互挤压过程中被剪断，试验后在节理面可以观测到节理岩壁水泥颗粒和石英砂粉的混合物，且节理表面中部剪切擦痕显著减少（见图 8（c））。③随着充填度的进一步增加，剪切过程中充填介质间的挤压作用更加显著，而节理上下表面间的相互挤压剪断作用进一步削弱，试验结束后在节理面上有大量白色石英砂粉，而节理表面仅在两侧端部位置有少量剪切擦痕（见图 8（d），（e））。④当充填度进一步增加至 $D=1.0$ 时，此时剪切作用主要由充填介质承担，剪切破坏后一部分石英砂由于剪切作用而挤碎呈粉末状，而节理表面形貌基本完好无损（见图 8（f））。

综上所述，与非充填岩石节理相比，由于充填介质的存在，薄层充填岩石节理的破坏特征包含充填介

质的剪切挤碎和节理上下表面粗糙凸起体被剪断两种，且随着充填度的增加，充填介质剪切挤碎逐渐占主导地位，成为薄层充填岩石节理试件的主要破坏特征。

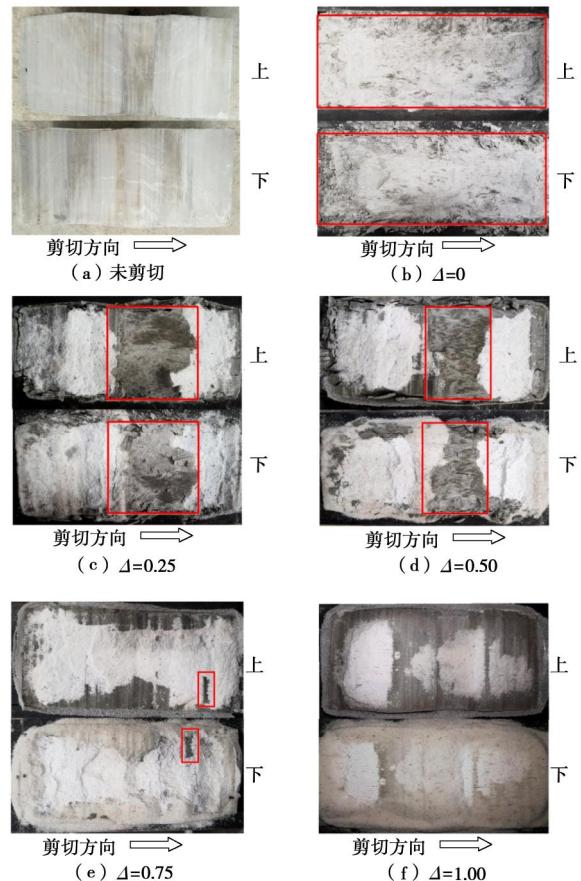


图 8 薄层充填岩石节理试件典型剪切破坏特征

Fig. 8 Typical failure properties of thinly-infilled rock joints

3 薄层充填岩石节理峰值剪胀角

根据Barton的定义，岩石节理峰值剪胀角 d_n 为节理剪胀曲线在峰值剪切位移处的切线与水平方向的倾角^[2]。在获得如图5~7所示薄层充填岩石节理试件剪胀曲线后，根据上述峰值剪胀角的定义计算#1, #2, #3试件对应的峰值剪胀角，汇总结果如表4所示。需要说明的是：①对于试验中没有明显峰值峰值抗剪强度的试件，根据《土工试验方法标准：GB/T 50123—2019》^[28]选取峰值剪切位移为4 mm，进行峰值剪胀角计算；②为了便于分析，对于试件出现剪缩现象的情况，在此也按照Barton关于峰值剪胀角的定义进行计算，但所得计算结果用负号表示，将其与剪胀情况所得结果进行区分。

将表4所得3组薄层充填岩石节理试件在三级法向应力作用下的峰值剪胀角计算结果用柱状图表示如图9所示。由图9可知：

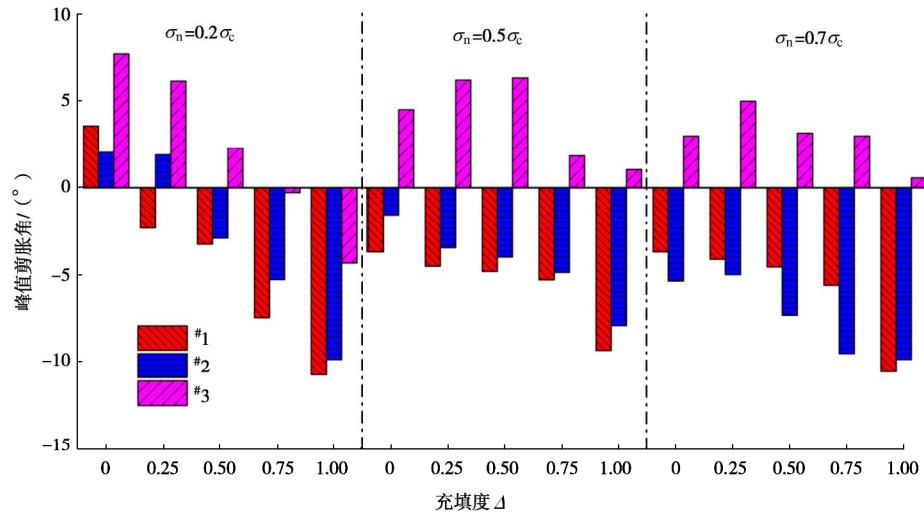


图 9 3 组薄层充填岩石节理试件峰值剪胀角汇总结果

Fig. 9 Summary of peak dilation angles of three groups of thinly-infilled rock joint specimens

(1) 在低法向应力条件下, 当充填度较小 ($D=0.0\sim0.25$) 时, 薄层充填岩石节理试件主要表现为剪胀, 且峰值剪胀角随节理表面粗糙性增大而增大, 而当充填度较大 ($D=0.5\sim1.0$) 时, 薄层充填岩石节理试件主要表现为剪缩, 此时峰值剪胀角也表现为随节理表面粗糙性增大而增大的特点, 这说明在低法向应力条件下, 节理表面粗糙性和充填度共同影响薄层充填岩石节理试件的剪胀特性。

(2) 在中高法向应力条件下, $\#1$ 和 $\#2$ 试件在不同充填度情况下均表现为剪缩, 且峰值剪胀角同样随节理表面粗糙性增大而增大, 而 $\#3$ 试件在不同充填度情况下 ($D=0.0$ 除外) 主要表现为剪胀, 但峰值剪胀角随充填度增加而减小, 这说明在中高法向应力条件下, 节理表面粗糙程度是影响其剪胀特性的关键因素。

表 4 薄层充填岩石节理试件峰值剪胀角试验值

Table 4 Results of peak dilation angle of thinly-infilled rock joint specimens

试件 编号	充填度 D	峰值剪胀角 $d_n/(\circ)$		
		$0.2S_c$	$0.5S_c$	$0.7S_c$
$\#1$	0.00	3.552	-1.789	-3.676
	0.25	-2.310	-4.487	-4.099
	0.50	-3.239	-4.779	-4.534
	0.75	-7.480	-5.261	-5.566
	1.00	-10.772	-9.348	-10.585
$\#2$	0.00	2.022	-1.559	-5.333
	0.25	1.884	-3.432	-4.967
	0.50	-2.889	-3.961	-7.340
	0.75	-5.241	-4.836	-9.531
	1.00	-9.871	-7.925	-9.875
$\#3$	0.00	7.744	4.491	2.973
	0.25	6.141	6.197	4.986
	0.50	2.279	6.320	3.149
	0.75	-0.276	1.836	2.987
	1.00	-4.309	1.046	0.567

上述关于薄层充填岩石节理剪胀特性影响因素的分析可以用图10所示关系图表示。

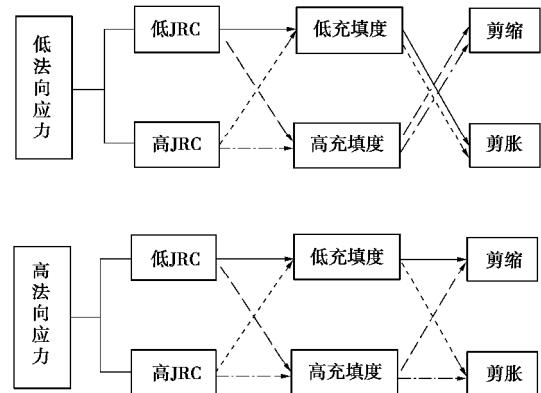


图 10 薄层充填岩石节理剪胀特性影响因素分析

Fig. 10 Influencing factors of dilation property of thinly-infilled rock joints

4 薄层充填岩石节理峰值剪胀角公式

4.1 峰值剪胀角经验公式的建立

基于大量非充填岩石节理试件直剪试验结果, Barton提出了非充填岩石节理峰值剪胀角经验公式^[2]:

$$d_n = JRC \cdot \lg(JCS/S_n) \quad (2)$$

式中 d_n 为峰值剪胀角; JRC 为节理表面粗糙度系数; JCS 为节理岩壁抗压强度, 可取为完整岩石单轴抗压强度 S_c ; S_n 为作用于节理面上的法向应力。

由于上述Barton峰值剪胀角经验公式具有参数物理意义明确且确定方式简单和公式实用性较强的特点, 已在工程实践中得到广泛运用, 因而在建立薄层充填岩石节理峰值剪胀角公式时, 参考Barton峰值剪胀角经验公式, 将充填介质对剪胀特性的影响考虑为充填介质对岩石节理表面粗糙性的弱化, 引入粗糙度

修正系数 C , 得到考虑充填介质影响的薄层充填岩石节理峰值剪胀角经验公式:

$$d_{\text{filled}} = C \cdot \text{JRC}_0 \cdot \lg(\text{JCS}/s_n), \quad (3a)$$

其中,

$$C = p_1 \cdot e^{p_2 \cdot D} \quad (3b)$$

式中 C 为薄层充填岩石节理粗糙度修正系数; JCS 及 s_n 含义同式(2); D 为充填度; p_1 和 p_2 为待定系数, 与充填介质类型、节理岩壁岩性等参数有关。 JRC_0 为非充填岩石节理粗糙度系数, 在已知节理剖面线二维坐标数据后可由 Tse 等^[29]公式计算如下:

$$\text{JRC} = 32.2 + 32.47 \lg Z_2, \quad (4a)$$

其中,

$$Z_2 = \frac{1}{L} \sqrt{\int_{x=0}^{x=L} \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 dx} = \left[\frac{1}{M(\Delta x)^2} \sum_{i=1}^M (y_{i+1} - y_i)^2 \right]^{1/2}. \quad (4b)$$

式中 L 为节理剖面线在 x 方向的投影长度; Δx 为沿 x 方向取样间距, 取值为 0.5 mm; $\Delta y = y_{i+1} - y_i$ 为剖面上线相邻两取样点在 y 方向的高度差, M 为取样间距总数。

根据式(4)计算得到^{#1}、^{#2}和^{#3}试件的节理表面粗糙度系数 JRC_0 分别为 11.6, 12.3 和 15.7。在此基础上就可以根据薄层充填岩石节理剪胀角试验结果对式(3)进行拟合, 确定待定系数 p_1 和 p_2 。由于 Barton 岩石节理峰值剪胀公式仅适用于剪胀情况, 因而在此进行拟合分析时仅考虑剪胀情况, 首先根据表 4 将峰值剪胀角为正的数据选出来, 按照式(3a)反算对应的薄层充填岩石节理粗糙度修正系数 C , 对于充填度相同而法向应力不同的同一组试件, 对取其平均值作为相应的粗糙度修正系数, 然后按照式(3b)进行拟合分析, 拟合曲线如图 11 所示, 得到拟合曲线表达式如下:

$$C = 1.013e^{-1.159D} \quad (R^2 = 0.874). \quad (5)$$

需要说明的是: 在对具有相同充填度的薄层充填岩石节理试件进行粗糙度修正系数 C 进行计算时, 根据峰值剪胀角反算不同法向应力条件下的 (CJRC_0) 值再进行平均时, 对于差异明显较大的计算结果已剔除。

再将式(5)代入式(3a)中得到薄层充填岩石节理峰值剪胀角经验公式如下:

$$d_{\text{filled}} = \text{JRC}_0 \cdot (1.013e^{-1.159D}) \cdot \lg(\text{JCS}/s_n). \quad (6)$$

式(6)即为针对文中薄层充填砂模拟岩石节理试件峰值剪胀角经验公式。由图 11 所示拟合结果可知: 式(6)与试验数据较为吻合, 采用式(3b)所示指数关系式可以较好地反映薄层充填岩石节理粗糙度修正系数 C 与充填度 D 之间的定量关系; 同时, 待定系数 p_1 和 p_2 与充填介质类型以及节理岩壁岩性有关。

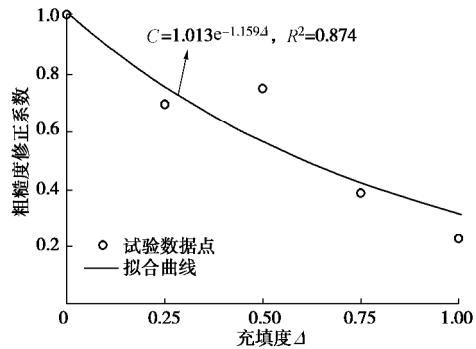


图 11 试验数据拟合分析曲线

Fig. 11 Fitting curve of experimental data

4.2 公式适用性分析

为了验证上述薄层充填岩石节理峰值剪胀角指数经验关系式的适用性, 选取文献[7]公开的充填粉煤灰模拟岩石节理试件剪胀曲线, 求解相应的峰值剪胀角, 结果如表 5 所示。文献[7]中所采用的石膏模拟岩石节理试件基本力学参数如表 6 所示。选取表 5 中出现剪胀的情况, 采用式(3b)所示指数表达式按照 4.1 节拟合过程进行分析, 最终得到如图 12 所示拟合曲线。由图 12 可知: 采用指数表达式对试验数据进行拟合, 拟合效果非常理想, 说明采用指数表达式能够很好地反映充填粉煤灰模拟岩石节理试件剪胀角随充填度的变化规律。

表 5 薄层充填岩石节理试件峰值剪胀角试验值

Table 5 Results of peak dilation angle of thinly-infilled rock joints

σ_n/kPa	Δ	d_{filled}
50	0.06	7.22
	0.14	4.25
	0.28	-0.15
	0.78	-1.90
	1.11	-5.25
100	0.12	3.92
	0.30	-1.53
	0.42	2.44
	0.69	-3.33
	1.11	-5.27

表 6 充填节理试件基本力学参数

Table 6 Mechanical parameters of infilled rock joint specimens

密度 /(g·cm ⁻³)	单轴抗压强度 /MPa	基本摩擦角 /(°)	节理粗糙度 JRC ₀
1.85	3.5	30	10.04

尽管根据图 12 所示拟合结果表明, 采用式(3b)所示指数关系式可以较好地描述粗糙度修正系数 C 与充填度 D 之间的关系, 但是由于试验数据有限, 该指数关系式的适用性还有待进一步深入研究, 同时指数表达式中的待定参数 p_1 和 p_2 并不是固定的常数, 其值与充填介质类型有关, 在后续研究中将针对不同充填介质进行试验, 在此基础上得到不同充填介质对应

的 p_1 和 p_2 值, 为式(6)所示薄层充填岩石节理峰值剪胀角经验公式的推广应用奠定基础。

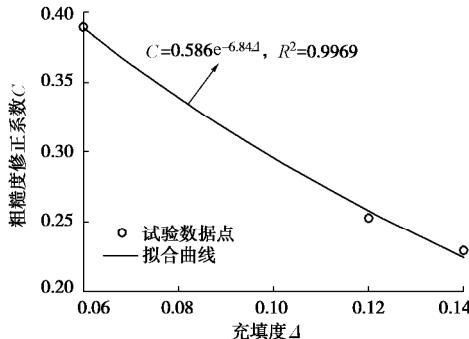


图 12 充填粉煤灰模拟岩石节理试件拟合曲线

Fig. 12 Fitting curve of fly-ash-infilled artificial rock joints

5 结 论

通过对充填度 $D=0.0\sim1.0$ 的 3 组薄层充填岩石节理试件进行三级法向应力作用下的直剪试验, 开展薄层充填岩石节理试件剪胀力学特性研究, 得到以下 4 点结论。

(1) 在低法向应力条件下, 节理表面粗糙性和充填度共同影响薄层充填岩石节理试件的剪胀特性, 即: 当充填度较小时, 薄层充填岩石节理试件主要表现为剪胀, 而当充填度较大 ($D=0.5\sim1.0$) 时, 薄层充填岩石节理试件主要表现为剪缩; 而在中高法向应力条件下, 节理表面粗糙程度是影响其剪胀特性的关键因素。

(2) 由于充填介质的存在, 薄层充填岩石节理破坏特征包含充填介质的剪切挤碎和节理上下表面粗糙凸起体被剪断两种, 且随着充填度的增加, 充填介质剪切挤碎逐渐占主导地位, 成为薄层充填岩石节理试件的主要破坏特征。

(3) 基于室内直剪试验成果, 以峰值剪胀角表征薄层充填岩石节理试件剪胀特性, 在参考 Barton 非充填岩石节理峰值剪胀角经验公式的基础上, 将充填介质对试件剪胀特性的影响简化为充填介质对节理表面粗糙度系数 JRC 的弱化作用, 建立了薄层充填岩石节理峰值剪胀角随充填度呈指数变化的经验关系式, 并通过直剪试验数据和已有文献试验结果对其进行初步验证。

(4) 在上述薄层充填岩石节理峰值剪胀角随充填度呈指数变化的经验关系式中, 待定系数 p_1 和 p_2 与充填介质类型和节理岩壁岩性密切相关, 因此其数值不是定值, 虽然在此对该公式进行了初步验证, 但是仅针对石英砂和粉煤灰两种充填介质, 需要在后续研究中开展含其他类型充填介质的薄层充填岩石节理试件

试验研究, 进一步验证本文所建议公式的适用性。

参 考 文 献:

- [1] 夏才初. 工程岩体节理力学[M]. 上海: 同济大学出版社, 2002. (XIA Cai-chu. Engineering Jointed Rock Mechanics[M]. Shanghai: Tongji University Press, 2002. (in Chinese))
- [2] BARTON N, CHOUBEY V. The shear strength of rock joints in theory and practice[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 1977, **10**(1/2): 1 - 54.
- [3] SCHNEIDER H J. The friction and deformation behavior of rock joints[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 1976, **8**(3): 169 - 185.
- [4] LEE Y K, PARK J W, SONG J J. Model for the shear behavior of rock joints under CNL and CNS conditions[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2014, **70**(9): 252 - 263.
- [5] GHAZVINIAN A H, TAGHICHIAN A, HASHEMI M, et al. The shear behavior of bedding planes of weakness between two different rock types with high strength difference[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2010, **43**(1): 69 - 87.
- [6] ASADOLLAHI P, TONON F. Constitutive model for rock fractures Revisiting Bartons empirical model[J]. Engineering Geology 2010, **113**(1/2/3/4): 11 - 32.
- [7] BARTON N, BANDIS S, BAKHTAR K. Strength, deformation and conductivity coupling of rock joints[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics abstracts, 1985, **22**(3): 121 - 140.
- [8] ESAKI T, DU S, MITANI Y, IKUSADA K, et al. Development of a shear-flow test apparatus and determination of coupled properties for a single rock joint[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 1999, **36**(5): 641 - 650.
- [9] OLSSON R, BARTON N. An improved model for hydromechanical coupling during shearing of rock joints[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2001, **38**(3): 317 - 329.
- [10] LEE H S, CHO T F. Hydraulic characteristics of rough fractures in linear flow under normal and shear load[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2002, **35**(4): 299 - 318.
- [11] 赵延林, 王卫军, 万文, 等. 节理剪胀耦合的岩体渗透特性数值研究与经验公式[J]. 煤炭学报, 2013, **38**(1): 91 - 96. (ZHAO Yan-lin, WANG Wei-jun, WAN Wen, et al. Numerical study of joint shear dilatation coupling seepage

- characteristic of rock mass and experiential formula[J]. Journal of China Coal Society, 2013, **38**(1): 91 - 96. (in Chinese))
- [12] 赵延林, 万文, 王卫军, 等. 随机形貌岩石节理剪切-渗流数值模拟和剪胀-渗流模型[J]. 煤炭学报, 2013, **38**(12): 2133 - 2139. (ZHAO Yan-lin, WAN Wen, WANG Wei-jun, et al. Shear-seepage numerical simulation and shear dilatancy-seepage model of rock joint with random morphology[J]. Journal of China Coal Society, 2013, **38**(12): 2133 - 2139. (in Chinese))
- [13] 夏才初, 喻强锋, 钱鑫, 等. 常法向刚度条件下岩石节理剪切-渗流特性试验研究[J]. 岩土力学, 2020, **41**(1): 57 - 66. (XIA Cai-chu, YU Qiang-feng, QIAN Xin, et al. Experimental study on shear-flow behavior of rock joints under constant normal stiffness[J]. Rock and Soil Mechanics, 2020, **41**(1): 57 - 66. (in Chinese))
- [14] BARTON N. A Review of the Shear Strength of Filled Discontinuities in Rock[R]. Oslo: Norwegian Geotechnical Institute, 1974.
- [15] PAPALIANGAS T, HENCHER S R, LUMSDEN A C, et al. The effect of frictional fill thickness on the shear strength of rock discontinuities[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 1993, **30**(2): 81 - 91.
- [16] PHIEN-Wej N, SHRESTHA U B, RANTUCCI G. Effect of infill thickness on shear behaviour of rock joints[C]// Proceedings of the International Conference on Rock Joints, 1990, Loen: 289 - 294.
- [17] 许江, 邬君宇, 刘义鑫, 等. 不同充填度下岩体剪切-渗流耦合试验研究[J]. 岩土力学, 2019, **40**(9): 3416 - 3424, 3434. (XU Jiang, WU Jun-yu, LIU Yi-xin, et al. Experimental study on shear-seepage of coupled properties for rock mass under different filling degrees[J]. Rock and Soil Mechanics, 2019, **40**(9): 3416 - 3424, 3434. (in Chinese))
- [18] INDRARATNA B, HAQUE A, AZIZ N. Shear behavior of idealized filled joints under constant normal stiffness[J]. Géotechnique, 1999, **49**(3): 331 - 355.
- [19] INDRARATNA B, WELIDENIYA H S, BROWN E T. A shear strength model for idealized filled joints under constant normal stiffness[J]. Géotechnique, 2005, **55**(3): 215 - 226.
- [20] INDRARATNA B, OLIVEIRA D A F, BROWN E T. A shear-displacement criterion for soil-filled rock discontinuities[J]. Géotechnique, 2010, **60**(8): 623 - 633.
- [21] INDRARATNA B, PREMADASA W, BROWN E T. Shear behaviour of rock joints with unsaturated infill[J]. Géotechnique, 2013, **63**(15): 1356 - 1360.
- [22] MIRZAGHORBANALI A, NEMCIK J, AZIZ N. Effects of cyclic loading on the shear behaviour of infilled rock joints under constant normal stiffness conditions[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2014, **47**(4): 1373 - 1391.
- [23] SHRIVASTAVA A K, RAO K S. Physical modeling of shear behavior of infilled rock joints under CNL and CNS boundary conditions[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2018, **51**(1): 101 - 118.
- [24] HAN G S, JING H W, JIANG Y J, et al. Effect of cyclic loading on the shear behaviours of both unfilled and infilled rough rock joints under constant normal stiffness conditions[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2020, **53**(1): 31 - 57.
- [25] International Society for Rock Mechanics Commission on Standardization of Laboratory and Field Tests. Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 1978, **15**(6): 319 - 368.
- [26] 李锐, 肖维民. 基于 Barton 标准剖面线精细数字化处理的岩石节理 JRC 计算新公式研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2018, **37**(增刊 1): 3515 - 3522. (LI Rui, XIAO Wei-min. Study on a new equation for calculating JRC based on fine digitization of standard profiles proposed by Barton[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2018, **37**(S1): 3515 - 3522. (in Chinese))
- [27] LADANYI B, ARCHAMBAULT G. Shear strength and deformability of filled indented joints[C]// Proceedings of International Symposium on Geotechnics of Structurally Complex Formations, 1977, Capri: 317 - 326.
- [28] 土工试验方法标准: GB/T 50123—2019[S]. 2019. (Standard for Geotechnical Testing Method: GB/T 50123—2019[S]. 2019. (in Chinese))
- [29] TSE R, CRUDEN D M. Estimating joint roughness coefficients[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts, 1979, **16**(5): 303 - 307.

DOI: 10.11779/CJGE202008016

基于单试件法的节理岩体抗剪强度参数分析

邓华锋, 熊雨, 肖瑶, 齐豫, 李涛, 许晓亮*

(三峡库区地质灾害教育部重点实验室(三峡大学), 湖北 宜昌 443002)

摘要: 试样之间的差异不仅影响节理岩体直剪试验结果的离散性, 更重要的是影响节理岩体“多试件法”抗剪强度参数分析结果的合理性, 为此, 采用劈裂法制备了单节理砂岩试样, 进行了节理面形貌扫描分析和直剪试验。研究结果表明: ①由于制样条件限制, 试样之间的差异不可避免, 试样的非均匀性导致了试验结果的离散, 使得试样使用顺序直接影响试验结果的分布规律; ②基于 Barton 建立的节理面抗剪强度经验公式, 提出了通过单个试样节理面形貌特征扫描分析或者单次直剪试验确定该试样节理面 JRC 值和抗剪强度参数的“单试件法”, 为定量分析同组各试样之间抗剪强度参数差异提供了较好的思路; ③提出了基于“单试件法”的节理岩体抗剪强度参数综合分析方法, 将同组各试样在不同法向应力下的抗剪强度试验值和计算值一起进行拟合分析, 使得每个试样在不同法向应力下的剪切力学特性都有体现, 可以更加真实地反映该组试样节理面的剪切力学特性分布规律, 而且可以消除试样使用顺序对试验结果的影响。

关键词: 节理岩体; 节理面; 形貌; 差异; 试验顺序; 分形维数; 单试件法

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)08-1509-07

作者简介: 邓华锋(1979—), 男, 博士, 教授, 主要从岩土工程方面的教学与研究工作。E-mail: dhf8010@ctgu.edu.cn。

Shear strength parameters of jointed rock mass based on single test sample method

DENG Hua-feng, XIONG Yu, XIAO Yao, QI Yu, LI Tao, XU Xiao-liang

(Key Laboratory of Geological Hazards on Three Gorges Reservoir Area (China Three Gorges University), Ministry of Education, Yichang 443002, China)

Abstract: The difference between the samples affects the discreteness of the direct shear test results and more importantly the rationality of the analysis results of the shear strength parameters of the multiple test sample method of jointed rock mass. For this reason, the single-joint sandstone samples are prepared by using the splitting method, and the joint surface morphology scanning analysis and direct shear tests are carried out. The results indicate that: (1) Due to the limitation of the sample preparation conditions, the difference between the samples is unavoidable. The non-uniformity of the samples leads to the discreteness of the test results, so that the order of use of the samples directly affects the distribution of the test results. (2) Based on the empirical formula for the shear strength of joint surfaces established by Barton, a single test sample method is proposed to determine the JRC and shear strength parameters of the joint surface of the samples through the scanning analysis of topography of single sample joint surface or single direct shear test, so as to provide a better idea for quantitative analysis of the difference in shear strength parameters between the same sample. (3) A comprehensive analysis method for the shear strength of jointed rock mass based on the single sample method is proposed. The shear strength test values and calculated values of the same set of samples under different normal stresses are fitted together, so that the shear mechanical properties of the samples under different normal stresses are reflected. It can more accurately reflect the distribution of shear mechanical properties of the joint surface of the samples, and can eliminate the influences of the order of use of the samples on the test results.

Key words: jointed rock mass; joint surface; topography; difference; test sequence; fractal dimension; single test sample method

0 引言

自然界中的岩体经历了漫长的成岩运动及地质构造作用, 使得岩体中含有大量节理、裂隙等宏观和微观的不连续结构面, 其整体和局部的变形稳定往往受不连续面(如节理、裂隙等)控制, 因此, 节理面抗剪强度参数的准确确定将直接影响工程岩体变形稳定分析结果的合理性。节理面的抗剪强度参数一般通过

现场试验或者室内试验确定, 现场试验可以较好地反映节理面的真实性状, 但是现场制样和加载的难度较

基金项目: 国家自然科学基金项目(51679127, 51439003); 湖北省科技创新专项(重大项目)2017ACA189; 三峡库区地质灾害教育部重点实验室(三峡大学)开放研究基金项目(2018KDZ04)

收稿日期: 2019-09-02

*通信作者(E-mail:sichuan106@163.com)

大、成本高，试样数量一般较少；比较而言，由于室内制样设备、加载设备和环境条件良好的可控性，室内直剪试验的应用非常广泛。在现场直剪试验和室内试验过程中，一般都是制备多个包含节理面的试样，考虑不同的法向应力进行直剪试验，然后通过拟合分析得到节理面抗剪强度参数黏聚力和摩擦角^[1-3]，也即常用的“多试件法”直剪试验。

在节理岩体直剪试验中，节理面的形貌特征直接影响其抗剪性能。无论是现场制备的天然节理试样^[1-3]，还是人工制备的节理试样^[4-7]，都无法保证每个试样是相同的，试样之间的差异不可避免。进一步讲，对制备好的多个试样（拟进行不同法向应力直剪试验），即使采用相同的法向应力进行直剪试验，得到的抗剪强度差别可能依然会很大，这也是通常所说的试样本身的差异导致的试验结果的离散性。试样之间的差异有时候甚至会掩盖法向应力的影响，得到法向应力增大、抗剪强度降低的异常现象；同时，由于试样之间的差异，不同法向应力直剪试验时选用试样的顺序不一样，得到的试验结果也不一样。

试样之间差异对节理岩体抗剪强度参数的影响是直剪试验中一个不可回避的问题。直剪试验是破坏性试验，一般情况下，一个试样只能得到某一特定法向应力对应的抗剪强度值。为了减少试样之间差异对试验结果的影响，通常采用多试样重复试验的方法，但由于样本的数量有限，重复试验也不能从根本上解决这个问题^[8]。徐颖等^[9]、Hou 等^[10]、Yan 等^[11]研究提出了单试件多级剪切试验方法，通过一个试样的多级剪切试验分析得到该试样的抗剪强度参数，这种方法思路比较清晰，操作方法比较简单，但是在单试件分级加载过程，每级剪切过程都会对岩样造成损伤，导致除第一级法向应力之外的每一级法向应力对应的抗剪强度均小于同等法向应力下的常规直剪试验强度。鉴于天然和人工制备节理岩样的差异，较多学者采用相似材料对节理岩体进行了模型试验，这种方法可以较好地提高平行岩样的相似度，减小试验结果的离散性，但不足之处是相似材料很难模拟真实节理岩体在复杂环境条件下性态变化。

在直剪试验中，不同法向应力下的多试件剪切试验或单试件多级剪切试验得到的节理试样抗剪强度，均包含了节理试样本身差异和法向应力这两个因素的影响，但对不同法向应力下的抗剪强度进行拟合分析求解节理试样抗剪强度参数，主要是反映了法向应力对抗剪强度的影响。换而言之，如果不区分试样之间的差异，直接进行数据拟合分析，虽然数据分析结果的相关系数可能较高，但得到的抗剪强度参数是否可以真实地反映这一组试样的抗剪强度参数值得商榷。

要较好地解决节理岩体直剪试验中存在的上述问

题，一方面需要定量地衡量各试样之间的差异，这就需要寻求一种确定单个试样抗剪强度参数的方法；另一方面，需要寻求一种分析计算方法，消除试样之间差异导致的试样选用顺序对试验结果的影响，这样才能分析得到比较符合实际的节理岩体抗剪强度参数。因此，本文主要围绕这两个方面开展研究。

1 单节理试样制备及试样间的差异

由于采集、制备包含天然节理的岩样难度很大，而且节理面的形貌特征很难控制，以往研究中通常采用劈裂、切割或者相似材料预制的方法制备节理岩样^[4-7, 10]，本文采用劈裂法制备单节理岩样。试验用岩石为绢云母中粒石英砂岩，孔隙式钙质胶结，由长石、石英、云母、岩屑等组成，碎屑组份有燧石岩屑，粒径 0.3 mm，占 10%；石英碎屑，均匀分布，粒径 0.3~0.5 mm，占 80%；基质组份为绢云母，占 10%。首先将岩块切割成边长为 100 mm 的立方块，然后顺层理弱面将试样从侧面中间劈裂开，制备单节理试样。从劈裂面的宏观形态来看，整体比较平直规则，典型单节理试样如图 1 所示，共选取 12 个节理面形貌特征比较一致的试样进行节理面的扫描分析和直剪试验。设计进行 1.0, 1.5, 2.0, 2.5 MPa 等 4 种法向应力的直剪试验，每种法向应力 3 个试样。直剪试验在 YZW 1000 型微机控制电动直剪仪上进行，如图 2 所示。

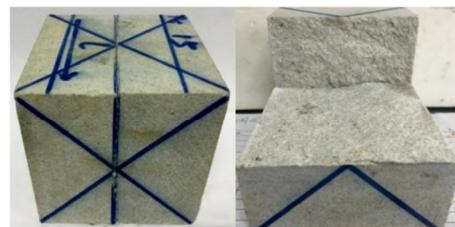


图 1 典型单节理试样

Fig. 1 Typical single joint sample



图 2 YZW 1000 型微机控制电动直剪仪

Fig. 2 YZW 1000 microcomputer control electric straight shear instrument

为了定量分析评价各试样节理面形貌特征的差异，对制备好的单节理岩样，采用 ST500 三维非接触式表面轮廓仪对节理面进行扫描分析，如图 3 所示。ST500 三维非接触式表面形貌仪是目前国际上最先进表面轮廓测量设备之一，采用激光共聚焦对样品表面

进行扫描, 最小扫描分辨率为 $0.1 \mu\text{m}$, 自带的专业三维分析软件可得到样品表面的多种形貌参数, 如高度参数、纹理参数、分形维数等。



图 3 ST500 三维非接触式表面轮廓仪

Fig. 3 ST500 three-dimensional non-contact surface profiler

典型岩样节理面的微观形貌扫描结果如图 4 所示, 节理面凹凸不平的起伏特征明显, 不同方向差异显著, 存在明显的各向异性特征^[12]。为了定量分析比较不同试样节理面之间的差异, 如图 5 所示, 将节理面在 x , y 方向均匀分成 10 等份, 分别得到 11 条剖面线, 典型剖面线如图 6 所示。

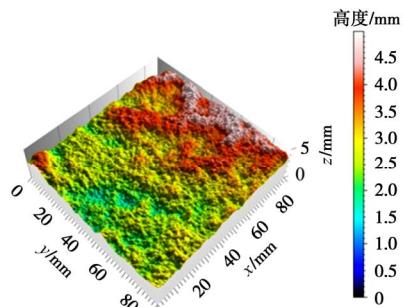


图 4 典型节理面微观形貌扫描图

Fig. 4 Scanning microtopography of typical joint surface

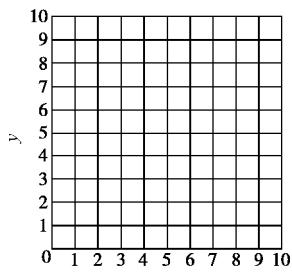


图 5 节理面微观形貌分析网格图

Fig. 5 Micromorphology analysis grids of joint surface

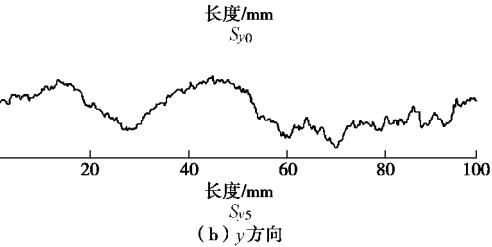
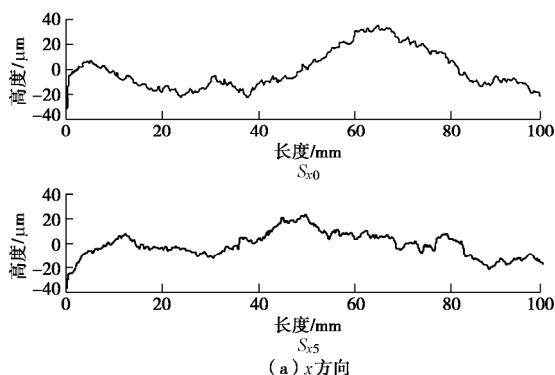


图 6 典型试样节理面 x , y 方向剖面轮廓线

Fig. 6 Profiles of joint surface of typical samples in x and y directions

从图 6 可以看出, 节理面 x , y 两个方向的各条剖面线起伏特征差异明显。以往的研究表明, 分形维数可以较好地定量表达不规则曲线形貌, 而且比较方便确定^[12-16], 本文特采用分形维数表征节理面形貌特征。ST500 自带的专业图像分析软件提取典型试样节理各剖面线的分形维数(计盒维数), 如表 1 所示。

表 1 典型试样节理面各剖面线分形维数

Table 1 Fractal dimensions of section lines of joint surface typical samples

剖面线序号	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	均值	标准差
D_{xi}	1.25	1.04	1.07	1.07	1.02	1.04	1.03	1.14	1.09	1.12	1.05	1.08	0.07
D_{yi}	1.04	1.09	1.16	1.20	1.02	1.22	1.46	1.02	1.08	1.02	1.10	1.13	0.13

从表 1 可以看出, 该试样节理面 x 方向剖面线分形维数的最大值、最小值、均值、标准差分别为 1.25, 1.02, 1.08, 0.07, 最大值与最小值相差 22.55%; y 方向剖面线分形维数的最大值、最小值、均值、标准差分别为 1.46, 1.02, 1.13, 0.13, 最大值和最小值相差 43.14%。说明同一方向各剖面线之间, 以及不同方向各剖面线之间的差异都非常明显, 也即, 同一个试样, 按照不同的方向进行剪切也会得到不同的抗剪强度值, 这也是以往研究中较多提及的节理面粗糙度的各向异性^[12-13]。采用同样的方法统计得到 12 个试样节理面 x , y 方向的分形维数均值如表 2 所示。试验过程中统一沿 x 方向进行剪切, 表 2 也列出了各试样抗剪强度试验值。

从表 2 的统计情况可以看出, 12 个试样 x , y 方向分形维数的均值分别为 $1.03 \sim 1.24$, $1.03 \sim 1.36$, 虽然采用相同的方法制备单节理试样, 但是节理面的形貌特征差别依然存在, 对应的抗剪强度试验值自然也存在明显差别。

按照以往“多试件法”直剪试验结果的分析思路, 对表 2 列出的不同法向应力下节理试样的抗剪强度试验值进行拟合分析, 可以得到这组试样的节理面抗剪强度参数, 如图 7 所示, 黏聚力为 0.02 MPa , 摩擦角

为 46.11° , 相关系数为 0.92。由于节理面是采用劈裂方法制备的, 节理面上、下盘的吻合度很高, 根据 Patton 提出节理面抗剪强度理论^[17]可知, 在剪切作用下由于切齿效应节理面表现出一定的黏聚力。

表 2 各试样节理面 x 、 y 方向分形维数均值

Table 2 Mean values of fractal dimension in x and y directions of joint surface of samples

编号	法向应力/MPa	x 方向分形维数均值 \bar{D}_x	y 方向分形维数均值 \bar{D}_y	抗剪强度试验值/MPa
S _{1.0-1}		1.08	1.13	1.05
S _{1.0-2}	1.0	1.08	1.18	1.15
S _{1.0-3}		1.20	1.06	1.23
S _{1.5-1}		1.03	1.07	1.36
S _{1.5-2}	1.5	1.15	1.03	1.56
S _{1.5-3}		1.06	1.20	1.61
S _{2.0-1}		1.07	1.03	1.76
S _{2.0-2}	2.0	1.08	1.10	1.88
S _{2.0-3}		1.12	1.30	2.31
S _{2.5-1}		1.19	1.09	2.56
S _{2.5-2}	2.5	1.24	1.10	2.88
S _{2.5-3}		1.12	1.36	2.71

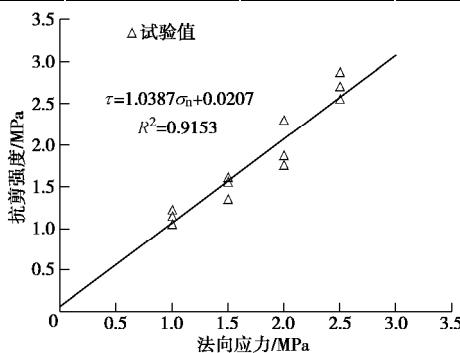


图 7 节理面抗剪强度拟合分析结果

Fig. 7 Fitting results of shear strength of joint surface

这里需要讨论的问题是, 这样拟合分析得到的抗剪强度参数是否可以较好地反映该组试样节理面的整体抗剪性能。从表 2 可以看出, 该组 12 个试样的节理面形貌特征参数存在一定的差别, 相同法向应力下的抗剪性能也存在较大的差别, 但是却作为均匀试样进行直剪试验和数据拟合分析, 由此得到该组试样的抗剪强度参数是否合理? 另一方面, 同一组直剪试验中, 选择哪一个试样进行哪一级法向应力的直剪试验是随机的, 试样的选用顺序将直接影响该组试样的抗剪强度参数, 需要寻求一种方法消除这个影响。

2 单试件法确定节理岩体抗剪强度参数

节理面的形貌特征直接影响其抗剪性能, Barton 基于大量人工制备节理试样的直剪试验, 在统计分析基础上, 建立了考虑法向应力和节理面不规则形貌特

征对抗剪强度影响的经验公式^[18]:

$$t = s_n \tan \left[JRC \lg \left(\frac{JCS}{s_n} \right) + j_b \right], \quad (1)$$

式中, JRC 为节理面的粗糙度系数, s_n 为直剪试验中的法向应力, JCS 为节理面的面壁抗压强度, j_b 为节理面基本摩擦角。试验测得试验用砂岩的 $JCS=50$ MPa, $\phi_b=30^\circ$ 。

式 (1) 的合理性和准确性在大量的文献和工程中得到了较好的印证^[19-22], 是目前应用最广泛的节理面抗剪强度经验公式之一。

根据式 (1) 可知, 只要能准确确定节理面的粗糙度系数 JRC , 就可以计算得到该试样在不同法向应力下的抗剪强度, 进而可以拟合分析该试样的抗剪强度参数。也就是说基于节理面粗糙度系数 JRC 即可确定该试样的抗剪强度参数, 相对于常用的“多试件法”, 这里称为“单试件法”。

有两种思路确定节理面的 JRC , 一种思路是根据节理面的形貌特征确定 JRC 。由于节理面的 JRC 无法直接测量确定, 较多学者研究提出了通过扫描测试节理面形貌参数, 如坡度均方根、分形维数、迹线长度、起伏角等计算 JRC 的经验公式^[4-7, 12-16], 并取得了较好的效果。本文参考文献[15]提出的经验公式, 采用分形维数计算确定节理面的粗糙度系数 JRC 值, 以表征不同试样节理面粗糙度的差异:

$$JRC = 29.35(D - 1)^{0.46}. \quad (2)$$

根据式 (2) 可以计算得到各节理面的 JRC , 然后再根据式 (1) 可以计算得到各试样节理面的抗剪强度, 如表 3 所示。

表 3 节理面抗剪强度试验值和计算值

Table 3 Test and calculated values of shear strength of joint surface

编号	法向应力/MPa	抗剪强度试验值/MPa	x 方向分形维数均值 \bar{D}_x	粗糙度系数 JRC	抗剪强度计算值/MPa	误差/%
S _{1.0-1}		1.05	1.08	9.18	1.03	-1.63
S _{1.0-2}	1.0	1.15	1.08	9.18	1.02	-11.19
S _{1.0-3}		1.23	1.20	14.00	1.37	11.01
S _{1.5-1}		1.36	1.03	5.85	1.21	-10.98
S _{1.5-2}	1.5	1.56	1.15	12.26	1.71	9.36
S _{1.5-3}		1.61	1.06	8.05	1.36	-15.37
S _{2.0-1}		1.76	1.07	8.64	1.81	2.58
S _{2.0-2}	2.0	1.88	1.08	9.18	1.85	-1.36
S _{2.0-3}		2.31	1.12	11.07	2.03	-11.98
S _{2.5-1}		2.56	1.19	13.67	2.76	7.65
S _{2.5-2}	2.5	2.88	1.24	15.22	2.96	2.74
S _{2.5-3}		2.71	1.12	11.07	2.45	-9.67

另一种思路是根据节理岩体试样在某一级法向应

力下的抗剪强度试验值反算确定该节理面的 JRC, 即

$$JRC = \frac{\arctan\left(\frac{t}{s_n}\right) - j_b}{\lg\left(\frac{JCS}{s_n}\right)} \quad (3)$$

这也是以往研究中经常用来确定节理面粗糙度的方法。

第一种思路不需要进行直剪试验, 只需要对节理面形貌特征扫描确定其粗糙度, 所得抗剪强度误差在 $\pm 15\%$ 左右, 相对较大, 主要是由于节理面形貌特征复杂, 采用剪切方向多条剖面线 JRC 的均值无法很好地表征, 在以往研究中论述较多^[12-16], 此处不再赘述。如果能研究提出一种准确度更高的节理面粗糙度表征方法, 这种思路将有更广阔的应用空间, 可以用于室内或者现场快速确定节理岩体的抗剪强度参数。第二种思路通过某一级法向应力下的抗剪强度试验值反算得到的节理面粗糙度系数 JRC, 实际上是一个等效的粗糙度系数, 准确程度自然更高。这里采用第二种思路确定节理面粗糙度系数对后面的分析方法进行说明。

3 基于单试件法的节理岩体抗剪强度参数综合分析方法

基于前述介绍的“单试件法”, 根据 12 个试样在对应法向应力下的抗剪强度试验值, 首先采用式(3)计算节理面粗糙度系数 JRC, 然后再采用式(1)计算该试样在其它法向应力下的抗剪强度值, 最后将不同法向应力下的试验值和计算值进行拟合分析即可得到该试样的抗剪强度参数黏聚力和摩擦角。采用这种思路, 分析得到 12 个试样的抗剪强度参数如表 4 所示。

表 4 节理面抗剪强度参数拟合分析结果

Table 4 Fitting results of strength parameters of joint surface shear

编号	法向应力 /MPa	抗剪强度 试验值 /MPa	粗糙度系数 JRC	黏聚力 /MPa	摩擦角 /($^{\circ}$)
S _{1,0-1}		1.05	9.65	0.23	39.71
S _{1,0-2}	1.0	1.15	11.18	0.29	41.15
S _{1,0-3}		1.23	12.29	0.37	42.16
S _{1,5-1}		1.36	8.01	0.18	38.12
S _{1,5-2}	1.5	1.56	10.59	0.26	40.60
S _{1,5-3}		1.61	11.18	0.29	41.15
S _{2,0-1}		1.76	8.12	0.18	38.23
S _{2,0-2}	2.0	1.88	9.46	0.22	39.53
S _{2,0-3}		2.31	13.67	0.41	43.39
S _{2,5-1}		2.56	12.05	0.33	41.95
S _{2,5-2}	2.5	2.88	13.30	0.39	43.06
S _{2,5-3}		2.71	14.63	0.46	44.20

从表 4 可以看出, 计算得到 12 个节理试样的黏聚力为 $0.18\sim0.46$ MPa, 均值为 0.30 MPa, 摩擦角为 $38.12^{\circ}\sim44.20^{\circ}$, 均值为 41.10° 。各试样抗剪强度参数差别比较明显, 说明试样之间的差异是客观存在

的。采用具有一定差别的试样进行不同法向应力的剪切试验, 拟合分析得到的节理面抗剪强度参数, 应该是该组试样抗剪性能的综合体现。理论上来说, 分析得到的该组试样抗剪强度参数应该与表 4 中 12 个试样黏聚力和摩擦角的均值一致才合理。而前述“多试件法”分析得到该组试样节理面黏聚力为 0.02 MPa, 摩擦角为 46.11° , 差别比较明显, 说明多试件抗剪强度直接拟合分析方法不能较好地反映该组试样的综合抗剪性能, 分析主要原因是由于试样之间差异导致试验过程中试样选取顺序影响的。

为了比较清楚地分析这个问题, 特将不同法向应力下节理岩体抗剪强度试验值和理论值绘制在一个图中, 如图 8 所示。

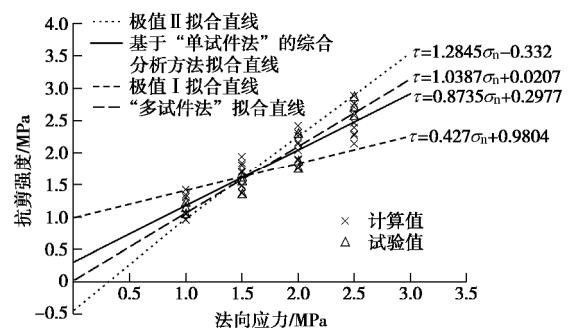


图 8 节理面抗剪强度参数拟合分析

Fig. 8 Fitting analysis of shear strength parameters of joint surface

如图 8 所示, 试样的选用顺序直接影响该组岩样的抗剪强度参数, 分析存在两种比较特殊的情况: ①低法向应力时, 所选择试样节理面 JRC 较大, 对应的抗剪强度较高, 而高法向应力的时候, 所选择试样节理面的 JRC 较小, 对应的抗剪强度较小, 对应的拟合线如图 8 中的极值 I, 此时拟合得到的节理面黏聚力 (0.98 MPa) 偏大, 而摩擦角 (23.13°) 偏小。②低法向应力时, 所选择试样节理面 JRC 较小, 对应的抗剪强度较小, 而高法向应力的时候, 所选择试样节理面 JRC 较大, 对应的抗剪强度较高, 对应的拟合线如图 8 中的极值 II, 此时拟合分析得到的节理面的黏聚力 (-0.33 MPa) 偏小, 而摩擦角 (52.13°) 偏大。当然, 在某些情况下, 甚至出现法向应力增大, 抗剪强度反而降低的异常现象。在“多试件法”直剪试验中, 试样的选择顺序都是随机的, 所得的抗剪强度参数应该是极值 I 和 II 之间中的一种情况, 黏聚力为 $-0.33\sim0.98$ MPa, 摩擦角为 $23.13^{\circ}\sim52.13^{\circ}$, 例如, 本文试验值直接拟合得到的黏聚力和摩擦角只是上述中的一种情况。极值 I 和极值 II 之间黏聚力和摩擦角的变化范围非常大, 而且负的黏聚力和 50° 以上的摩擦角与节理面本身的剪切力学特性明显不符, 这也能较好地解释以往试验过程中出现的一些异常结果。

出现上述问题的关键还是试样之间的差异，如果所有试样是均匀的，无论选取哪一个试样进行某一级法向应力直剪试验得到的抗剪强度都应该一样，就不会存在上述试样选取顺序的问题。直剪试验中，某一级法向应力下的节理面抗剪强度试验值只能反映该试样在这一级法向应力下的抗剪性能，无法反映该试样在其它法向应力下的抗剪性能。因此，需要寻找一种方法将每个试样各级法向应力下的抗剪性能在拟合分析中均能体现。为此，结合前述“单试件法”的分析结果，建议将不同法向应力下抗剪强度的试验值和计算值一起进行拟合分析，对应如图 8 中基于“单试件法”的综合分析方法拟合直线，得到该组试样抗剪强度参数与前述分析得到 12 个试样的抗剪强度参数均值非常接近，说明这种思路的分析结果是合理的。

图 8 中，不同情况下拟合分析得到的节理面抗剪强度参数统计如表 5 所示。

表 5 节理面抗剪强度参数拟合分析结果

Table 5 Fitting results of joint strength parameters of surface shear

分析方法	黏聚力/MPa	摩擦角/(°)
极值 I	0.98	23.13
极值 II	-0.33	52.13
“多试件法”	0.02	46.11
“单试件法”确定各试样的均值	0.30	41.10
基于“单试件法”的综合分析方法	0.30	41.16

上述基于“单试件法”的节理岩体抗剪强度综合分析方法，在数据拟合方法上与以往分析方法没有变化，但是加入不同法向应力下的抗剪强度计算值之后，不仅增大了数据样本，更重要的是使得每个试样各级法向应力下的抗剪性能在拟合分析中均有体现，其中，节理岩体抗剪强度试验值反映了该试样在这一级法向应力下的抗剪性能，不同法向应力下节理岩体抗剪强度计算值则反映了该试样在其它法向应力下的抗剪性能，这样得到的抗剪强度参数可以更加全面地反映该组试样的抗剪性能。最为关键的是，由于每个试样在不同法向应力下的抗剪强度值均参与了拟合分析，使得节理岩体抗剪强度参数分析结果不再受试样使用顺序的影响，这样也自然消除了试样试验顺序对拟合分析结果的影响，也就自然消除了人为主观因素对试验结果的影响。

4 结论及讨论

(1) 节理岩体直剪试验中，试样之间的差异无法避免，表面上是影响试验结果的离散性，实际上导致试验过程中试样使用顺序严重影响试验结果的分布规律及抗剪强度参数拟合分析结果的合理性。

(2) 基于 Barton 建立的节理岩体抗剪强度经验

公式，提出了“单试件法”的分析思路，通过节理面形貌特征分析或者单次直剪试验首先确定节理面的 JRC，然后确定节理岩体在不同法向应力下的抗剪强度，进而拟合分析得到该试样的抗剪强度参数，为同组各试样抗剪强度参数差异的定量分析提供了较好的思路。

(3) 提出了基于“单试件法”的节理面抗剪强度综合分析方法，将各试样节理面抗剪强度的试验值和计算值一起进行拟合分析，该方法的突出特点是每个试样各级法向应力下的剪切特性在拟合分析中均有体现，较好地考虑了试样之间的差异对直剪试验结果的影响，所得到的抗剪强度参数是同组多个试样剪切力学特性的综合反映，验证分析表明这种方法的计算结果是合理可信的。相对于“多试件法”对试验结果直接进行拟合分析，在不增加试样的情况下，可以更加准确地反映该组试样节理面的剪切力学特性。

(4) 提出的基于“单试件法”的节理面抗剪强度参数综合分析方法，得到的节理岩体抗剪强度参数不再受试样使用顺序的影响，消除了人为主观因素对试验结果的影响，可为节理岩体直剪试验结果分析提供较好的参考。

参 考 文 献:

- [1] 刘健, 陈亮, 刘建峰, 等. 深部花岗岩中天然开启节理剪切性能试验研究[J]. 地下空间与工程学报, 2017, **13**(1): 63 - 70. (LIU Jian, CHEN Liang, LIU Jian-feng, et al. Experimental study on shear behavior of naturally opened joint in deep granit[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2017, **13**(1): 63 - 70. (in Chinese))
- [2] 赵坚. 岩石节理剪切强度的 JRC-JMC 新模型[J]. 岩石力学与工程学报, 1998, **17**(4): 349 - 357. (ZHAO Jian. A new model of JRC-JMC for rock joint shear strength[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 1998, **17**(4): 349 - 357. (in Chinese))
- [3] 周扬一, 冯夏庭, 徐鼎平, 等. 含不同胶结充填物的碳酸盐岩层面剪切力学特性试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, **35**(6): 1161 - 1172. (ZHOU Yang-yi, FENG Xia-ting, XU Ding-ping, et al. Experimental study on shear mechanical properties of carbonate rock layers with different cementation fillings[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, **35**(6): 1161 - 1172. (in Chinese))
- [4] 杨洁, 荣冠, 程龙, 等. 节理峰值抗剪强度试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, **34**(5): 884 - 894. (YANG Jie, RONG Guan, CHENG Long, et al. Experimental study on peak shear strength of joints[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, **34**(5): 884 - 894. (in Chinese))

- [5] 孙辅庭, 余成学, 万利台, 等. 基于三维形貌特征的岩石节理峰值剪切强度准则研究[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(3): 529 - 536. (SUN Fu-ting, YAN Cheng-xue, WAN Li-tai, et al. Study on peak shear strength criterion of rock joints based on three-dimensional topography[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(3): 529 - 536. (in Chinese))
- [6] 夏才初, 唐志成, 宋英龙. 基于三维形貌参数的偶合节理峰值抗剪强度公式[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, **32**(增刊1): 2833 - 2839. (XIA Cai-chu, TANG Zhi-cheng, SONG Ying-long. The formula of peak joint shear strength of coupled joints based on three-dimensional shape parameters[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, **32**(S1): 2833 - 2839. (in Chinese))
- [7] 唐志成, 刘泉声, 夏才初. 节理三维形貌参数的采样效应与峰值抗剪强度准则[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2015, **46**(7): 2524 - 2531. (TANG Zhi-cheng, LIU Quan-sheng, XIA Cai-chu. Investigation of three-dimensional roughness scale-dependency and peak shear strength criterion[J]. Journal of Central South University (Natural Science Edition), 2015, **46**(7): 2524 - 2531. (in Chinese))
- [8] 尤明庆, 华安增. 岩石试样的强度准则及内摩擦系数[J]. 地质力学学报, 2001, **7**(1): 53 - 60. (YOU Ming-qing, HUA An-zeng. Strength criterion and internal friction coefficient of rock specimens[J]. Journal of Geomechanics, 2001, **7**(1): 53 - 60. (in Chinese))
- [9] 徐颖, 李振平, 葛新. 软岩单试件直剪实验方法[J]. 辽宁工程技术大学学报, 2006, **25**(3): 367 - 368. (XU Ying, LI Zhen-ping, GE Xin. Soft rock single test sample shear experiment method[J]. Journal of Liaoning Technical University, 2006, **25**(3): 367 - 368. (in Chinese))
- [10] HOU Y P, SUN T Q. An improved method to make the microdroplet single fiber composite specimen for determining the interfacial shear strength[J]. Journal of Materials Science, 2012, **47**(11): 4775 - 4778.
- [11] YAN K F, ZHANG C Y, QIAO S R, et al. Measurement of in-plane shear strength of carbon/carbon composites by compression of double-notched specimens[J]. Journal of Materials Engineering & Performance, 2012, **21**(1): 62 - 68.
- [12] 孙辅庭, 余成学, 蒋庆仁. 一种新的岩石节理面三维粗糙度分形描述方法[J]. 岩土力学, 2013, **34**(8): 2238 - 2242. (SUN Fu-ting, SHE Cheng-xue, JIANG Qing-ren. A new fractal description method for three-dimensional roughness surface of rock joint[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, **34**(8): 2238 - 2242. (in Chinese))
- [13] 陈世江, 朱万成, 刘树新, 等. 岩体结构面粗糙度各向异性特征及尺寸效应分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, **34**(1): 57 - 66. (CHEN Shi-jiang, ZHU Wan-cheng, LIU Shu-xin, et al. Anisotropy and size effects of surface roughness of rock joints[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, **34**(1): 57 - 66. (in Chinese))
- [14] 杜时贵, 胡晓飞, 郭霄, 等. JRC-JCS 模型与直剪试验对比研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, **27**(增刊1): 2747 - 2753. (DU Shi-gui, HU Xiao-fei, GUO Wei, et al. Comparative study of JRC-JCS model and direct shear test[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, **27**(S1): 2747 - 2753. (in Chinese))
- [15] 曹平, 贾洪强, 刘涛影, 等. 岩石节理表面三维形貌特征的分形分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, **30**(增刊2): 3839 - 3843. (CAO Ping, JIA Hong-qiang, LIU Tao-ying, et al. Fractal analysis of three dimensional topography characteristics of rock joint surface[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, **30**(S2): 3839 - 3843. (in Chinese))
- [16] 陈世江, 朱万成, 王创业, 等. 岩体结构面粗糙度系数定量表征研究进展[J]. 力学学报, 2017, **49**(2): 239 - 256. (CHEN Shi-jiang, ZHU Wan-cheng, WANG Chuang-ye, et al. Review of research progresses of the quantifying joint roughness coefficient[J]. Chinese Journal of Theoretical and Applied Mechanics, 2017, **49**(2): 239 - 256. (in Chinese))
- [17] PATTON F D. Multiple modes of shear failure in rock[C]// Proceedings of the 1st ISRM Congress, 1966, Lisbon, Portugal: 509 - 513.
- [18] BARTON N, CHOUBEY V. The shear strength of rock joints in theory and practice[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 1977, **10**(1): 1 - 54.
- [19] GEERTSEMA A J. The shear strength of planar joints in mudstone[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2002, **39**(8): 1045 - 1049.
- [20] DU S G, HU Y J, HU X F. Comparison between empirical estimation by JRC-JCS mode and direct shear test for joint shear strength[J]. Journal of Earth Science, 2011, **22**: 411 - 420.
- [21] SOW D, RIVARD P, PEYRAS L. Comparison of joint shearing resistance obtained with the Burton and Choubey criterion and with direct shear tests[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2016, **49**: 3357 - 3361.
- [22] HE J M, XU M H, MA D X. The application of Barton structural plane shear strength formula in Murum hydropower station, Malaysia[J]. Resources Environment & Engineering, **26**(5): 542 - 544. (in Chinese)

DOI: 10.11779/CJGE202008017

考虑蠕变影响的深部煤体分数阶渗透率模型研究

张雷¹, 周宏伟^{2,3}, 王向宇¹, 荣腾龙⁴, 王路军⁵, 车俊¹, 王雷¹

(1. 中国矿业大学(北京)力学与建筑工程学院, 北京 100083; 2. 中国矿业大学(北京)能源与矿业学院, 北京 100083;

3. 中国矿业大学(北京)煤炭资源与安全开采国家重点实验室, 北京 100083; 4. 河南理工大学能源科学与工程学院,

河南 焦作 454000; 5. 煤炭开采水资源保护与利用国家重点实验室, 北京 102211)

摘要:为了考虑深部煤体的蠕变效应对煤体渗透率的影响,结合考虑体积蠕变的深部煤体非线性蠕变三维本构方程、Kozeny-Carman 方程、含裂隙煤体渗透率计算方程建立了基于蠕变影响的深部煤体分数阶渗透率模型。利用含瓦斯煤蠕变-渗流试验数据对渗透率模型进行参数拟合,确定了模型的物性参数,并对不同试验条件下的渗透率演化过程进行了模拟分析。结果表明:在弹性及黏弹性蠕变阶段,渗透率模型数值逐渐减小,符合煤体在低应力阶段蠕变过程中初始孔隙被逐渐压密渗透率减小的物理过程;在黏塑性蠕变阶段,渗透率模型能够表征加速蠕变阶段即渗透率突增阶段的演化趋势。此外,对分数阶渗透率模型中的关键参数进行了敏感性分析,发现随着煤体性质参数 α_0 数值的升高,加速蠕变阶段即渗透率突增阶段越容易出现。分数阶导数阶次越高,弹性及黏弹性蠕变阶段渗透率下降速率越快,黏塑性蠕变阶段渗透率突增趋势越缓慢。

关键词:深部煤体; 体积蠕变; 分数阶; 渗透率模型

中图分类号: TU452; TD712 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2020)08-1516-09

作者简介: 张雷(1992—),男,博士,主要从事深部煤体多物理场耦合及渗流特征方面的研究工作。E-mail:
e_zanglei@163.com

Fractional permeability model for deep coal considering creep effect

ZHANG Lei¹, ZHOU Hong-wei^{2,3}, WANG Xiang-yu¹, RONG Teng-long⁴, WANG Lu-jun⁵, CHE Jun¹, WANG Lei¹

(1. School of Mechanics and Civil Engineering, China University of Mining and Technology(Beijing), Beijing 100083, China; 2. School of

Energy and Mining Engineering, China University of Mining and Technology(Beijing), Beijing 100083, China; 3. State Key Laboratory of

Coal Resources and Safety Mining, China University of Mining and Technology(Beijing), Beijing 100083, China; 4. School of Energy

Science and Engineering, Henan Polytechnic University, Jiaozuo 454000, China; 5. State Key Laboratory of Water Resource Protection and

Utilization in Coal Mining, Beijing 102211, China)

Abstract: In order to consider the effect of creep of deep coal on the permeability, the three-dimensional constitutive equation for nonlinear creep of deep coal considering volumetric creep, the Kozeny-Carman equation and the equation for permeability of fractured coal are combined to establish a fractional permeability model based on the creep effect. The creep-seepage experimental data of gas-containing coal is used to fit the permeability model and determine the physical parameters, and the permeability evolution is simulated under different experimental conditions. The results show that the permeability model decreases gradually in the elastic and viscoelastic creep stages, which is consistent with the physical process that the initial pores are gradually reduced during the creep process of deep coal in the low stress stage. In the viscoplastic creep stage, the permeability model can characterize the evolution of the accelerated creep stage, that is, the rapid increase stage of permeability. In addition, the sensitivity analysis of the key parameters in the fractional permeability model is carried out. It is found that with the increase of the parameter α_0 of deep coal, the rapid increase stage of the permeability is more likely to occur. The higher the fractional derivative order, the faster the rate of permeability decline in the elastic and viscoelastic creep stages, and the slower the tendency of permeability increase in the viscoplastic creep stage.

Key words: deep coal; volumetric creep; fractional derivative;
permeability model

0 引言

随着深部煤炭资源开采的日益发展,深部高瓦斯

基金项目: 国家自然科学基金项目(51674266); 国家重点研发计划
(2016YFC0600704); 中国矿业大学(北京)越崎杰出学者奖励计划
收稿日期: 2019-05-10

*通信作者 (E-mail: zwh@cumtb.edu.cn)

矿井的开采与治理作为深部科学难题之一^[1], 一直是煤炭领域的研究热点。为了高效安全开采, 大部分高瓦斯矿井形成工作面后需要放置一段时间, 进行瓦斯治理。由于深部煤岩与瓦斯的赋存环境趋于一种高地应力、高地温、高渗透压^[2]的状态, 煤体会随着时间的延长发生缓慢的蠕变, 影响煤体自身的渗透能力, 进而影响瓦斯的治理效果。因此, 研究深部强时效下的多场耦合理论^[3]特别是深部煤体蠕变和渗流间的耦合机理具有重要理论和工程意义。

国内外学者针对煤岩体的渗透率模型、蠕变现象分别进行了深入研究。Palmer 等^[4]考虑了孔隙压力和基质膨胀收缩对裂隙的孔隙率演化影响, 提出了一个基于单轴应变和恒定垂向应力假设的渗透率模型。Shi 等^[5]提出的渗透率模型考虑了吸附解吸引起的煤体变形, 并提出了考虑水平有效应力的渗透率模型。Cui 等^[6]使用线弹性多孔弹性介质理论, 考虑吸附解吸效应推导出了与平均有效应力有关的渗透率模型。荣腾龙等^[7]在弹性理论的基础上分析了煤体基质和裂隙变形对渗透率的影响, 以火柴棍模型为几何原型, 突破传统单轴应变假设, 建立了三向应力条件下煤体渗透率演化模型。周宏伟等^[8]从分数阶导数出发, 在常黏性系数 Abel 黏壶基础上提出了一种新的变黏性系数的 Abel 黏壶元件。利用两种分数阶 Abel 黏壶代替经典西原模型中 Newton 黏壶的方法, 建立了基于分数阶导数的盐岩流变本构模型, 并给出了该模型的解析解, 较好地反映了盐岩流变的三阶段尤其是加速流变阶段。尹光志等^[9]对煤层顶底板岩层试件进行卸围压蠕变及周期加载蠕变试验, 并采用 Burgers 体模型对采动影响下的岩体进行蠕变理论分析, 建立了采动下煤岩蠕变损伤模型, 较好地反映岩体蠕变曲线特征。齐亚静等^[10]通过在西元模型上串联一个带应变触发的非线性黏壶, 改进了西元模型并推广到三维蠕变本构方程, 利用红砂岩流变试验获得了模型参数, 发现在描述岩石的流变规律方面明显优于传统的西元模型。王路军等^[11]基于一维分数阶导数流变模型, 推导出包含体积蠕变的煤体三维应力条件下非线性蠕变本构方程, 并利用卸围压蠕变试验数据对蠕变本构方程的参数进行拟合, 结果表明蠕变本构方程能很好地描述煤体蠕变三阶段, 特别是加速阶段, 最后对本构方程中关键参数进行了敏感性分析。

上述理论研究对揭示煤体蠕变和渗流间的耦合机理起到了至关重要的作用, 而前人同样从试验角度对蠕变-渗流耦合机理进行深入研究。尹光志等^[12]运用自制的含瓦斯煤三轴蠕变加载渗流试验系统, 进行了含瓦斯煤卸围压蠕变与渗流试验研究, 改进了

Chaboche 黏塑性本构模型, 进而用来描述含瓦斯煤的卸压短期蠕变破坏。通过试验又得到了考虑 Klinkenberg 效应的卸围压过程中瓦斯流量的变化规律、视渗透率和滑脱系数。蔡婷婷等^[13]研究了不同温度和应力下煤体蠕变中的渗流规律, 得出不同温度下贫煤分级蠕变过程中体积变形基本经历压密硬化、体积压缩的蠕变变形和体积膨胀的蠕变变形 3 个阶段, 渗透率表现为先逐渐降低再增加的趋势。江宗斌等^[14]进行了循环加载卸载条件下岩石蠕变-渗流耦合试验, 得出渗透率随着加载次数的增加先降低后逐渐增大, 体积应变随着加载次数的增加呈非线性减小的趋势。何峰等^[15]基于煤岩瞬态渗透法, 对煤岩试件进行蠕变-渗流耦合试验, 得出在初始蠕变变形阶段, 渗透率逐渐减小; 在非线性变形阶段, 当应变增加的时候, 渗透率曲线变缓, 并开始缓慢增加, 失稳破坏后出现大的阶跃。曹亚军等^[16]采用分级加载方式, 开展不同围压和渗压作用下渗流-应力耦合三轴流变试验得出岩石在较低应力水平作用下渗透率变化基本保持稳定趋势, 而在破坏应力蠕变加速阶段, 渗透率会发生明显的加速增长现象的规律。

相关学者以前人在渗透率模型、蠕变本构方程、蠕变-渗流试验方面^[17-18]的研究成果为基础, 建立了考虑蠕变影响的相应理论模型。Danesh 等^[19]以一维西原蠕变本构方程为基础, 建立了考虑蠕变和吸附解吸影响的渗透率模型, 并分析和对比了在煤层气抽采过程中考虑蠕变影响的渗透率演化情况。考虑到煤层气领域通常以单轴应变假设为基础进行建立渗透率模型, 无法描述深部煤矿开采过程中渗透率演化情况。本文以深部煤层三向应力状态为出发点, 结合考虑体积蠕变的煤体三维蠕变本构方程^[11], 建立了考虑蠕变影响的深部煤体分数阶渗透率模型, 同时利用常规三轴蠕变-渗流试验数据对模型进行了验证, 并对模型的适用性和参数敏感性进行了分析。

1 深部煤体分数阶三维蠕变本构方程

在三向应力条件下, 煤体作为一种典型的黏弹塑性体, 其受力状态可分解为球应力与偏应力共同作用, 王路军等^[11]对偏应力引起的蠕变变形与球应力引起的体积蠕变进行了推导, 将一维分数阶蠕变本构方程推广到三维分数阶蠕变本构方程。为了能够体现分数阶在蠕变过程中的作用, 本文从偏应力和球应力两个角度分别详细介绍了对应的蠕变本构方程。

如图 1 所示的蠕变模型, 假设煤体为各向同性材料, 泊松比不随蠕变过程而变化, 偏应力作用下三维蠕变方程为

$$e_{ij}(t) = \frac{s_{ij}}{2G_0} + \frac{s_{ij}}{2G_1} - \frac{s_{ij}}{2G_1} E_{g,1} \left[-G_1 \frac{t^g}{h_1^g} \right] \quad (F < 0), \quad (1a)$$

$$e_{ij}(t) = \frac{s_{ij}}{2G_0} + \frac{s_{ij}}{2G_1} - \frac{s_{ij}}{2G_1} E_{g,1} \left[-G_1 \frac{t^g}{h_1^g} \right] + \left(\frac{F}{F_0} \right) \frac{\partial F}{\partial s_{ij}} \frac{t^g}{2h_2^g} E_{1,1+g}(\alpha_0 t) \quad (F \geq 0). \quad (1b)$$

式中 s_{ij} 为应力偏张量; G_0 为剪切模量; G_1 为黏弹性剪切模量; g 为分数阶导数; h_1^g 为黏弹性黏滞系数; h_2^g 为黏塑性黏滞系数; F 为岩石屈服函数; F_0 为岩石屈服函数初始参考值; α_0 为与煤体性质相关的系数。

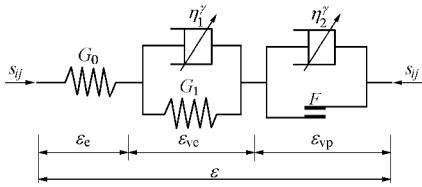


图 1 偏应力下煤体分数阶蠕变模型

Fig. 1 Fractional creep model for coal under deviatoric stress

屈服函数取如下形式^[10]:

$$F = \sqrt{J_2 - s_s} / \sqrt{3}, \quad (2)$$

式中, J_2 为应力偏量第二不变量。

如图 2 所示的蠕变模型, 可以得到在球应力作用的煤体三维蠕变方程:

$$e_v(t) = \frac{s_m}{K_0} + \frac{s_m}{K_1} - \frac{s_m}{K_1} E_{g_v,1} \left[-K_1 \frac{t^{g_v}}{h_{v1}^{g_v}} \right] \quad (F < 0), \quad (3a)$$

$$e_v(t) = \frac{s_m}{K_0} + \frac{s_m}{K_1} - \frac{s_m}{K_1} E_{g_v,1} \left[-K_1 \frac{t^{g_v}}{h_{v1}^{g_v}} \right] + \frac{s_1 - s_3 - s_s}{2h_{v2}^{g_v}} t^{g_v} E_{1,1+g_v}(\alpha_v t) \quad (F \geq 0), \quad (3b)$$

式中, K_0 , K_1 为体积模量, g_v 为体积蠕变的分数阶导数, $h_{v1}^{g_v}$, $h_{v2}^{g_v}$ 为体积蠕变的黏滞系数, α_v 为与煤体性质相关的系数。

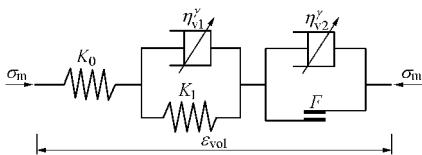


图 2 球应力下煤体分数阶体积蠕变模型

Fig. 2 Fractional volumetric creep model for coal under spherical stress

通过结合偏应力与球应力对煤体蠕变的共同作用, 并将式(2)代入式(1b)得到煤体三维分数阶蠕变本构方程, 具体形式如下:

$$e_{ij}(t) = \left(\frac{s_m}{3K_0} + \frac{s_m}{3K_1} - \frac{s_m}{3K_1} E_{g_v,1} \left[-K_1 \frac{t^{g_v}}{h_{v1}^{g_v}} \right] \right) d_{ij} +$$

$$\frac{s_{ij}}{2G_0} + \frac{s_{ij}}{2G_1} - \frac{s_{ij}}{2G_1} E_{g,1} \left[-G_1 \frac{t^g}{h_1^g} \right] \quad (F < 0), \quad (4a)$$

$$e_{ij}(t) = \left[\frac{s_m}{3K_0} + \frac{s_m}{3K_1} - \frac{s_m}{3K_1} E_{g_v,1} \left[-K_1 \frac{t^{g_v}}{h_{v1}^{g_v}} \right] + \frac{s_1 - s_3 - s_s}{6h_{v2}^{g_v}} t^{g_v} E_{1,1+g_v}(\alpha_v t) d_{ij} \right] + \frac{s_{ij}}{2G_0} + \frac{s_{ij}}{2G_1} - \frac{s_{ij}}{2G_1} E_{g,1} \left[-G_1 \frac{t^g}{h_1^g} \right] + \frac{s_1 - s_3 - s_s}{6h_2^g} t^g E_{1,1+g}(\alpha_0 t) \quad (F > 0). \quad (4b)$$

式中, d_{ij} 为 Kronecker 符号。

2 考虑蠕变影响的分数阶渗透率模型

在实际高瓦斯矿井瓦斯治理过程中, 工作面需要静置时间较长, 含瓦斯煤体极易发生蠕变现象, 如图 3 所示, 因此本文尝试建立能描述煤体屈服前后蠕变-渗透过程的渗透率演化模型。由于工作面形成过程中巷道掘进扰动的影响, 使得煤体处于不同的应力状态。当煤体处于低应力状态时, 即 $F < 0$ 时, 煤层内部只存在弹性及黏弹性蠕变过程; 当煤体满足甚至超过屈服条件即 $F \geq 0$ 时, 煤层内部不仅存在弹性及黏弹性蠕变过程, 而且还会发生黏塑性蠕变过程。考虑到实际蠕变过程以屈服条件为界限的分段情况, 本文提出的渗透率模型同样以屈服条件为界限进行分段考虑, 分别建立了弹性及黏弹性蠕变阶段的渗透率模型和黏塑性蠕变阶段的渗透率模型, 具体的建模假设和推导过程下文会依次叙述。

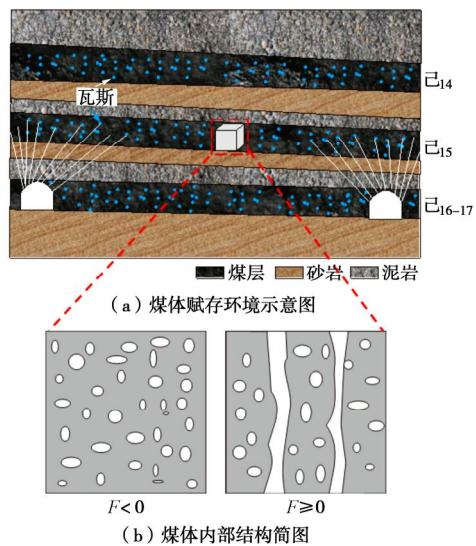


图 3 含瓦斯煤体蠕变过程示意图

Fig. 3 Schematic diagram of creep process of gas-containing coal

2.1 弹性及黏弹性蠕变阶段的渗透率模型

深部煤体较浅部显得更为致密, 煤体内部存在孔

隙及微裂隙, 无明显贯穿裂隙。假设未达到屈服条件之前的煤层中的瓦斯渗流仅发生在煤体基质的孔隙内, 不存在裂隙中瓦斯渗流的过程, 如图 3(b) 所示, 当 $F < 0$ 时, 基质内的孔隙率变化程度直接影响到深部煤体的渗透情况。

为了准确描述未达到屈服条件煤体的渗透率演化过程, 本文以 Kozeny-Carman 方程为出发点, 推导弹性及黏弹性蠕变阶段的渗透率模型。

根据 Kozeny-Carman 方程^[20], 渗透率可写为

$$k = \frac{j^3}{C(1-j)^2 S^2} , \quad (5)$$

式中, C 为系数, j 为孔隙率, S 为单位体积煤体的表面积。

假设煤体的初始孔隙度为

$$j_0 = \frac{V_{p0}}{V_{b0}} , \quad (6)$$

式中, V_{p0} 为煤体内部初始孔隙体积, V_{b0} 为煤体初始体积。

假设骨架变形和孔隙变形共同体现在孔隙体积的变化上, 煤体在受压过程中孔隙度是动态变化的, 孔隙度变为

$$j = \frac{(V_{p0} - \Delta V_p)/V_{b0}}{(V_{b0} - \Delta V_p)/V_{b0}} = \frac{j_0 - e_v}{1 - e_v} , \quad (7)$$

式中, j_0 为初始孔隙率, e_v 为体应变, ΔV_p 为孔隙体积变化量。

由式 (7) 可知, 渗透率可表示为

$$k = \frac{(j_0 - e_v)^3}{C(1 - e_v)(1 - j_0)^2 S^2} . \quad (8)$$

煤体的初始渗透率为^[21]

$$k_0 = \frac{j_0^3}{C(1 - j_0)^2 S^2} , \quad (9)$$

式中, k_0 为初始渗透率。

结合式 (8), (9) 可得到渗透率具体形式:

$$k = \frac{k_0}{1 - e_v} \left(1 - \frac{e_v}{j_0} \right)^3 . \quad (10)$$

渗流过程中煤体受到外部载荷及孔隙压力共同作用, 假设孔隙压力在煤体内均匀分布, 则根据有效应力原理, 实际作用于煤体有效应力可表示为

$$s'_{ij} = s_{ij} - a p d_{ij} , \quad (11)$$

式中, s'_{ij} 为有效应力, a 为 Biot 系数, 通常取 $a=1$, p 为孔隙压力。

将式 (11) 代入式 (4), 可推导出考虑孔隙压力作用时的深部煤体三维蠕变本构方程:

$$\begin{aligned} e'_{ij}(t) = & \left[\frac{s'_m}{3K_0} + \frac{s'_m}{3K_1} - \frac{s'_m}{3K_1} E_{g_v,1} \left(-K_1 \frac{t^{g_v}}{h_{v1}^{g_v}} \right) \right] d_{ij} + \\ & \frac{s'_{ij}}{2G_0} + \frac{s'_{ij}}{2G_1} - \frac{s'_{ij}}{2G_1} E_{g,1} \left(-G_1 \frac{t^g}{h_1^g} \right) \quad (F < 0) , \end{aligned} \quad (12a)$$

$$\begin{aligned} e'_{ij}(t) = & \left[\frac{s'_m}{3K_0} + \frac{s'_m}{3K_1} - \frac{s'_m}{3K_1} E_{g_v,1} \left(-K_1 \frac{t^{g_v}}{h_{v1}^{g_v}} \right) + \right. \\ & \left. \frac{s'_1 - s'_3 - s'_s}{6h_{v2}^{g_v}} t^{g_v} E_{1,1+g_v} (a_v t) \right] d_{ij} + \\ & \frac{s'_{ij}}{2G_0} + \frac{s'_{ij}}{2G_1} - \frac{s'_{ij}}{2G_1} E_{g,1} \left(-G_1 \frac{t^g}{h_1^g} \right) + \\ & \frac{s'_1 - s'_3 - s'_s}{6h_2^g} t^g E_{1,1+g} (a_0 t) \quad (F > 0) . \end{aligned} \quad (12b)$$

通过式 (10) 可知体积应变对煤体的渗透率演化有较大影响^[21], 由于考虑蠕变的体积应变与各方向应变存在如下关系:

$$e'_v(t) = e'_{xx}(t) + e'_{yy}(t) + e'_{zz}(t) . \quad (13)$$

将式 (13) 代入式 (10) 可得到弹性及黏弹性蠕变阶段的渗透率模型, 具体形式如下:

$$k = \frac{k_0}{1 - e'(t)} \left(1 - \frac{e'_v(t)}{j_0} \right)^3 . \quad (14)$$

2.2 黏塑性蠕变阶段的渗透率模型

煤体在达到屈服条件之后将会产生不可恢复的塑性变形和明显的贯穿裂隙, 式 (2) 为屈服判别条件。如图 3(b) 所示, 当 $F \geq 0$ 时, 煤层中瓦斯渗流过程不仅发生在基质孔隙内, 还发生贯穿裂隙内。现假设黏塑性蠕变阶段含裂隙煤体渗透率的计算方程由基质渗透率和裂隙渗透率两部分组成, 计算方程表达式如下:

$$k_{\text{total}} = k_m + k_f , \quad (15)$$

式中, k_{total} 为屈服之后的总渗透率, k_m 为基质渗透率, k_f 为裂隙渗透率, 假设在黏塑性阶段基质渗透率 k_m 为满足屈服条件时的恒定渗透率数值, 总渗透率 k_{total} 的变化取决于裂隙渗透率 k_f 。

为了揭示深部煤体屈服之后的裂隙演化过程对渗透率的影响, 本文将煤体简化为薄板进行分析^[7], 具体过程如图 4(a) 所示, e_i 为裂隙开度, h_i 为裂隙间距, s_x 为 x 方向载荷, s_y 为 y 方向载荷, s_z 为 z 方向载荷。

根据雷诺方程, 煤体的裂隙渗透率 k_f 与裂隙开度的立方成正比, 与裂隙间距成反比。假设所有裂隙沿 z 方向分布, 则关于煤体裂隙渗透率的方程可写为^[22]

$$k_f = \sum_{i=1}^n k_{fi} = k_{f0} \exp(3\Delta e_x) , \quad (16)$$

式中, e_x 为裂隙 x 方向应变, k_{f0} 为初始渗透率。

若将平面薄板扩展到三维状态, 如图 4(b) 所示,

可得到同时考虑 x 和 y 两个方向裂隙变形影响的煤体在 z 方向的渗透率表达式为

$$k_f = \sum_{i=1}^n k_{fi} = k_{f0} \exp[3(\Delta e_x + \Delta e_y)] \quad . \quad (17)$$

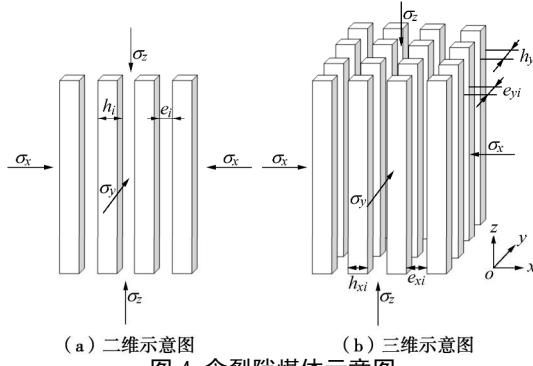


图 4 含裂隙煤体示意图

Fig. 4 Schematic diagram of fractured coal

假设煤体在 x , y 方向横观各向同性, 可认为煤体在 x , y 方向的裂隙变形量相等, 且屈服之后的裂隙变形由煤体黏塑性变形控制。假设 x 方向的煤体总变形量等于裂隙变形量与煤体基质变形量之和, 则 x 方向裂隙应变增量为

$$\Delta e_x = \Delta e_{tx} - \Delta e_{rx} \quad , \quad (18)$$

式中, Δe_{tx} , Δe_{rx} 分别为沿 x 方向煤体的应变增量、煤基质的应变增量。文献[23]中假设裂隙间距 h_i 为常数, 即可认为煤基质的应变增量 $\Delta e_{rx}=0$ 。则式(18)可简化为

$$\left. \begin{aligned} \Delta e_x &= \Delta e_{tx} \\ \Delta e_{tx} &= e'_{ij}(t) - e'_{ij}(t_1) \end{aligned} \right\} \quad (19)$$

式中, 煤体 x 方向应变增量 Δe_{tx} 为屈服后与屈服点处的黏塑性应变差值, t_1 为达到屈服条件的时间, 且 t_1 时刻黏塑性应变为零, 则通过式(12b)可知满足屈服条件煤体沿 x 方向的黏塑性应变增量:

$$\Delta e_x = \frac{s'_1 - s'_3 - s'_s}{6h_{v2}^{g_v}} t^{g_v} E_{1,1+g_v}(a_v t) + \frac{s'_1 - s'_3 - s'_s}{6h_2^g} t^g E_{1,1+g}(a_0 t) \quad . \quad (20)$$

将式(20)代入式(17), 得到裂隙的渗透率模型, 具体形式为

$$k_f = k_{f0} \exp \left[\frac{s'_1 - s'_3 - s'_s}{3h_{v2}^{g_v}} t^{g_v} E_{1,1+g_v}(a_v t) + \frac{s'_1 - s'_3 - s'_s}{3h_2^g} t^g E_{1,1+g}(a_0 t) \right] \quad . \quad (21)$$

则将式(14), (21)代入式(15)得到黏塑性蠕变阶段的渗透率模型:

$$k = \frac{k_0}{1 - e'_v(t_1)} \left(1 - \frac{e'_v(t_1)}{j_0} \right)^3 +$$

$$k_{f0} \exp \left(\frac{s'_1 - s'_3 - s'_s}{3h_{v2}^{g_v}} t^{g_v} E_{1,1+g_v}(a_v t) + \frac{s'_1 - s'_3 - s'_s}{3h_2^g} t^g E_{1,1+g}(a_0 t) \right) \quad . \quad (22)$$

3 分数阶渗透率模型应用分析

3.1 渗透率模型有效性验证

为了验证本文模型的有效性, 选取李祥春等^[23]所做的常规三轴应力状态下含瓦斯煤蠕变-渗流试验结果进行了对比分析。采用分级加载的方法分级加载轴压, 进行了瓦斯压力为 0.13 MPa 下型煤煤样的蠕变-渗流试验。试验过程保持围压恒为 2 MPa, 轴压为 6, 9, 12 MPa 依次加载, 煤样发生稳定蠕变时每级轴压加载至少 12 h, 以避免稳定蠕变时间过短。

根据试验分级加载结果, 对式(14), (22)应用非线性最小二乘法, 则可以确定渗透率模型的各参数: $K_0=68.28$ GPa, $K_1=0.62$ GPa, $h_{v1}^{g_v}=18.58$ GPa·h^g, $g_v=0.6$, $j_0=0.027$, $k_{f0}=0.0002$ mD, $a_0=0.83/h^{-1}$, $a_v=0.83/h^{-1}$, $h_{v2}^{g_v}=10.96$ GPa·h^g, $g=0.6$, $h_2^g=10.96$ GPa·h^g。

基于参数, 利用式(14), (22)可以给出蠕变煤体的渗透率演化规律, 具体的变化趋势和数值结果如图 5 所示。

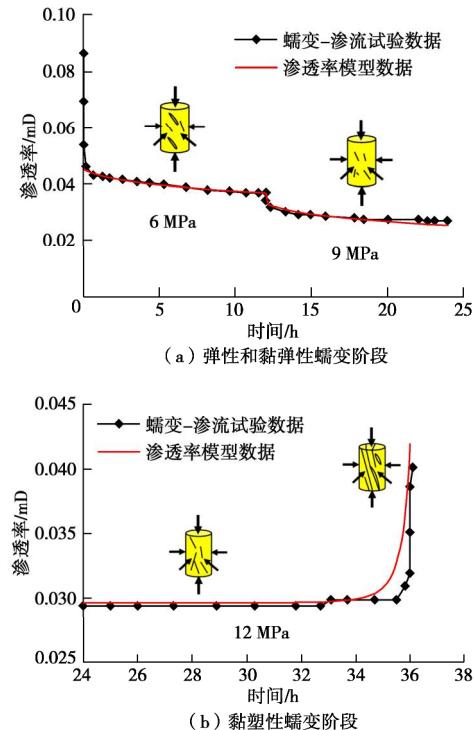


图 5 蠕变条件下的渗透率演化曲线

Fig. 5 Evolution curves of permeability under creep

当煤体所受应力小于煤体屈服强度时, 煤样发生稳定蠕变。本文只考虑加载目标值(6, 9 MPa)下的蠕变过程, 不考虑轴压从 0 加载至 6 MPa(或 6 MPa

加载至 9 MPa) 的中间过程。从图 5(a) 中可以看出煤样发生衰减蠕变, 渗透率呈现小幅下降的趋势。由图 5(a) 可知, 在瓦斯压力为 0.13 MPa 的情况下, 第一级加载轴压为 6 MPa 的加载过程中, 渗透率模型数值从 0.046 mD 将至 0.037 mD, 降幅为 19.6%。第二级轴压加载为 9 MPa 时, 渗透率模型数值从 0.033 mD 降至 0.026 mD, 降幅为 21.2%。

当煤体所受应力大于煤体屈服强度时, 煤样极易发生非稳定蠕变。如图 5(b) 所示, 轴压加载为 12 MPa 时, 煤体由稳态蠕变阶段进入加速蠕变阶段, 相应的渗透率模型数值从 0.030 mD 升至 0.042 mD, 增幅为 40.0%。

由图 5 中模型计算结果和实际试验数据对比分析可知, 针对不同加载应力水平的蠕变-渗流试验, 煤体在弹性及黏弹性蠕变阶段、黏塑性蠕变阶段的蠕变-渗流演化规律基本可以用本文提出的渗透率模型表征。渗透率模型不但可以表征在低应力作用下内部的孔隙逐渐被压密及渗透率逐渐减小的过程, 同样能体现加速蠕变阶段产生明显裂隙及渗透率突增的过程。

3.2 不同试验条件下的渗透率模型分析

为了分析不同瓦斯压力情况下蠕变-渗流过程中的渗透率演化情况, 利用本文提出的渗透率模型对屈服前后渗透率演化情况进行了模拟。参照 3.1 节的试验方案及参数拟合结果, 将具体参数分别代入式(14), (22), 保持轴压为 6 MPa, 围压 2 MPa 不变, 仅改变瓦斯压力水平, 取瓦斯压力分别为 0.2, 0.5, 0.8, 1.0 MPa, 即可得到屈服前后不同瓦斯压力水平的渗透率变化曲线, 如图 6 所示。

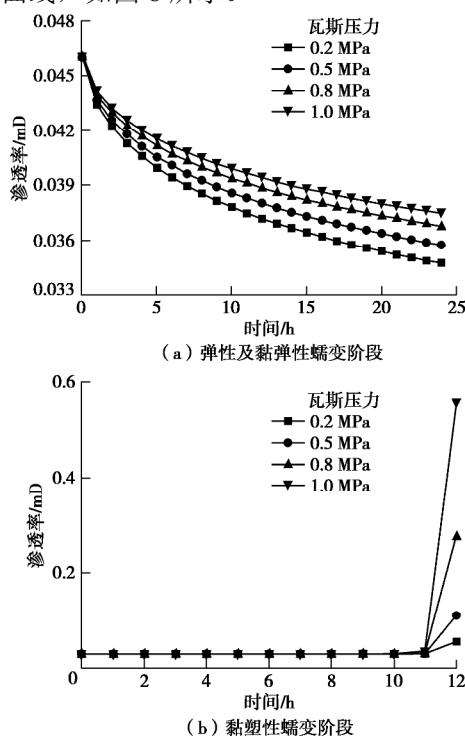


图 6 不同瓦斯压力下的渗透率演化曲线

Fig. 6 Evolution curves of permeability under different gas pressures

瓦斯压力对蠕变-渗流过程中渗透率的影响可分为屈服前后两部分考虑。在弹性及黏弹性蠕变阶段, 随着蠕变的时间的增长, 不同的瓦斯压力水平所对应的渗透率都呈现降低趋势, 当瓦斯压力为 0.2 MPa 时, 渗透率由 0.046 mD 下降至 0.035 mD, 降幅为 24%; 当瓦斯压力为 1.0 MPa 时, 渗透率由 0.046 mD 下降至 0.038 mD, 降幅为 17.4%, 瓦斯压力越大渗透率下降幅度越小。揭示了在恒定外部载荷作用下的煤体, 瓦斯压力越大, 有效应力越小, 则基质内的孔隙度越大, 导致渗透率下降幅度越小的物理过程。

在黏塑性蠕变阶段, 当瓦斯压力为 0.2 MPa 时, 渗透率由 0.030 mD 升至 0.056 mD, 增幅为 46.4%; 瓦斯压力为 1.0 MPa 时, 渗透率由 0.030 mD 升至 0.56 mD, 增幅已高出 0.2 MPa 时几个量级。瓦斯压力越大, 越容易出现加速蠕变阶段即渗透率突增阶段, 且突增幅度更大。该现象表明随着瓦斯压力的增大, 裂隙的开度越来越大, 发生渗透率突增的几率要比低瓦斯压力水平要高。

不同轴向载荷对蠕变-渗流过程中的渗透率演化同样存在较大影响, 为了研究渗透率演化情况, 结合渗透率模型及具体参数对屈服前后渗透率演化情况进行了模拟。保持围压 2 MPa, 瓦斯压力 0.2 MPa 不变, 仅改变轴向载荷水平, 即可得到屈服前后不同轴向载荷水平的渗透率变化曲线, 如图 7 所示。

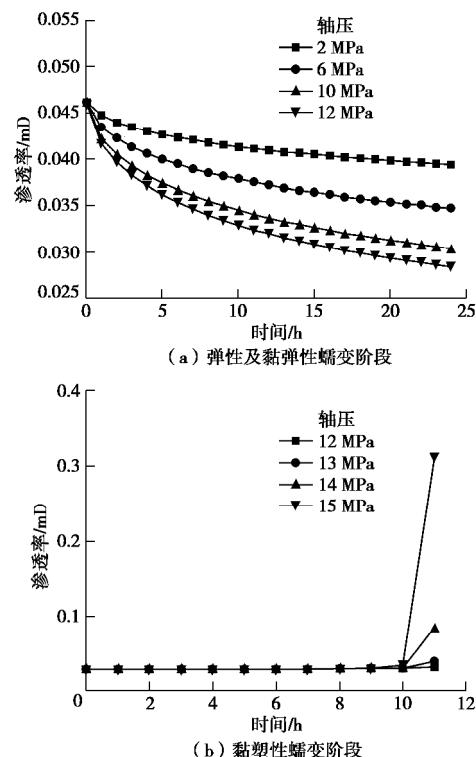


图 7 不同轴压下的渗透率演化曲线

Fig. 7 Evolution curves of permeability under different axial pressures

轴向载荷水平对蠕变-渗流过程中渗透率的影响

可分为屈服前后两部分考虑。在弹性及黏弹性蠕变阶段, 取轴向载荷分别为 2, 6, 10, 12 MPa, 如图 7(a) 所示, 渗透率随着蠕变时间的增长而逐渐降低, 当轴压为 2 MPa 时, 渗透率由 0.046 mD 下降至 0.039 mD, 降幅为 15.2%; 当轴压为 12 MPa 时, 渗透率由 0.046 mD 下降至 0.028 mD, 降幅为 39.1%。随着轴向载荷的逐渐增大, 渗透率下降幅度同样逐渐增大。该模拟结果体现了在恒定瓦斯压力作用下的煤体, 随着外部载荷水平的增大, 有效应力同样增大, 则基质内的孔隙度减小, 导致渗透率下降幅度增大的物理过程。

在黏塑性蠕变阶段, 取轴向载荷分别为 12, 13, 14, 15 MPa, 如图 7(b) 所示, 渗透率随着蠕变时间的增长而逐渐升高, 特别是在加速蠕变阶段渗透率会出现突增趋势。当轴压为 12 MPa 时, 渗透率由初始 0.030 mD 增至 0.032 mD; 当轴压为 15 MPa 时, 渗透率由初始 0.030 mD 增至 0.31 mD, 并且发生渗透率突增的时间较其他轴向载荷水平更早。表明黏塑性蠕变阶段的渗透率模型不仅能体现渗透率突增的过程, 同样揭示了当煤体所受载荷超过屈服强度时, 载荷越大越容易提前进入加速蠕变阶段的实际物理现象。

4 渗透率模型参数敏感性分析

4.1 煤体参数 a_0 , a_v 的影响

通过式(22)可以发现黏塑性阶段的渗透率模型包括考虑损伤积累的变黏性系数的参数 a_0 , a_v ^[8], 该参数与煤体力学性质有关, 尤其是变形特性, 本文假设参数 $a_0 = a_v$ 。考虑到 a_0 的影响, 保持其他参数不变, 仅改变 a_0 , 可得到黏塑性阶段渗透率演化曲线随 a_0 的变化规律, 如图 8 所示。图中 a_0 均大于零, 且随着 a_0 的增加, 加速蠕变阶段即渗透率突增阶段越容易出现。

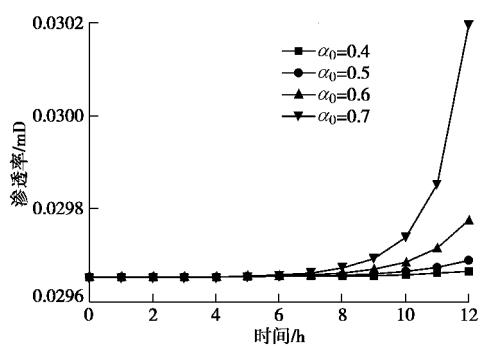


图 8 不同 a_0 下渗透率演化曲线

Fig. 8 Evolution curves of permeability under different values of a_0

4.2 分数阶导数 g 的影响

在渗透率模型的有效性验证过程中发现分数阶导数 g 与体积蠕变分数阶导数 g_v 相等, 故分析导数阶次

的影响时均用 g 代表。保持其他参数不变, 仅改变分数阶导数 g , 可得到不同 g 对应的一组渗透率变化曲线, 如图 9 所示。

通过图中渗透率曲线演化可知分数阶渗透率模型中渗透率数值大小十分依赖于分数阶导数。弹性及黏弹性蠕变阶段分数阶次越高, 渗透率下降速率越快; 黏塑性蠕变阶段分数阶次越高, 渗透率突增趋势越缓慢, 充分反映了分数阶导数在描述深部煤体在蠕变影响下渗透情况变化的灵活性。

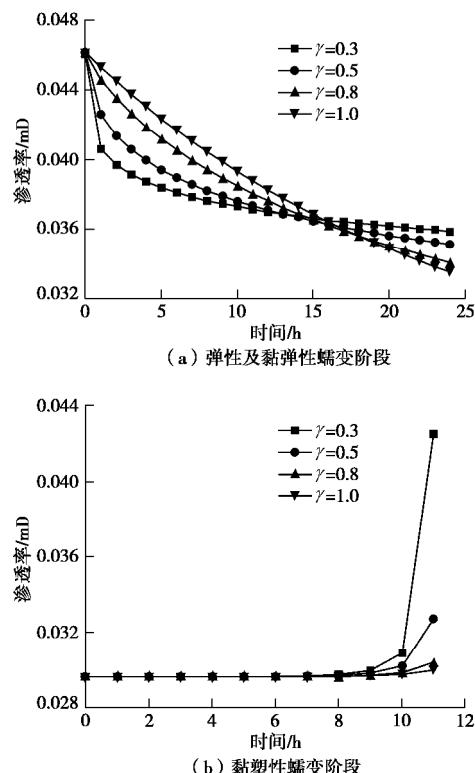


图 9 不同分数阶导数 g 的渗透率变化曲线

Fig. 9 Evolution curves of permeability under different values of g

5 结 论

本文通过结合考虑体积蠕变的分数阶三维蠕变本构方程、Kozeny-Carman 方程、含裂隙煤体渗透率计算方程, 建立了考虑蠕变影响的深部煤体分数阶渗透率模型, 通过该模型的验证与分析, 得出如下 3 点结论:

(1) 弹性及黏弹性蠕变阶段渗透率模型呈现了煤体低应力蠕变阶段的渗透率演化趋势, 揭示了体积蠕变对煤体渗透情况的影响。

(2) 黏塑性蠕变阶段的渗透率模型能够充分表征屈服后渗透率的演化情况, 特别是在加速蠕变过程中的渗透率突增阶段, 与实际物理过程的渗透率演化趋势相符。

(3)对屈服前后的渗透率模型中的煤体性质参数 a_0 和分数阶导数 g 进行了敏感性分析,发现随着 a_0 数值的升高,加速蠕变阶段即渗透率突增阶段越容易出现。分数阶导数阶次越高,弹性及黏弹性蠕变阶段渗透率下降速率越快,黏塑性蠕变阶段渗透率突增趋势越缓慢。

参考文献:

- [1] 谢和平, 周宏伟, 薛东杰, 等. 我国煤与瓦斯共采: 理论、技术与工程[J]. 煤炭学报, 2014, **39**(8): 1391–1397. (XIE He-ping, ZHOU Hong-wei, XUE Dong-jie, et al. Theory, technology and engineering of simultaneous exploitation of coal and gas in China[J]. Journal of China Coal Society, 2014, **39**(8): 1391–1397. (in Chinese))
- [2] 谢和平, 周宏伟, 薛东杰, 等. 煤炭深部开采与极限开采深度的研究与思考[J]. 煤炭学报, 2012, **37**(4): 535–542. (XIE He-ping, ZHOU Hong-wei, XUE Dong-jie, et al. Research and consideration on deep coal mining and critical mining depth[J]. Journal of China Coal Society, 2012, **37**(4): 535–542. (in Chinese))
- [3] 谢和平. “深部岩体力学与开采理论”研究构想与预期成果展望[J]. 工程科学与技术, 2017, **49**(2): 1–16. (XIE He-ping. Research framework and anticipated results of deep rock mechanics and mining theory[J]. Advanced Engineering Sciences, 2017, **49**(2): 1–16. (in Chinese))
- [4] PALMER I, MANSOORI J. How permeability depends on stress and pore pressure in coalbeds: a new model[J]. Spe Reservoir Evaluation & Engineering, 1998, **1**(6): 539–544.
- [5] SHI J Q, DURUCAN S. Drawdown induced changes in permeability of coalbeds: a new interpretation of the reservoir response to primary recovery[J]. Transport in Porous Media, 2004, **56**(1): 1–16.
- [6] CUI X J, BUSTIN R M. Volumetric strain associated with methane desorption and its impact on coalbed gas production from deep coal seams[J]. AAPG Bulletin, 2005, **89**(9): 1181–1202.
- [7] 荣腾龙, 周宏伟, 王路军, 等. 三向应力条件下煤体渗透率演化模型研究[J]. 煤炭学报, 2018, **43**(7): 1930–1937. (RONG Teng-long, ZHOU Hong-wei, WANG Lu-jun, et al. Coal permeability model for gas movement under the three-dimensional stress[J]. Journal of China Coal Society, 2018, **43**(7): 1930–1937. (in Chinese))
- [8] 周宏伟, 王春萍, 段志强, 等. 基于分数阶导数的盐岩流变本构模型[J]. 中国科学: 物理学力学天文学, 2012, **42**(3): 310–318. (ZHOU Hong-wei, WANG Chun-ping, DUAN Zhi-qiang, et al. Time-based fractional derivative approach to creep constitutive model of salt rock[J]. Scientia Sinica Physica, Mechanica & Astronomica, 2012, **42**(3): 310–318. (in Chinese))
- [9] 尹光志, 何兵, 王浩, 等. 深部采动影响下覆岩蠕变损伤破坏规律[J]. 煤炭学报, 2015, **40**(6): 1390–1395. (YIN Guang-zhi, HE Bing, WANG Hao, et al. Damage law of overlying rock induced by mining[J]. Journal of China Coal Society, 2015, **40**(6): 1390–1395. (in Chinese))
- [10] 齐亚静, 姜清辉, 王志俭, 等. 改进西原模型的三维蠕变本构方程及其参数辨识[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, **31**(2): 347–355. (QI Ya-jing, JIANG Qing-hui, WANG Zhi-jiān, et al. 3D creep constitutive equation of modified NISHIHARA model and its parameters identification[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, **31**(2): 347–355. (in Chinese))
- [11] 王路军, 周宏伟, 荣腾龙, 等. 深部煤体非线性蠕变本构模型及实验研究[J]. 煤炭学报, 2018, **43**(8): 2196–2203. (WANG Lu-jun, ZHOU Hong-wei, RONG Teng-long, et al. Research on experimental and nonlinear creep constitutive model of coal at depth[J]. Journal of China Coal Society, 2018, **43**(8): 2196–2203. (in Chinese))
- [12] 尹光志, 王浩, 张东明. 含瓦斯煤卸压围压蠕变试验及其理论模型研究[J]. 煤炭学报, 2011, **36**(12): 1963–1967. (YIN Guang-zhi, WANG Hao, ZHANG Dong-ming. Creep experimental and theory model on coal containing gas under the condition of unloading confining pressure[J]. Journal of China Coal Society, 2011, **36**(12): 1963–1967. (in Chinese))
- [13] 蔡婷婷, 冯增朝, 姜玉龙, 等. 不同温度应力下煤体蠕变中的渗流规律研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2018, **37**(增刊2): 3898–3904. (CAI Ting-ting, FENG Zeng-chao, JIANG Yu-long, et al. Seepage evolution in coal creep under different temperatures and different stresses[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2018, **37**(S2): 3898–3904. (in Chinese))
- [14] 江宗斌, 姜培男, 李宏, 等. 加卸载条件下石英岩蠕变–渗流耦合规律试验研究[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(10): 1832–1841. (JIANG Zong-bin, JIANG An-nan, LI Hong, et al. Creep-seepage coupling laws of quartzite under cyclic loading-unloading conditions[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(10): 1832–1841. (in Chinese))
- [15] 何峰, 王来贵, 王振伟, 等. 煤岩蠕变–渗流耦合规律实

- 验研究[J]. 煤炭学报, 2011, **36**(6): 930 - 933. (HE Feng, WANG Lai-gui, WANG Zhen-wei, et al. Experimental study on creep-seepage coupling law of coal (rock)[J]. Journal of China Coal Society, 2011, **36**(6): 930 - 933. (in Chinese))
- [16] 曹亚军, 王 伟, 徐卫亚, 等. 低渗透岩石流变过程渗透演化规律试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, **34**(增刊 2): 3822 - 3829. (CAO Ya-jun, WANG Wei, XU Wei-ya, et al. Permeability evolution of low-permeability rocks in triaxial creep tests[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, **34**(S2): 3822 - 3829. (in Chinese))
- [17] GUO Z, VU P N H, HUSSAIN F. A laboratory study of the effect of creep and fines migration on coal permeability during single-phase flow[J]. International Journal of Coal Geology, 2018, **200**: 61 - 76.
- [18] DANESH N N, CHEN Z, AMINOSADATI S M, et al. Impact of creep on the evolution of coal permeability and gas drainage performance[J]. Journal of Natural Gas Science and Engineering, 2016, **33**: 469 - 482.
- [19] DANESH N N, CHEN Z, CONNELL L D, et al. Characterisation of creep in coal and its impact on permeability: An experimental study[J]. International Journal of Coal Geology, 2017, **173**: 200 - 211.
- [20] 谢和平, 高 峰, 周宏伟, 等. 煤与瓦斯共采中煤层增透率理论与模型研究[J]. 煤炭学报, 2013, **38**(7): 1101 - 1108. (XIE He-ping, GAO Feng, ZHOU Hong-wei, et al. On theoretical and modeling approach to mining-enhanced permeability for simultaneous exploitation of coal and gas[J]. Journal of China Coal Society, 2013, **38**(7): 1101 - 1108. (in Chinese))
- [21] 薛东杰, 周宏伟, 唐咸力, 等. 采动工作面前方煤岩体积变形及瓦斯增透研究[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(2): 328 - 336. (XUE Dong-jie, ZHOU Hong-wei, TANG Xian-li, et al. Mechanism of deformation-induced damage and gas permeability enhancement of coal under typical mining layouts[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(2): 328 - 336. (in Chinese))
- [22] PERERA M S A, RANJITH P G, CHOI S K. Coal cleat permeability for gas movement under triaxial, non-zero lateral strain condition: a theoretical and experimental study[J]. Fuel, 2013, **109**: 389 - 399.
- [23] 李祥春, 张 良, 赵艺良. 常规三轴压力下含瓦斯煤蠕变-渗流演化规律[J]. 工程科学与技术, 2018, **50**(4): 55 - 62. (LI Xiang-chun, ZHANG Liang, ZHAO Yi-liang. Evolution of gas-filled coal creep-seepage under conventional triaxial compression[J]. Advanced Engineering Sciences, 2018, **50**(4): 55 - 62. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202008018

不同阳离子对泥水盾构泥浆稳定性影响试验研究

孙金鑫¹, 钟小春^{*1}, 付伟², 罗近海², 邓有春²

(1. 河海大学土木与交通学院, 江苏 南京 210024; 2. 中国中铁一局集团有限公司, 陕西 西安 710068)

摘要: 针对泥水盾构在滨海地区或海底掘进时含盐地层侵入会导致泥浆稳定性下降的问题, 通过向泥浆中掺入盐溶液, 测试泥浆泌水率、 ζ 电位、特征粒径、滤失量等参数变化, 利用胶体絮凝机理分析泥浆在不同盐溶液掺入下的稳定性。试验表明: ①相较于掺入淡水, 向膨水比为1:15的泥浆中掺入浓度为1%的盐溶液时, 泥浆 ζ 电位下降、特征粒径增大、滤失量增加; ②盐溶液通过降低 ζ 电位和稀释作用影响泥浆稳定性。当掺入比超过5%后, 继续掺入时, 若盐溶液为NaCl则泥浆特征粒径 d_{10} 继续增大而 d_{50}, d_{85} 基本不变, 泥浆颗粒絮集、不泌水; 若盐浓液为CaCl₂、MgCl₂, 则特征粒径 d_{10}, d_{50}, d_{85} 均基本不变, 泥浆出现絮降、泌水; ③Ca²⁺、Mg²⁺比Na⁺对泥浆稳定性影响更大, 故在不同海域采用泥水盾构掘进时, 应根据地下水盐分含量及种类有针对性地考虑其对泥浆稳定性的影响。

关键词: 泥水盾构; 泥浆泌水率; ζ 电位; 盐溶液; 絮凝作用; 泥浆滤失量

中图分类号: TU943.9 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)08-1525-07

作者简介: 孙金鑫(1994—), 男, 博士, 主要从事岩土工程方面的科研工作。E-mail: sunjinxin@hhu.edu.cn。

Experimental study on effects of different cations on stability of slurry within slurry shield

SUN Jin-xin¹, ZHONG Xiao-chun¹, FU Wei², LUO Jin-hai², DENG You-chun²

(1. College of Civil and Transportation Engineering, Hohai University, Nanjing 210024, China; 2. China Railway First Group Co., Ltd., Xi'an 710068, China)

Abstract: In view of the problem that the high-salinity stratum intrusion during construction of submarine tunnels by the slurry shield will lead to the decrease of the stability of slurry, this study aims to investigate the effects of different salt solutions on the stability of slurry via colloidal flocculation mechanism by adding salt solutions into slurry and testing change of the parameters such as bleeding rate, zeta potential, characteristic particle sizes and seepage discharge of the slurry. The results show that compared with that by adding fresh water, the slurry by adding 1% salt solution in which the quality of water is 15 times that of bentonite, the zeta potential of slurry decreases, and its characteristic particle sizes and seepage discharge increase. The salt solution affects the stability of slurry mainly by decreasing its zeta potential, which promotes slurry particles to flocculate and to dilute the slurry. When the mixing ratio is more than 5% and keeps to increase, if the salt solution is NaCl, the zeta potential changes a little and then keeps steady, and the characteristic particle size d_{10} of the slurry continues to increase, while d_{50} and d_{85} remain basically the same. The particles of slurry coagulate, and the slurry remains stable and does not bleed. If the salt solution is CaCl₂ or MgCl₂, the zeta potential decreases continuously, the characteristic particle sizes d_{10}, d_{50} and d_{85} remain basically unchanged, resulting in flocculation and bleeding. Ca²⁺ and Mg²⁺ have a greater influence on the stability of slurry than Na⁺. Therefore, when using the slurry shield to excavate the subsea tunnels in different sea areas, the effects of groundwater on the stability of slurry should be considered in accordance with the chemical type of groundwater.

Key words: slurry shield; bleeding rate of slurry; zeta potential; salty solution; flocculation; slurry seepage discharge

0 引言

随着国内越江跨海隧道数量的不断增加, 在高地水位地层及不稳定软弱地层作业效果好的泥水盾构工法被越来越多的运用。例如, 香港填海地区顶管施工、陆丰核电海底排水隧道建设、厦门市轨道2号线、南京纬三路过江通道等工程^[1-4]。泥浆是泥水盾构工法

的关键, 在维持开挖面稳定, 为盾构刀盘润滑降温, 携渣等方面起着重要的作用。泥浆若是稳定性差, 容

基金项目: 国家自然科学基金面上项目(51678217, 51378176); 国家重点基础研究发展计划(“973”计划)项目(2015CB057800)

收稿日期: 2019-09-03

*通信作者(E-mail: xchzhong@hhu.edu.cn)

易产生离析，就无法在开挖面上形成稳定的泥膜，进而无法维持开挖的稳定，极易诱发开挖面失稳等灾难性事故发生^[5]。目前关于泥水盾构泥浆的研究主要集中于陆域环境下泥浆适应性的研究，主要分析了泥浆密度、泥浆颗粒级配、泥浆黏度、地层条件、泥水差条件等因素在带压开舱时泥浆成膜及泥膜闭气问题^[6-9]、掘进时泥浆携渣及成膜问题^[10-12]等关键问题中起到的作用。

但以上研究均没有考虑含盐地层环境下泥浆的性质变化情况，而泥水盾构在滨海地区或海底掘进时，含盐地层侵入会导致泥浆稳定性下降，对盾构安全施工产生不利影响。针对盐水侵入对泥水盾构泥浆的影响的研究甚少，目前仅有寥寥几位学者开展了相关研究。杜佳芮等^[13]通过测量泥浆泌水率、黏度和电位 z 等参数的变化研究海水“侵入”对泥浆及泥膜性能影响，发现泥浆的电位 z 降低是导致泥浆快速沉淀的根本原因。吕乾乾等^[14]通过室内试验发现了通过 CMC 等制浆剂改性后可采用纳基膨润土进行海水制浆。Min 等^[15]通过泥浆性能试验、压汞试验和电镜扫描等手段分析了海水“侵入”下泥浆及泥膜性质劣化的原因。但以上研究均存在一个不足：通过采用添加不同比例海水来造浆，与实际工程中先用淡水造浆然后在施工过程中海水侵入的情况有较大差别，因为膨润土在盐溶液中几乎不能膨化，而在淡水中膨化造浆效果好^[16]。

近年来，中国水下隧道工程建设数量和规模不断提高，铁路、公路、市政、供水、供气、防洪、水电等行业领域对跨江越海隧道工程的需求与日俱增，渤海海峡跨海通道、琼州海峡跨海通道等世界级跨海工程也进入加速论证阶段^[17]，泥水盾构在滨海地区或海底等地区掘进时高盐度地层侵入会导致泥浆稳定性下降的问题急需解决。中国地域广阔，不同地区含盐地层中的离子成分含量各有差异。故本文通过盐溶液侵入膨润土泥浆试验和泥浆成膜试验对海域环境中的 3 种主要阳离子 Na^+ 、 Mg^{2+} 、 Ca^{2+} 影响泥浆稳定性的机理展开研究，以期为进一步分析含盐地层环境下泥水盾构泥浆配比调整提供依据。

1 试验设计

1.1 试验材料

试验所用膨润土为湖南纳基膨润土，根据《中华人民共和国建材行业标准：JC/T 2059—2011》中的膨润土膨胀指数试验方法测定其在淡水中的膨胀指数为（21 mL/2 g）。试验所用盐为 NaCl 分析纯、 CaCl_2 分析纯及 MgCl_2 分析纯。试验海水采用美国材料与试验协会（ASTM）D1141—98 标准配制，各化学成分含

量如表 1 所示。试验海水中 NaCl 的浓度大于 2%， MgCl_2 的浓度约 0.5%， CaCl_2 的浓度约为 0.1%。

表 1 试验海水的化学成分含量

Table 1 Chemical compositions of test seawater

化学成分	含量/(g·L ⁻¹)	占比/%
NaCl	24.53	70.1
MgCl_2	5.20	14.9
Na_2SO_4	4.09	11.7
CaCl_2	1.16	3.3

注：占比为各化学成分质量占盐类总质量的百分比。

1.2 盐溶液侵入膨润土泥浆试验

将上述分析纯和自来水利用 1000 mL 容量瓶分别配制浓度为 1% 的 NaCl 溶液、 MgCl_2 溶液和 CaCl_2 溶液。

按照膨润土：自来水=1:15 的质量比来配制泥浆，膨化 24 h 作为基浆备用。设置 4 组质量均为 2000 g 的泥浆，每隔 1 h 分别向其中加入淡水、海水、浓度为 1% 的 NaCl 溶液、 MgCl_2 溶液和 CaCl_2 溶液，使加入的溶液的质量达到泥浆质量的 5%，15%，30%，50%。分别采用 1002 型泥浆相对密度计、马氏漏斗黏度计（25℃时测试淡水黏度为 25 s）、100 mL 量筒、MS2000 型激光粒度仪、 z 电位仪等测量各组泥浆的密度、漏斗黏度、4 h 泌水率、颗粒级配和泥浆特征粒径、泥浆 z 电位等基本性质。试验用基浆的特征粒径 d_{10} 、 d_{50} 、 d_{85} 分别为 2.12、5.53、11.82 μm ，其级配曲线如图 1 所示。

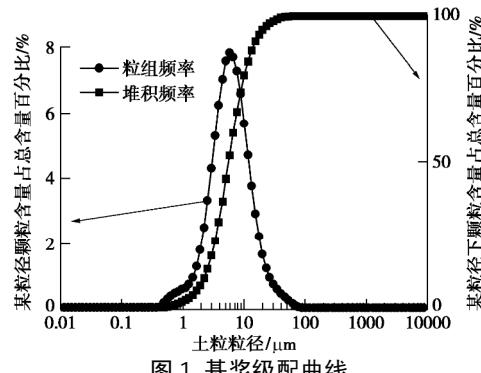


图 1 基浆级配曲线

Fig. 1 Grading curves of initial slurry

1.3 泥浆成膜试验

图 2 为泥浆成膜试验装置示意图，主要由 3 部分组成，加压装置、成膜装置及滤液收集—称重装置。加压装置由空压机、稳压器及储浆容器组成。成膜装置采用的渗透柱高度为 17 cm，装填 10 cm 厚粒径为 0.25~0.5 mm 的砂层作为试验地层（渗透系数为 $5.7 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$ ）。利用滤液收集—称重装置实时测量泥浆滤失量，天平精度为 0.01 g。

试验时，先向渗透柱底部放一层滤网，防止细砂堵塞排水通道。向渗透柱中注入清水，再缓缓加入细砂，直至细砂层厚度达到 10 cm。打开排水阀门，使液面与地层表面平齐，关闭排水阀门。将泥浆缓慢注

入渗透柱至充满渗透柱剩余空间。通过稳压器控制气压为0.05 MPa, 依次打开稳压器与储浆容器间的阀门及加压装置与成膜装置间的阀门。气压稳定后, 打开排水阀门, 泥浆侵入地层, 滤液排出, 由滤液收集—称重装置实时称量。

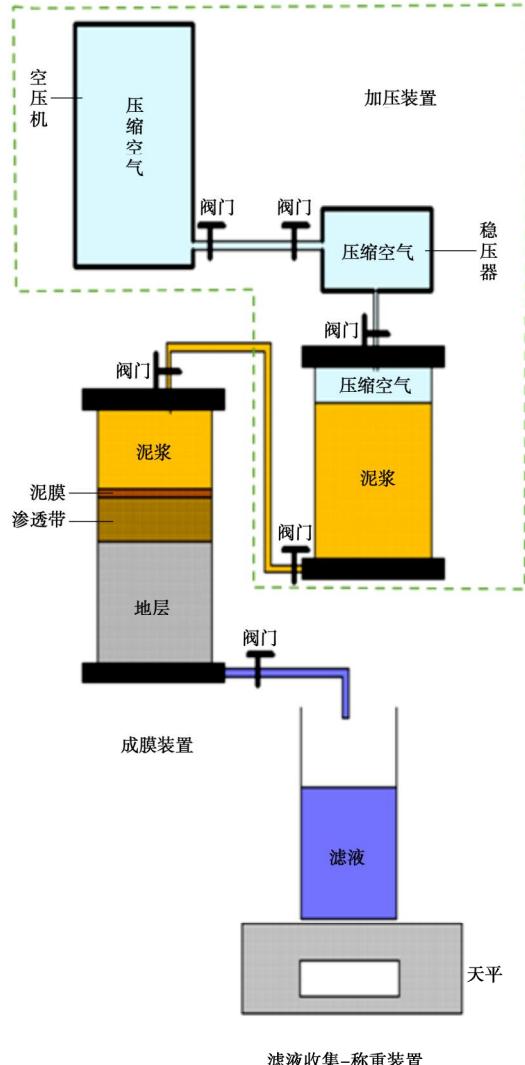


图2 试验装置示意图

Fig. 2 Schematic illustration of experimental apparatus

2 试验结果

2.1 盐溶液侵入对泥浆漏斗黏度影响

由图3可知, 随着盐溶液的掺入, 试验泥浆漏斗黏度缓慢下降, 当溶液掺入比小于15%时, 在盐溶液作用下, 泥浆漏斗黏度下降幅度比添加同比例淡水时大。当NaCl溶液掺入比大于15%时, 泥浆漏斗黏度将比添加同比例淡水时大1 s左右。而当CaCl₂溶液或MgCl₂溶液掺入比大于15%时, 泥浆漏斗黏度将比添加同比例淡水时小1 s左右。当海水掺入比为15%时, 泥浆漏斗黏度出现一个峰值。

2.2 盐溶液侵入对泥浆密度的影响

从表2可以看出, 基浆初始密度为1.031 g/cm³,

泥浆相对密度随着掺入比的增加略有下降。不同盐溶液侵入至泥浆中与淡水侵入泥浆中对密度的影响基本一致, 故实际工程中不需要特别区分盐溶液和淡水两者侵入对泥浆密度的影响。

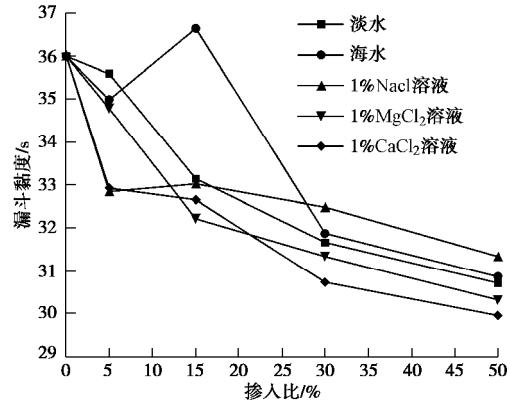


图3 泥浆漏斗黏度随不同溶液掺入比变化

Fig. 3 Change of funnel viscosity of slurry under intrusion of different solutions

表2 添加不同溶液后泥浆密度

Table 2 Specific gravities of slurry after adding different solutions

(g/cm³)

掺入比/%	淡水	海水	1% NaCl	1% MgCl ₂	1% CaCl ₂
0	1.031	1.031	1.031	1.031	1.031
5	1.029	1.029	1.030	1.026	1.026
15	1.029	1.028	1.025	1.024	1.024
30	1.025	1.028	1.022	1.023	1.024
50	1.022	1.028	1.019	1.021	1.020

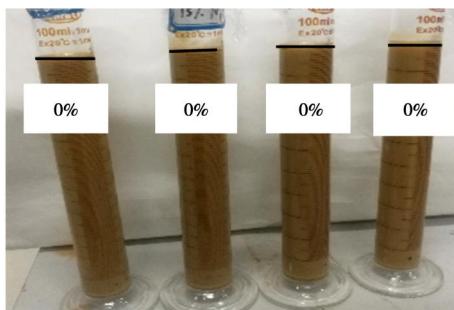
2.3 盐溶液侵入对泥浆稳定性影响

从图4、5可以看出, 即使向基浆中掺入的浓度为1%的NaCl溶液或淡水的质量达到泥浆质量的50%, 泥浆仍保持稳定, 4 h泌水率为0%, 不出现泌水现象; 而当向基浆中掺入的浓度为1%的CaCl₂溶液比例达到泥浆质量的15%时, 4 h泌水率为1.5%, 当掺入比达到30%, 泥浆不能维持稳定, 出现分层离析, 4 h泌水率达到17%; 而当向泥浆中掺入的浓度为1%的MgCl₂溶液达到泥浆质量的15%时, 4 h泌水率已达4.5%, 当掺入比达到30%, 泥浆同样不能维持稳定, 出现分层离析, 4 h泌水率达到21.5%; 当向泥浆中掺入海水的比例达到基浆质量的15%时, 4 h泌水率为0.5%, 当掺入比达到30%时, 泥浆泌水率仅为10.5%。

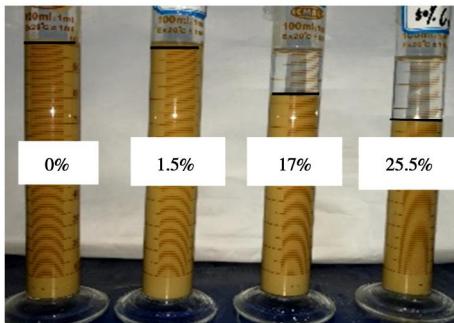
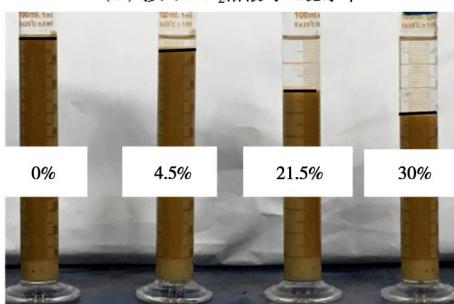
2.4 盐溶液侵入对泥浆z电位影响

z电位能反映胶体颗粒相互排斥或吸引的能力, 是衡量胶体稳定性的重要指标。从图6可以看出, 基浆初始z电位(取绝对值)为29 mV, NaCl溶液掺入比为5%时, z电位下降到23.1 mV, 当掺入比为50%, z电位维持在23 mV左右。CaCl₂溶液或MgCl₂溶液掺入比为15%时, z电位均为18.2 mV, 且随着溶液的掺入, z电位均不断降低, 当掺入比为50%时, z电位均已低于10 mV, 远小于掺入同质量NaCl溶液

作用下泥浆 ζ 电位值。海水掺入比大于30%时， ζ 电位处于掺入同比例NaCl溶液时以下，且在掺入同比例CaCl₂溶液或MgCl₂溶液时之上。



(a) 掺入NaCl溶液时4 h泌水率

(b) 掺入CaCl₂溶液时4 h泌水率(c) 掺入MgCl₂溶液时4 h泌水率

(d) 掺入试验海水时4 h泌水率

图 4 浓度为1%的不同溶液掺入泥浆后泌水情况

Fig. 4 Bleeding of slurry after intrusion of different solutions with concentration of 1%

2.5 盐溶液侵入对泥浆特征粒径影响

泥浆特征粒径 d_{10} 、 d_{50} 和 d_{85} 分别对应某粒径下的泥浆颗粒质量占总泥浆颗粒质量的10%、50%和85%，可以反映出泥浆颗粒粒径大体分布情况，其中泥浆特征粒径 d_{85} 与地层平均孔隙 D_0 的比值 d_{85}/D_0 决定泥浆成膜类型^[6]。

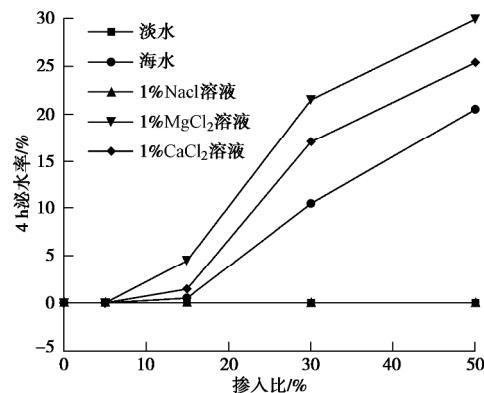


图 5 掺入不同溶液后泥浆泌水率变化曲线

Fig. 5 Curves of bleeding rate of slurry under intrusion of different solutions

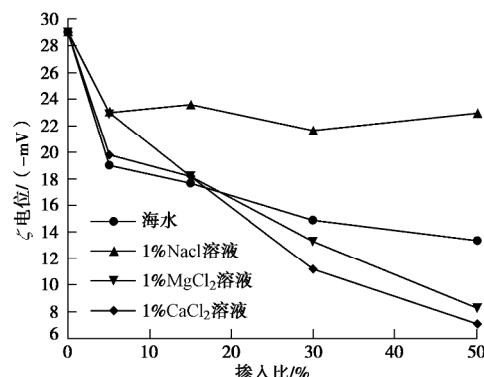
图 6 泥浆 ζ 电位随不同溶液掺入比变化曲线

Fig. 6 Curves of zeta potential of slurry under intrusion of different solutions

从图7~9可以看出，不同盐溶液溶液逐渐掺入到基浆中对泥浆颗粒特征粒径 d_{10} 、 d_{50} 和 d_{85} 的影响。当CaCl₂溶液或MgCl₂溶液掺入比大于15%后，泥浆特征粒径均相近，且随着盐溶液掺入比逐渐增加至50%，特征粒径值均有所降低但特征粒径 d_{50} 和 d_{85} 仍远大于泥浆初始特征粒径，而 d_{10} 先增大，然后随着溶液增加逐渐降低，最后回到初始值附近。向泥浆中不断掺入NaCl溶液时， d_{10} 会随之增大，而 d_{50} 和 d_{85} 在溶液加入后便分别提高至在17, 39 μm附近，然后基本保持不变。

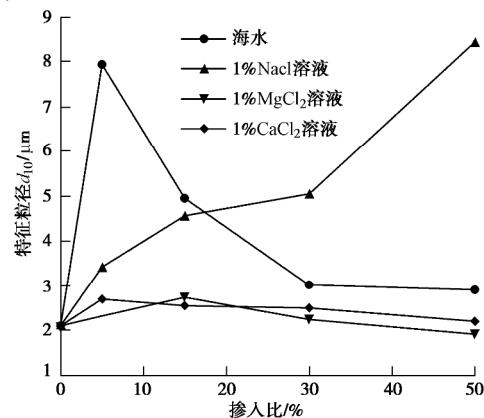
图 7 泥浆特征粒径 d_{10} 随溶液掺入比变化曲线

Fig. 7 Curves of characteristic particle size d_{10} of slurry under intrusion of different solutions

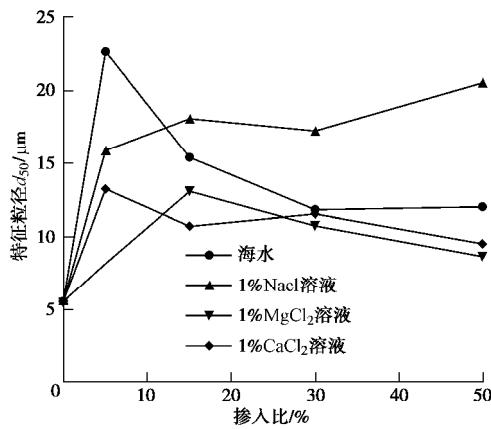
图 8 泥浆特征粒径 d_{50} 随溶液掺入比变化曲线

Fig. 8 Curves of characteristic particle size d_{50} of slurry under intrusion of different solutions

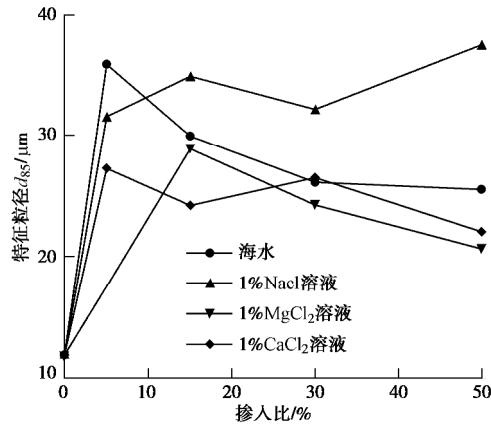
图 9 泥浆特征粒径 d_{85} 随溶液掺入比变化曲线

Fig. 9 Curves of characteristic particle size d_{85} of slurry under intrusion of different solutions

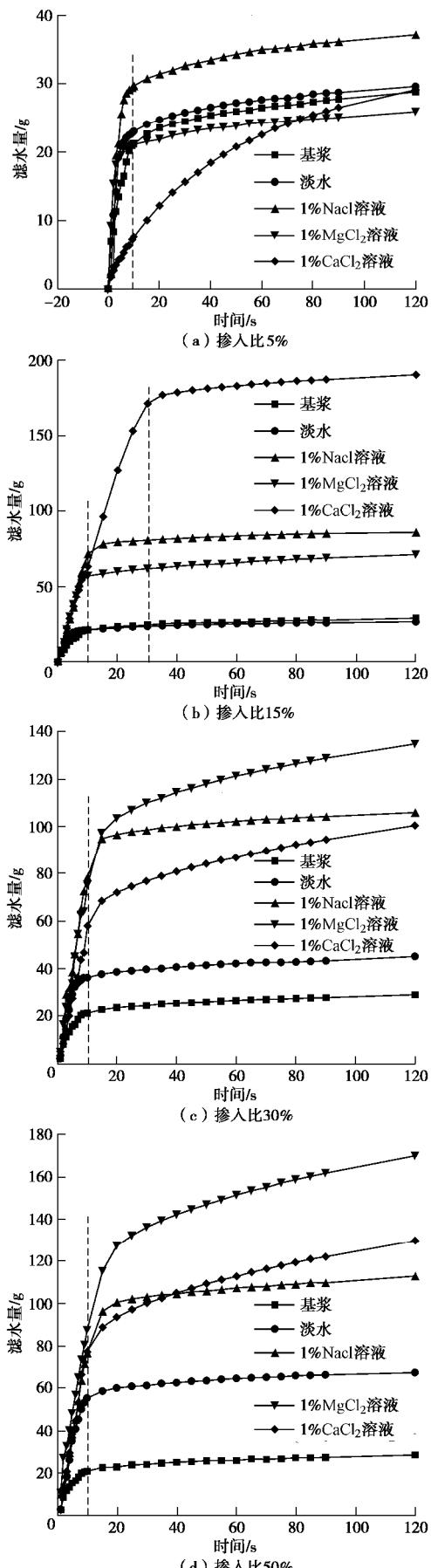
当海水掺入比为 5% 时, 泥浆特征粒径 d_{10} , d_{50} 和 d_{85} 均达到峰值, 然后逐渐降低, 最终稍大于添加同比例 CaCl_2 溶液或 MgCl_2 溶液时泥浆对应特征粒径。

2.6 盐溶液侵入对泥浆成膜的影响

泥浆侵入地层成膜可分为两个阶段: 泥浆快速进入地层的泥浆喷失阶段, 泥浆颗粒在地层中汇集, 与地层颗粒发生作用, 泥膜结构强度从无到有; 泥膜形成阶段, 对应泥水压差下泥膜结构基本形成, 泥膜强度达到稳定^[12]。

从图 10 可以看出, 在 0.05 MPa 的泥水压差下, 10 s 左右, 基浆侵入地层成膜过程进入泥膜形成阶段, 120 s 时泥浆滤失量仅为 28.8 g。除添加 CaCl_2 溶液外, 随着溶液掺入比的增加, 泥浆滤失量均逐渐增加。当溶液掺入比不小于 15% 时, 相较于添加淡水, 向泥浆中添加盐溶液, 泥浆在喷失阶段滤失量显著增加。同时可以发现, 泥浆成膜阶段, 当溶液掺入比大于 30%, 在 CaCl_2 溶液或 MgCl_2 溶液作用下, 泥浆滤失量曲线斜率较大, 而在淡水或者 NaCl 溶液作用下, 泥浆滤失量曲线接近水平。

当 CaCl_2 溶液掺入比达到 15% 时, 30 s 左右才进



注: 基浆为原泥浆, 未添加其他溶液

图 10 泥浆滤失量曲线

Fig. 10 Curves of seepage discharge of slurry

入泥浆成膜阶段, 泥浆 120 s 时滤失量达到峰值 190.3 g, 原因可能是所用试验砂层孔隙体积差异小, 而地层制备难以做到绝对均匀所造成的泥膜形成时间的波动。

3 盐溶液影响泥浆稳定性机理讨论分析

通过 Stern 双电层模型^[18]和黏土颗粒胶体絮凝机理^[19-20]可以很好地解释试验中加入盐溶液后泥浆絮凝泌水的现象。结合卢廷浩^[21]所编《土力学》中土的结构类型一节的内容可知, 向泥浆中掺入盐溶液后, 水中阳离子含量增高, 黏土表面的吸着水层厚度减小, 土粒间作用力由净斥力转为净吸力, 黏粒互相吸引, 粒间接触由面面接触为主变为以面边接触和面角接触为主, 形成絮凝结构。

将泥浆絮凝过程分为絮集和絮降过程: 掺入盐溶液时, 阳离子侵入, z 电位降低, 泥浆颗粒絮集; 若同时泥浆被充分稀释, 大粒团与小粒团间斥力克服重力后不足以维持体系稳定, 泥浆即发生絮降, 分层、泌水。

(1) 掺入浓度为 1% 的 NaCl 溶液时, 泥浆内部阳离子浓度增大, 部分阳离子进入 Stern 层, 导致泥浆 z 电位从 29 mV 降至 23 mV 左右。泥浆颗粒之间的平衡被破坏, 泥浆颗粒间接触以面面接触为主转为面边接触和面角接触为主, 泥浆颗粒絮集。随着 NaCl 溶液掺入, 小粒径的泥浆颗粒受到 Na^+ 影响聚集成团, d_{10} 随之变大, 而 d_{50} , d_{85} 变化不大, 故在逐渐被稀释的情况下, 泥浆中的大粒团与逐渐增大的小粒团间的斥力克服重力后仍能维持稳定, 当掺入比达到 50%, 泥浆泌水率才 1%。泥浆不会出现明显分层、絮降、泌水现象。

(2) 掺入浓度为 1% 的 CaCl_2 溶液或 MgCl_2 溶液时, 同样的, 泥浆内部阳离子浓度增大, 部分阳离子进入 Stern 层, 但由于离子价态高, 当掺入比达到 5% 时, 泥浆中小颗粒絮集成为大颗粒的过程便已基本完成。故随着溶液的继续掺入, z 电位不断降低, 而泥浆特征粒径 d_{10} 没有随之变大。当溶液的掺入比达 50% 时, z 电位从 29 mV 降至 10 mV 以下。在泥浆不断被稀释的情况下, 泥浆中的小粒团与大粒团间斥力已不足以平衡颗粒所受重力, 泥浆颗粒便由絮集开始转向絮降, 泥浆开始出现分层、泌水现象。

4 存在的问题

本研究中只记录 120 s 内泥浆滤失量随时间变化情况, 并通过泥浆滤失量分析泥浆成膜质量。但实际工程中, 泥水平衡盾构掘进时, 刀盘转动, 切削土体, 开挖面上泥膜处于破坏与形成的过程中。

向基浆中掺入试验海水, 当掺入比为 5% 时, 泥浆特征粒径均达到峰值; 当掺入比为 15% 时, 泥浆漏

斗黏度达到峰值。试验海水中 Na^+ 浓度高达 2% 以上, Mg^{2+} 、 Ca^{2+} 浓度均小于 0.5%。可见, 多种阳离子混合情况下, 各种阳离子对泥浆稳定性影响不是简单的叠加, 具体研究有待进一步开展。

5 结论与建议

本文通过将不同盐溶液掺入膨水比为 1:15 的纳基膨润土泥浆中, 测量泥浆泌水率、 z 电位、特征粒径、滤失量等参数变化, 结合胶体絮凝机理及压缩双电层进行分析, 可以得到以下 4 点结论。

(1) 相较于掺入同比例的淡水, 向膨水比为 1:15 的泥浆中掺入浓度为 1% 的盐溶液时, 泥浆 z 电位下降、特征粒径增大、滤失量增加。

(2) 当盐溶液掺入比为 5% 时, 泥浆中部分颗粒即会发生絮集。

(3) 当盐溶液掺入比超过 5% 后, 继续掺入时, 若盐溶液为 NaCl , 则特征粒径 d_{10} 增大、 d_{50} , d_{85} 基本不变, 泥浆颗粒只絮集, 不泌水; 若盐溶液为 CaCl_2 、 MgCl_2 , 则特征粒径 d_{10} , d_{50} , d_{85} 均基本不变, 泥浆颗粒开始絮降, 泌水。

(4) 盐溶液主要通过降低泥浆 z 电位和稀释泥浆来影响泥浆稳定性, 其中泥浆大、小粒团的大小变化情况是决定泥浆是否絮降、泌水的关键。

总之, Ca^{2+} 、 Mg^{2+} 比 Na^+ 对泥浆稳定性影响更大, 在不同海域采用泥水盾构掘进时, 应根据地下水盐分含量及种类有针对性地考虑其对泥浆稳定性的影响。接下来应侧重开展针对不同阳离子作用下泥浆的改性优化研究。

参考文献:

- [1] YING H M, POON S W. Use of full face slurry for pipe jacking in Hong Kong's reclaimed land[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2003, 22(S1): 2438 - 2442.
- [2] 崔 濩, 黄小龙, 李永杰. 陆丰核电海底排水隧道泥水盾构泥浆配比试验研究[J]. 水电能源科学, 2018, 36(6): 125 - 128, 87. (CUI Wei, HUANG Xiao-long, LI Yong-jie. Experimental study on preparation of slurry for slurry shields about the bottom of sea drainage tunnel in Lufeng[J]. Water Resources and Power, 2018, 36(6): 125 - 128, 87. (in Chinese))
- [3] 陈 辰. 跨海地铁隧道泥水平衡盾构复杂地层泥浆配制技术分析[J]. 建筑技术开发, 2017, 44(3): 88 - 90. (CHEN Chen. Analysis of cross sea subway tunnel formulate slurry in complex formation[J]. Building Technique Development, 2017, 44(3): 88 - 90. (in Chinese))
- [4] 张 宁, 朱 伟, 闵凡路. 南京纬三路过江通道泥水盾构泥浆配制试验研究[J]. 隧道建设, 2015, 35(10): 1022 - 1027. (ZHANG Ning, ZHU Wei, MIN Fan-lu. Experimental

- study on preparation of slurry for slurry shields: case study on Weisanlu Yangtze River Tunnel in Nanjing[J]. Tunnel Construction, 2015, **35**(10): 1022 - 1027. (in Chinese))
- [5] 王 廷. 强渗透地层泥水盾构绿色泥浆配制及其适应性研究 [D]. 北京: 北京交通大学, 2015. (WANG Ting. A study on preparation of environment friendly slurry and its adaptation during slurry shield tunneling in high permeability stratum[D]. Beijing: Beijing Jiaotong University, 2015. (in Chinese))
- [6] MIN Fan-lu, ZHU Wei, HAN Xiao-rui. Filter cake formation for slurry shield tunneling in highly permeable sand[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2013, **38**: 423 - 430.
- [7] 闵凡路, 赵小鹏, 朱伟, 等. 不同泥浆渗透模式下形成泥膜的闭气效果探讨[J]. 现代隧道技术, 2015, **52**(4): 68 - 73. (MIN Fan-lu, ZHAO Xiao-peng, ZHU Wei, et al. Airtightness of filter cakes formed under different slurry infiltration modes[J]. Modern Tunnelling Technology, 2015, **52**(4): 68 - 73. (in Chinese))
- [8] MIN Fan-lu, ZHU Wei, LIN Cheng, et al. Opening the excavation chamber of the large-diameter size slurry shield: a case study in Nanjing Yangtze River Tunnel in China[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2015, **46**: 18 - 27.
- [9] 姜 腾, 夏鹏举, 闵凡璐. 泥浆性质对泥水盾构泥膜闭气性影响试验研究[J]. 现代隧道技术, 2016, **53**(2): 134 - 140. (JIANG Teng, XIA Peng-ju, MIN Fan-lu. Experimental study on the influence of slurry properties on the airtightness of the filter cakes of slurry shields[J]. Modern Tunnelling Technology, 2016, **53**(2): 134 - 140. (in Chinese))
- [10] 邓亨义, 徐雪莹, 陈明娟. 富水砂卵石地层盾构隧道施工泥浆的研究与应用[J]. 中国工程科学, 2010, **12**(12): 79 - 82. (DENG Heng-yi, XUXue-ying, CHEN Ming-juan. Research and application of construction slurry of shield tunnel under water-ich sandy gravel stratum[J]. Engineering Sciences, 2010, **12**(12): 79 - 82. (in Chinese))
- [11] 加 瑞, 朱 伟, 闵凡路. 泥浆颗粒级配和地层孔径对泥水盾构泥膜形成的影响[J]. 中国公路学报, 2017, **30**(8): 100 - 108. (JIA Rui, ZHU Wei, MIN Fan-lu. Effect of particle size distribution of slurry and pore size of stratum on formation of filter cake in slurry shield[J]. China Journal of Highway and Transport, 2017, **30**(8): 100 - 108. (in Chinese))
- [12] 刘 成, 汤昕怡, 高玉峰. 砂性地层孔隙特征对泥水盾构泥浆成膜的影响[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(11): 2002 - 2008. (LIU Chen, TANG Xin-yi, GAO Yu-feng. Influence of pore characteristics of sand strata on filter-cake formation under slurry shield[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(11): 2002 - 2008. (in Chinese))
- [13] 杜佳芮, 闵凡路, 姚占虎, 等. 海水侵入条件下泥水盾构泥浆及泥膜性质变化试验研究[J]. 隧道建设(中英文), 2018, **38**(7): 1182 - 1188. (DU Jia-ru, MIN Fan-lu, YAO Zhan-hu, et al. Experimental study of property change of slurry and filter cake of slurry shield under seawater intrusion[J]. Tunnel Construction, 2018, **38**(7): 1182 - 1188. (in Chinese))
- [14] 吕乾乾, 孙振川, 杨振兴, 等. 海水环境下盾构泥浆性能试验研究[J]. 隧道建设(中英文), 2019, **39**(2): 211 - 218. (LÜ Qian-qian, SUN Zhen-chuan, YANG Zhen-xing, et al. Experimental study of shield slurry property under seawater environment[J]. Tunnel Construction, 2019, **39**(2): 211 - 218. (in Chinese))
- [15] MIN Fan-lu, DU Jia-ru, ZHANG Nan, et al. Experimental study on property change of slurry and filter cake of slurry shield under seawater intrusion[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2019, **88**: 290 - 299.
- [16] 程 莹. 溶液环境及水生植物根系作用下 GCL 抗渗性能研究[D]. 武汉: 湖北工业大学, 2019. (CHENG Ying. Impermeability of GCL under the Action of Solution Environment and Aquatic Plant Root System[D]. Wuhan: Hubei University of Technology, 2019. (in Chinese))
- [17] 我国建立首个水下隧道技术创新平台[J]. 隧道建设(中英文), 2019, **39**(8): 1246. (Establish of the first underwater tunnel technology innovation platform in China[J]. Tunnel Construction, 2019, **39**(8): 1246. (in Chinese))
- [18] 林 捷, 谢当汉, 陆天琳, 等. 含盐度对蒙脱土矿物絮凝影响的研究[J]. 中国水运(下半月), 2013, **13**(10): 121 - 123, 226. (LIN Jie, XIE Dang-han, LU Tian-lin, et al. Study on the influence of salinity on flocculation of montmorillonite minerals[J]. China Water Transport, 2013, **13**(10): 121 - 123, 226. (in Chinese))
- [19] 黄文孝. 凝聚、絮凝及其应用[J]. 云南冶金, 1982(5): 22 - 27, 21. (HUANG Wen-xiao. Coagulation, flocculation and application[J]. Yunnan Metallurgy, 1982(5): 22 - 27, 21. (in Chinese))
- [20] 谷建晓. 阳离子对蒙脱石胶体絮凝的影响[C]// 中国地质学会、中国地质学会工程地质专业委员会. 2017年全国工程地质学术年会论文集, 2017, 桂林: 191 - 196. (GU Jian-xiao. Effects of interlayer cations on its geo performances of montmorillonite[C]// Geological Society of China、China Geology Society IAEG China National Group, 2017, Guilin: 191 - 196. (in Chinese))
- [21] 卢廷浩. 土力学[M]. 北京: 高等教育出版社, 2010. (LU Ting-hao. Soil Mechanics[M]. Beijing: Higher Education Press, 2010. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202008019

管土界面摩擦疲劳效应对深水井口导管贯入阻力的影响

王 腾¹, 何家龙¹, 刘锦昆²

(1. 中国石油大学(华东)船舶与海洋工程系, 山东 青岛 266580; 2. 中石化石油工程设计有限公司(SPE), 山东 东营 257026)

摘要: 深水井口导管在黏土中的贯入阻力与导管土体界面产生的摩擦疲劳密切相关。在导管安装过程中, 管土界面会产生摩擦疲劳, 使得导管-黏土界面处的侧摩阻力降低。采用 ABAQUS 软件中任意拉格朗日欧拉法(ALE)模拟导管的贯入过程, 并通过子程序 VUSDFLD 和 VFRIC 来模拟导管土体黏性接触面的摩擦疲劳效应, 研究了在均质黏土和非均质黏土中, 摩擦疲劳对导管贯入阻力的影响, 以及循环划井眼解卡的基本原理。研究结果表明: 由于摩擦疲劳的影响, 管土界面之间的黏聚力系数随贯入位移逐渐降低并趋近于土体的灵敏度倒数, 从而导致单位侧摩阻力降低, 在贯入结束时, 均质土和非均质土中导管总贯入阻力分别减小 42.60%, 28.48%; 导管划井眼时的上下循环运动, 增大了土体的“累积剪切位移”, 使得管土界面之间的摩擦疲劳增大, 导管贯入阻力降低, 使得“卡住”的导管可以继续贯入到设计深度。

关键词: 导管; 贯入阻力; 黏性接触面; 摩擦疲劳; 划井眼

中图分类号: TU470 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2020)08-1532-08

作者简介: 王 腾(1973—), 男, 山东海阳人, 博士, 教授, 主要从事海洋岩土工程方面的研究工作。E-mail: wteng73@upc.edu.cn。

Influences of friction fatigue effects of conductor-soil interface on penetration resistance of conductor of wellhead in deep water

WANG Teng¹, HE Jia-long¹, LIU Jin-kun²

(1. Department of Offshore Engineering, China University of Petroleum, Qingdao 266580, China; 2. Sinopec Petroleum Engineering Corporation, Dongying 257026, China)

Abstract: The penetration resistance of deep-water conductor in clay is closely related to the friction fatigue at the conductor-soil interface. The shear stress at the conductor-soil interface decreases because of the friction fatigue caused by the installation of conductor. The penetration process of the conductor is simulated by using the arbitrary Lagrange-Euler method (ALE) in ABAQUS. The friction fatigue effects of the adhesive contact interface between the conductor and the soil is simulated by using the VUSDFLD and VFRIC subroutines. The influences of friction fatigue on penetration resistance of the conductor and the fundamental principles of reciprocation in homogeneous clay and heterogeneous clay are studied. The results show that the cohesion coefficient at the conductor-soil interface gradually decreases with the penetration and approaches the inverse of the soil sensitivity due to the friction fatigue effects, resulting in a reduction in the unit shaft resistance. The total penetration resistance of the conductor in homogeneous clay and heterogeneous clay decreases by 42.60% and 28.48%, respectively at the end of penetration. The reciprocation of the conductor increases the “cumulative shear displacement” of soil, which inflicts significant fatigue damage to the soil at the conductor-soil interface, and the penetration resistance of the conductor decreases, so that the “stuck” conduction can continue to penetrate into the design depth.

Key words: conductor; penetration resistance; adhesive contact interface; friction fatigue; reciprocation

0 引言

水下井口导管是井身结构中的第一层表层套管, 它为整个导管柱、海底采油树和防喷器组提供结构和支撑。目前, 在深水环境中把喷射下导管技术当作首选的导管安装方法^[1-2]。简单来说, 如图 1 所示, 整个喷射管串系统由内外两层管柱组成, 内层管柱主要包括底部钻具组合(BHA)、钻柱等, 外层管柱为导管。

管串送达海底泥线时, 钻头边旋转边喷射钻孔, 管串依靠自身的重力克服土体摩擦阻力, 保证导管顺利贯入。在导管贯入过程中, 如果设计的管串重量过大, 导管下至预定深度时, 松开大钩后, 由于管土之间的侧摩阻力过小, 导致井口失稳并下沉。如果设计的管

串重量过小, 在安装过程中会出现卡钻现象, 导管无法下至预定深度^[3]。因此, 需要正确评估导管贯入过程中的阻力变化, 合理配置管串重量, 保证导管下入到设计深度。

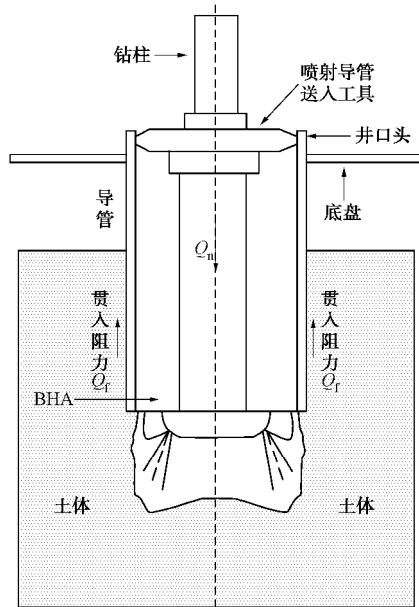


图 1 喷射下导管示意图

Fig. 1 Schematic diagram of jetting conductor

由于导管的贯入安装过程和桩基贯入过程相似, 因此, 通常参考桩基贯入阻力变化来研究导管贯入阻力。Randolph 等^[4]、White^[5]、Gravin 等^[6-7]、刘俊伟等^[8]对桩基贯入研究结果表明, 桩侧的单位侧摩阻力达到极限后, 随着桩的继续贯入, 桩身单位侧摩阻力出现不同程度的退化, 并指出桩身某一截面处侧摩阻力与桩土间的相对位移存在关系, 称这种效应为桩-土界面的剪切疲劳退化效应^[9-10]。同样的, 在导管贯入过程中, 管土之间存在较大的相对位移, 管身单位侧摩阻力也会出现不同程度的退化, 即管土界面处会出现剪切疲劳退化效应。管土之间的侧摩阻力达到极限后会出现退化, 最终衰减到一个定值, 对应的桩土界面的黏聚力系数 a 通常为土体的灵敏度 S_t 的倒数 (Kvalstad 等^[11]、Zhou 等^[12]、Kim 等^[13]), 而 Beck 等通过现场试验得出导管的单位侧摩阻力通常取未扰动土体的不排水抗剪强度的 $1/4 \sim 1/3$, 近似达到该区域土体的灵敏度的倒数 ($S_t=2.6 \sim 3.6$)^[14]。

本文采用 ABAQUS 中任意拉格朗日欧拉法 (ALE) 模拟导管的大变形贯入过程, 并通过子程序 VUSDFLD 和 VFRIC 来模拟均质黏土和非均质黏土中导管土体的黏性接触面的摩擦疲劳效应, 正确模拟导管贯入过程中管土界面的荷载传递机理, 合理地确定导管贯入过程中的贯入阻力, 研究划井眼解卡的基本原理, 以保证导管在实际安装过程中顺利贯入这一工程问题。

1 管土黏性接触面的摩擦疲劳模型

在导管安装过程中, 导管的贯入阻力主要是管土界面之间的侧摩阻力。然而, 在安装过程中, 由于管土界面产生的摩擦疲劳效应, 单位侧摩阻力随着导管的贯入而不断减小, 最后保持稳定^[1]。一般地, ABAQUS 软件采用库仑摩擦来计算两个接触物体之间的剪应力, 即极限剪应力 t_{crit} 随着接触压力 P 的增加而增加, 表达式为

$$t_{\text{crit}} = m_n P , \quad (1)$$

式中, m_n 为管土接触面的摩擦系数。

然而, 在不排水情况下, 黏土中管土界面的剪应力是当前土体强度 S_u 的函数, 即

$$t_{\text{crit}} = a S_u , \quad (2)$$

式中, a 是界面的黏聚力系数, 取值范围为 $0 \sim 1$, S_u 为未扰动土体的不排水抗剪强度^[16]。

对于桩基贯入过程中出现的摩擦疲劳效应, 帝国理工学院法(ICP/MTD)、Fugro 法、西澳大学法(UWA) 推荐通过引入 $(h/R)^n$ 来考虑桩基贯入黏土中桩侧阻力退化, 其中 h 为土体离桩端的距离, R 为桩的半径, n 为退化系数。对于管桩而言, 又对桩半径 R 进行修正, 即 $R^* = (R_o^2 - R_i^2)^{1/2}$, 其中, R_o 为桩的外径, R_i 为管桩内径^[17]。因此, 通过对公式(2)中的 a 进行修正, 得到一个含有摩擦疲劳的导管土体黏性接触面模型^[15]:

$$a = (h/R^*)^n , \quad (3)$$

式中, n 通常取 -0.2 ^[19-20], 土体离桩端的距离 h 如图 2 所示。当土体完全扰动时, $a=1/S_t$ 。

于是, 导管总的极限贯入阻力 Q_f 为

$$Q_f = \int_{ML}^{TD} \pi D t_{\text{crit}} dz . \quad (4)$$

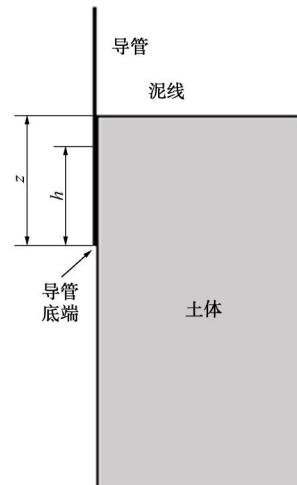


图 2 导管贯入深度和导管底端经过土体某位置的示意图

Fig. 2 Sketch of penetration depth z and distance from conductor tip h

对于理想的均质黏土，可以在 ABAQUS 中设定单一的界面的极限剪应力实现黏性接触。对于非均质黏土，由于土体的不排水剪切强度随着深度变化，在 ABAQUS 中不能设置随深度变化的极限侧摩阻力值，也不能考虑管土界面摩擦疲劳效应导致的 t_{crit} 随着导管贯入而不断变化。因此，本文中需要借助子程序 VUSDFLD 和 VFRIC 来实现导管土体之间的黏性接触面，实现过程见图 3 管土黏性接触面摩擦疲劳模型的流程图。

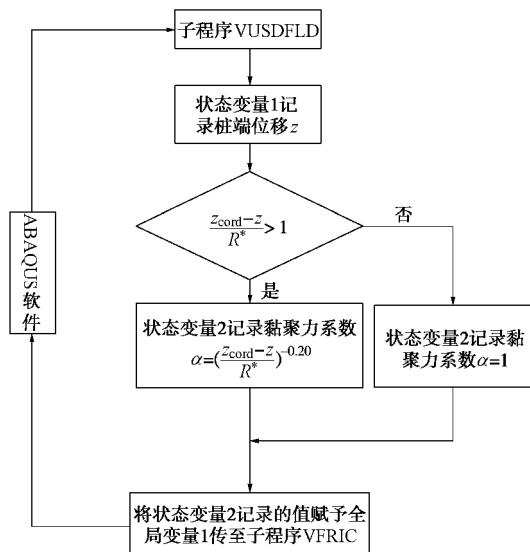


图 3 考虑摩擦疲劳的黏性接触面计算流程图

Fig. 3 Flow chart of calculation of adhesive contact surface considering friction fatigue

2 导管连续贯入数值模拟

本文使用有限元软件 ABAQUS 来研究导管安装过程中贯入阻力的变化。由于在导管安装过程中，管侧土体单元会发生大变形导致模拟终止，所以对管侧一定范围内的土体采用任意拉格朗日欧拉法 (ALE 法)，使得网格与物质点之间相互脱离，因而即使网格发生了很大的扭曲变形，ALE 法也能使整个安装过程中保证高质量的网格，保证计算精度^[21]。

2.1 管土模型

(1) 几何参数

根据导管安装的实际过程，将导管安装问题简化一个轴对称模型，如图 4 所示。在导管贯入过程中，由于水射流的切割作用，导管底部的土体会随着钻井液返回泥线以上，从而形成一个略小于导管外径的井眼，为了模拟这个过程，采用 ABAQUS 软件中的单元生死功能，实现导管一边贯入管底土体单元一边被“杀死”^[22]。

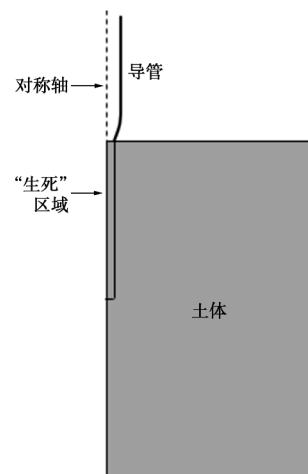


图 4 简化后的导管安装示意图

Fig. 4 Schematic diagram of simplified model for jetting conductor

在本研究中导管直径为 0.762 m (30 英寸)，贯入深度为 80 m^[24]。导管采用 RAX2 单元，模拟为一个离散刚体。为了避免在分析过程中出现边界效应，土体模型的尺寸为 80 m × 160 m，采用 CAX4R 单元，土体为理想的弹塑性体，土体强度随深度变化，土体强度剖面以及所用到参数如表 1 所示^[25]。

表 1 土体模型材料参数表

Table 1 Parameters of finite element model in this study

参数	有效重度 $g'/(kN\cdot m^3)$	初始土体不排水 抗剪强度 S_u/kPa	泊松比 n	杨氏模量 E/kPa	灵敏度 S_t
数值	6.50	$5+0.91z_d$	0.49	$500S_u$	7

(2) 网格与边界条件

模型中对于土体网格进行区域划分如图 5 所示，管侧土体网格采用 ALE 法，调节该区域网格种子密度疏密，使得靠近导管区域网格加密，远离导管区域网格稀疏，从而保证模型计算可靠，并且减小数值模拟时间。导管从泥线处以恒定速率 5 mm/s 贯入，以保证在不排水条件下完成导管安装过程^[26]，导管的贯入速率范围为 40~80 m/2 h^[27]。

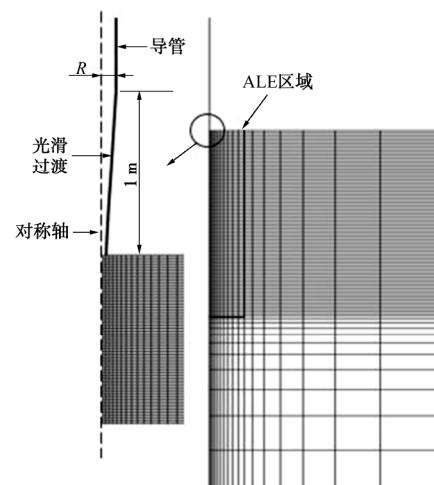


图 5 模型网格划分示意图

Fig. 5 Schematic diagram of model mesh

导管土体界面被模拟为黏性接触面, 采用ABAQUS软件中的面面接触, 通过子程序VUSDFLD来更新界面的黏聚力系数 a , 取值为 $a = \min(1, (h/R^*)^{-0.20})$ 。

2.2 数值模型验证

(1) 黏性接触面算法验证

为了验证管土黏性接触面的正确性, 在ABAQUS中建立验证模型, 如图6所示。导管设为离散刚体, 导管上设置参考点只允许导管竖向运动。模拟黏土为理想的弹塑体, 满足Tresca屈服准则, 约束土体上下边界的竖向位移, 土体的右侧施加20 kPa压力来考虑初始应力场。黏土的不排水强度 $S_u=10$ kPa, 弹性模量是 $500S_u$, 泊松比是0.49。管土之间的相互接触算法选用“面面接触”, 调用子程序VFRIC计算侧摩阻力, 摩擦系数 $a=0.5$ 。

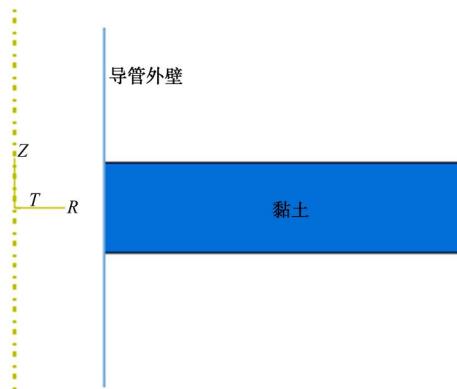


图6 管土界面摩擦力计算模型

Fig. 6 Finite element model for calculation of friction between conductor and clay interface

由图7可知, 通过子程序VFRIC实现管土黏性接触算法得到的极限单位侧摩阻力为5 kPa, 满足API规范给出的黏土摩擦力计算公式 $t_{crit} = aS_u$ 。

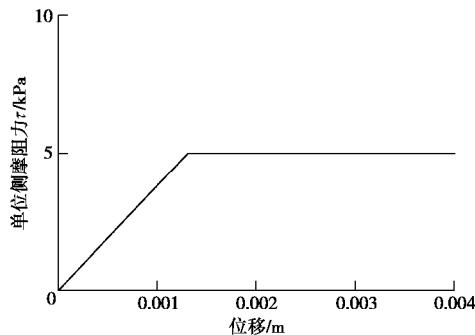


图7 管土界面摩擦力算法验证

Fig. 7 Verification of method for friction of conductor-clay interface

(2) 考虑摩擦疲劳的黏性接触面算法验证

为了验证上述给出的管土黏性接触面的摩擦疲劳

模型的正确性, 将使用该模型模拟得到的导管贯入阻力-深度曲线与Beck在墨西哥湾的进行的喷射下导管试验结果进行了比较。验证模型参数为: 导管直径 $D=0.762$ m, 贯入深度30 m。黏土的土体强度剖面为 $S_u=0.5+0.87z_d$ (kPa), z_d 为土体深度, 黏土的有效重度 $g'=6.5$ kN/m³。

从图8中可以看出, 基于本文提出的考虑摩擦疲劳效应的管土黏性接触面模型得到的数值模拟结果与Beck的现场喷射下导管试验结果吻合良好, 验证了计算模型的正确性。

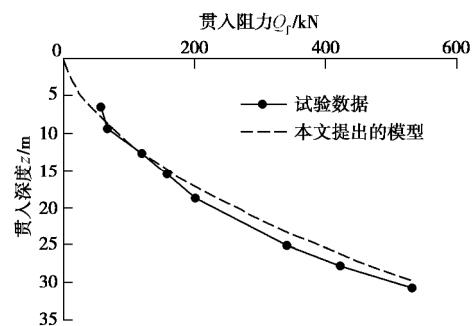


图8 本文数值模型和Beck试验结果的比较

Fig. 8 Comparison between numerical and test results

3 分析与结果

3.1 摩擦疲劳对贯入阻力的影响

为了研究摩擦疲劳对贯入阻力的影响, 根据数值模拟给出了导管贯入阻力随着深度的变化曲线如图9、10所示。

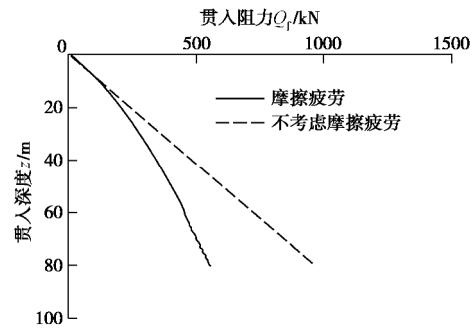


图9 摩擦疲劳对导管贯入阻力的影响 (均质土)

Fig. 9 Effects of friction fatigue on conductor penetration resistance (homogeneous soil)

对于图9中的均质土而言, 当不考虑摩擦疲劳时, 导管贯入阻力随着贯入深度线性增加, 当考虑摩擦疲劳时, 贯入深度小于15 m, 摩擦疲劳对导管总贯入阻力的影响很小, 当超过此深度后, 摩擦疲劳影响程度增加, 导管总贯入阻力随着贯入深度呈现非线性增大, 增大的幅度逐渐减小。当导管贯入过程结束时, 考虑摩擦疲劳和不考虑摩擦疲劳得到的贯入阻力分别是

553.92, 965.02 kN, 贯入阻力下降 42.60%。同样的, 对于图 10 中的非均质土而言, 摩擦疲劳在贯入初期影响并不明显, 但是不论考不考虑摩擦疲劳, 贯入阻力随着贯入深度都是呈现非线性增加, 考虑摩擦疲劳和不考虑摩擦疲劳得到的贯入阻力分别是 2805.31, 3922.35 kN, 贯入阻力下降 28.48%。

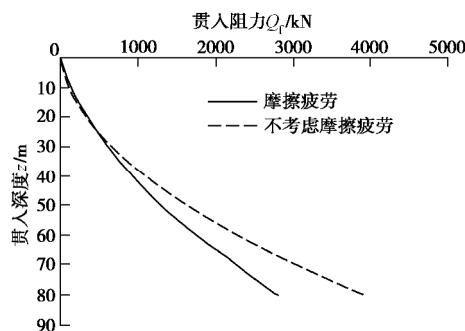


图 10 摩擦疲劳对导管贯入阻力的影响 (非均质土)

Fig. 10 Effects of friction fatigue on conductor penetration resistance (heterogeneous soil)

为了进一步研究管土界面处产生的摩擦疲劳对导管贯入阻力的影响, 选择深度为 10, 40, 60 m 处的单位侧摩阻力 τ 作为研究对象, 并给出管土界面处的单位侧摩阻力 τ 随着贯入深度的变化曲线以及土体的未扰动不排水抗剪强度随深度变化曲线, 如图 11, 12 所示。

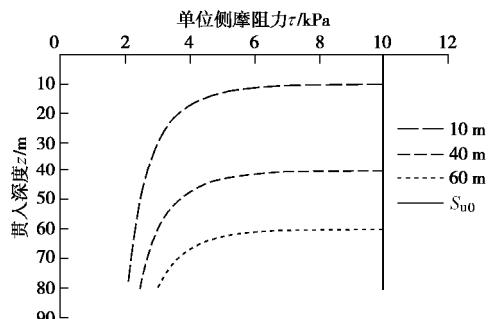


图 11 管土界面处单位侧摩阻力随着贯入深度变化曲线
(均质土)

Fig. 11 Variation of unit shaft resistance at conductor-soil interface with penetration depth (homogeneous soil)

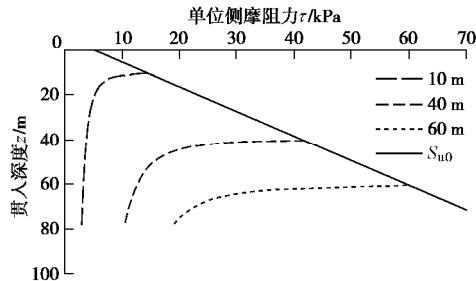


图 12 管土界面处单位侧摩阻力随着贯入深度变化曲线
(非均质土)

Fig. 12 Variation of unit shaft resistance at conductor-soil interface with penetration depth (heterogeneous soil)

从图 11, 12 中可以看出, 对于均质土和非均质土而言, 管土之间的单位侧摩阻力 τ 是随着贯入深度不断降低的, 并且降低的幅度是逐渐减小的^[28], 最终保持稳定。其次, 对于上部土体而言, 产生的摩擦疲劳程度大于下部土体的, 这表明不同深度处土体的侧摩阻力的退化是异步的, 这是不同深度土体距管端距离不同, 这与蒋建平等^[29]基于现场试验得到的结论是一致的。虽然, 管土界面之间的摩擦疲劳程度随着导管贯入不断增大, 但是由于管土接触面积增大导致增加的侧摩阻力一直大于摩擦疲劳减小的侧摩阻力, 所以导管总的贯入阻力是随着贯入深度增加而增加的。

3.2 循环划井眼对贯入阻力的影响

在实际导管安装作业中, 由于随导管贯入深度的增加, 导致导管贯入阻力逐渐增大, 可能导致管串自重小于导管贯入阻力, 发生卡钻事故。在现场工作中, 当发生卡钻时, 导管上下连续循环进行划井眼作业, 可有效降低导管与黏土之间的侧摩阻力。Beck 等^[30]发现, 在卡钻时通过划井眼可以解卡, 使得钻井作业继续, 但对划井眼解卡的机理并未提及。

Wang 等^[31]在对一系列 T-bar 循环贯入试验进行总结得到了一个基于累积剪切位移的循环退化模型, 同样的, 在划井眼过程中, 导管上下运动对管周土体也产生循环累积剪切位移作用。根据 Wang 等^[31]对式(3)进行修改, 提出循环位移荷载作用下, 管土界面处的单位侧摩阻力退化模型, 如

$$t_{\text{crit}} = \alpha S_u = (h_{\text{acc}} / R^*)^{-0.2} S_u \quad , \quad (5)$$

式中, h_{acc} 为土体单元的累积剪切位移 (m)。

在导管划井眼过程中, 导管的贯入深度随时间的变化曲线如图 13 所示。在 60 m 深度处上下循环导管, 循环幅值为 10 m, 模拟划井眼作业。

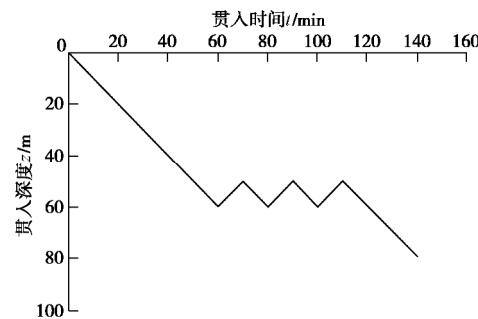


图 13 划井眼作业时的导管贯入深度随时间变化曲线

Fig. 13 Variation of conductor penetration depth with time

图 14 给出了划井眼过程中不同深度处的土体累积剪切位移 h_{acc} , 采取划井眼作业后, h_{acc} 明显增大。

图 15, 16 给出了划井眼作业贯入阻力的变化曲线。从图中可见, 均质土和非均质土, 随着划井眼循环次数的增加, 导管贯入阻力逐渐减小, 远小于不划

井眼的工况。表2给出了导管贯入阻力随循环累积位移变化规律。随着循环累积位移的增加, 导管贯入阻力逐渐减小, 划井眼作业结束之后, 均质土和非均质土中的导管贯入阻力分别为290.11, 974.09 kN, 贯入阻力分别减小36.36%, 43.46%。此时, 导管总的贯入阻力小于自身重量, 导管可以在自身重力作用下贯入, 这对解卡是有意义的。

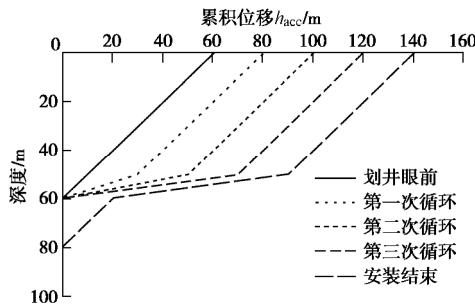


图14 划井眼过程中不同深度处的土体的累积剪切位移

Fig. 14 Cumulative displacements of soil at different depths during reciprocation

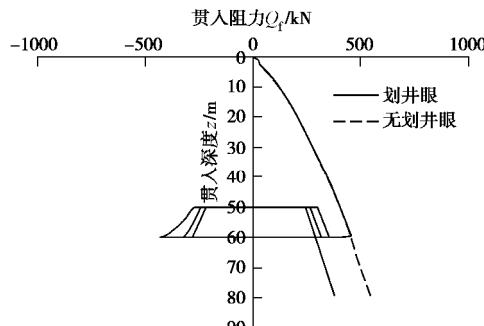


图15 划井眼对贯入阻力的影响(均质土)

Fig. 15 Effects of reciprocation on resistance of conductor (homogeneous soil)

表2 循环后的导管贯入阻力表

Table 2 Conductor resistances after each reciprocation

累积剪切位移 h_{acc}/m	均质土/kN	非均质土/N
60	455.89	1722.86
80	352.19	1211.71
100	315.17	1066.80
120	290.11	974.09

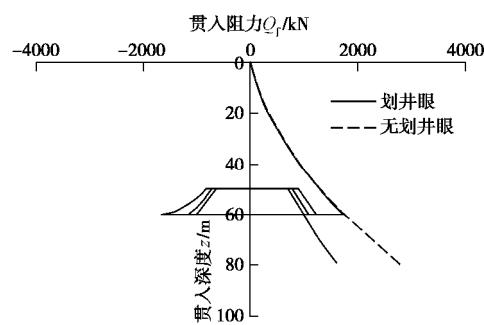


图16 划井眼对贯入阻力的影响(非均质土)

Fig. 16 Effects of reciprocation on resistance of conductor (heterogeneous soil)

在图17, 18中给出了划井眼过程中管土界面中不同深度处的单位侧摩阻力随着导管靴位置变化曲线, 从图可以看出, 在划井眼过程中, 单位侧摩阻力 τ 不断降低, 并且在划井眼过程中出现了负值, 这表明导管上下循环时土体对导管的侧摩阻力的方向发生改变, 最终 a 减小到0.176, 趋近于 $1/S_u=0.143$ 。

如图17, 18所示, 以40 m深度处土体为例, 对于均质土和非均质土而言, 在未进行划井眼作业之前, 该处单位侧摩阻力分别为3.02, 12.16 kPa, 划井眼作业完成后, 该处单位侧摩阻力减小至1.97, 7.94 kPa, 分别下降34.77%, 34.70%, 这是划井眼作业降低管土侧摩阻力的基本原理。

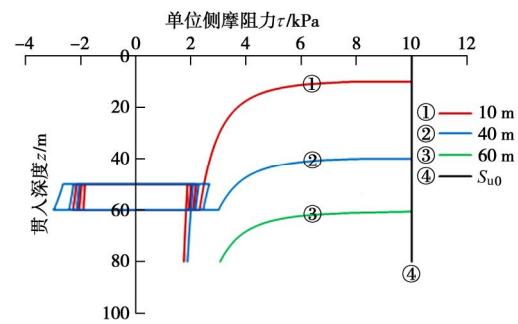


图17 划井眼过程中管土界面处单位侧摩阻力随着贯入深度变化曲线(均质土)

Fig. 17 Variation of unit shaft resistance at conductor-soil interface with penetration depth during reciprocation (Homogeneous soil)

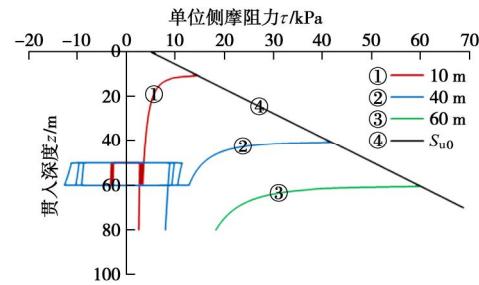


图18 划井眼过程中管土界面处单位侧摩阻力随着贯入深度变化曲线(非均质土)

Fig. 18 Variation of unit shaft resistance at conductor-soil interface with penetration depth during reciprocation (heterogeneous soil)

4 结 论

本文采用数值模拟方法对导管下入过程管土界面的摩擦疲劳效应进行了研究, 合理地确定导管贯入过程中的贯入阻力的变化, 得到以下3点结论。

(1) 对ABAQUS进行二次开发, 建立管土黏性接触面的摩擦疲劳模型, 用于模拟导管单调贯入过程中管土界面的单位侧摩阻力的退化, 并与试验数据进行对比, 验证了该模型的正确性。

(2) 摩擦疲劳导致管土之间的黏聚力系数随着贯入深度的增加而不断降低并趋近于土体灵敏度的倒数 $1/S_t$, 最终导致在均质土和非均质土中, 导管总的贯入阻力分别减小 42.60%, 28.48%。

(3) 提出了循环剪切位移作用下, 管土界面的单位侧摩阻力退化模型, 并应用到导管划井眼作业中用于解释划井眼解卡的基本原理。

参考文献:

- [1] AKERS T J. Jetting of structural casing in deepwater environments: job design & operational practices[J]. SPE Drilling and Completion, 2018, **23**(1): 29 – 40.
- [2] 王 腾, 孙宝江. 深水喷射井口结构套管水平承载力[J]. 中国石油大学学报(自然科学版), 2008, **32**(5): 50 – 53. (WANG Teng, SUN Bao-jiang. Lateral bearing capacity of jetting structural casing of wellhead in deepwater[J]. Journal of China University of Petroleum (Edition of Natural Science), 2008, **32**(5): 50 – 53. (in Chinese))
- [3] 唐海雄, 罗俊丰, 叶吉华, 等. 南海超深水喷射钻井导管入泥深度设计方法[J]. 石油天然气学报, 2011, **33**(3): 147 – 151. (TANG Hai-xiong, LUO Jun-feng, YE Ji-hua, et al. Method of design of conductor setting depth for ultra-deepwater jetting drilling in South China Sea[J]. Journal of Oil and Gas Technology, 2011, **33**(3): 147 – 151. (in Chinese))
- [4] RANDOLPH M F. Science and empiricism in pile foundation design[J]. Géotechnique, 2003, **53**(10): 847 – 875.
- [5] WHITE D J, LEHANE B M. Friction fatigue on displacement piles in sand[J]. Géotechnique, 2004, **54**(10): 645 – 658.
- [6] GAVIN K G, KELLY O, BRENDAN C. Effect of friction fatigue on pile capacity in dense sand[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2007, **133**(1): 63 – 71.
- [7] GAVIN K, GALLAGHER D, DOHERTY P, et al. Field investigation of the effect of installation method on the shaft resistance of piles in clay[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2010, **47**(7): 730 – 741.
- [8] 刘俊伟, 张明义, 赵洪福, 等. 基于球孔扩张理论和侧阻力退化效应的压桩力计算模拟[J]. 岩土力学, 2009, **30**(4): 1181 – 1185. (LIU Jun-wei, ZHANG Ming-yi, ZHAO Hong-fu, et al. Computational simulation of jacking force based on spherical cavity expansion theory and friction fatigue effect[J]. Rock and Soil Mechanics. 2009, **30**(4): 1181 – 1185. (in Chinese))
- [9] 黄生根, 龚维明. 桩端压浆对超长大直径桩侧阻力的影响研究[J]. 岩土力学, 2006, **27**(5): 711 – 716. (HUANG Sheng-gen, GONG Wei-ming. Study on effect of base grouting on shaft friction of overlength large diameter pile[J]. Rock and Soil Mechanics, 2006, **27**(5): 711 – 716. (in Chinese))
- [10] 张忠苗, 刘俊伟, 俞 峰, 等. 静压管桩终压力与极限承载力的相关关系研究[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(8): 1207 – 1213. (ZHANG Zhong-miao, LIU Jun-wei, YU Feng, et al. Relationship between terminative jacking force and ultimate bearing capacity of jacked pipe piles[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(8): 1207 – 1213. (in Chinese))
- [11] KVALSTAD T J, NADIM F, HARBITZ C B. Deepwater geohazards. Geotechnical concerns and solutions[C]// Proc, Offshore Technology Conf, Offshore Technology Conference, 2001, Houston.
- [12] ZHOU H, RANDOLPH M F. Resistance of full-flow penetrometers in rate-dependent and strain-softening clay[J]. Géotechnique, 2009, **59**(2): 79 – 86.
- [13] KIM Y H, HOSSAIN M S. Numerical study on pull-out capacity of torpedo anchors in clay[J]. Geotech Lett, 2016, **6**(4): 1 – 8.
- [14] BECK R D, JACKSON C W, HAMILTON T K. Reliable deep-water structural casing installation using controlled jetting[C]// Annual Technical Conference and Exhibition, Society of Petroleum, 1991, Texas: 75 – 84.
- [15] WHITTLE A J, SUTABURT T. Parameters for average gulf clay and prediction of pile set-up in the gulf of mexico[C]// ASCE Conference Proceedings, 2005, Texas: 440 – 458.
- [16] API RP 2A-WSD. API Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms-Working Stress Design (21st)[S]. Washington D C: American Petroleum Institute, 2005.
- [17] LYMON C R, WANG S T, JOSE A, et al. A Program for the Study of Driven Piles under Axial Loads[M]. Austin: Howard Lane, 2015: 110 – 130.
- [18] WANG T, LIU W L, WU R, et al. Simulation of T-bar penetration in soft clay with adhesive contact[J]. Marine Georesources and Geotechnology, 2019(1): 1 – 10.
- [19] COOKE R W, PRICE G, TARR K. Jacked piles in London clay: a study of load transfer and settlement under working conditions[J]. Géotechnique, 1979, **29**(2): 113 – 147.
- [20] DOHERTY P, GAVIN K. The shaft capacity of displacement

- piles in clay: a state of the art review[J]. Geotechnical and Geological Engineering, 2011, **29**(4): 389 – 410.
- [21] KONKOL J, BALACHOWSKI L. Large deformation finite element analysis of undrained pile installation[J]. Studia Geotechnica et Mechanica, 2016, **38**(1): 45 – 54.
- [22] WALKER J, YU H S. Adaptive finite element analysis of cone penetration in clay[J]. Acta Geotechnica, 2006, **1**(1): 43 – 57.
- [23] 魏 欢. 锚杆静压桩在既有建筑物地下加层工程中的应用研究[D]. 南京: 南京航空航天大学, 2012: 30 – 31. (WEI Huan. Study on the Application of Anchor Jacked Pile in the Basement Addition of Existing Buildings[D]. Nanjing: Nanjing University of Aeronautics and Astronautics, 2012: 30 – 31. (in Chinese))
- [24] 徐荣强, 陈建兵, 刘正礼, 等. 喷射导管技术在深水钻井作业中的应用[J]. 石油钻探技术, 2007(3): 19 – 22. (XU Rong-qiang, CHEN Jian-bing, LIU Zheng-li, et al. The application of jetting technology in deepwater drilling[J]. Petroleum Drilling Techniques, 2007(3): 19 – 22. (in Chinese))
- [25] 刘和兴, 方满宗, 刘智勤, 等. 南海西部陵水区块超深水井喷射下导管技术[J]. 石油钻探技术, 2017, **45**(1): 10 – 16. (LIU He-xing FANG Man-zong LIU Zhi-qin, et al. Jetting-based conductor running technology used in ultra-deep water well of Lingshui Block in the Western South China Sea[J]. Petroleum Drilling Techniques, 2017, **45**(1): 10 – 16. (in Chinese))
- [26] ZAKERI A, LIEDTKE E, CLUKEY E C, et al. Long-term axial capacity of deepwater jetted piles[J]. Géotechnique, 2014, **64**(12): 966 – 980.
- [27] 周建良. 深水表层导管喷射钻进过程中钻井液排量优化研究[J]. 中国海上油气, 2012, **24**(4): 50 – 52. (ZHOU Jian-liang. Research on the optimization of delivery capacity during jetting drilling of surface conduct in deep water[J]. China Offshore Oil and Gas, 2012, **24**(4): 50 – 52. (in Chinese))
- [28] ALAWNEHI A S, NUSIER O K, AL-KATEEB M. Dependency of unit shaft resistance on in-situ stress: Observations derived from collected field data[J]. Geotechnical and Geological Engineering, 2003, **21**(1): 29 – 46.
- [29] 蒋建平, 高广运, 章杨松. 基于现场试验的桩身总侧阻力达到极限后的退化[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, **27**(3): 633 – 633. (JIANG Jian-ping, GAO Guang-yun, ZHANG Yang-song. Degradation of pile total skin friction after reaching ultimate state based of field test[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, **27**(3): 633 – 633. (in Chinese))
- [30] JEANJEAN P. Innovative design method for deep—water surface casings[C]// SPE Annual Technical Conference and Exhibition, Society of Petroleum Engineers, 2002, Texas: 1 – 14.
- [31] WANG T, LIU W L. Development of cyclic p-y curves for laterally loaded pile based on T-bar penetration tests in clay[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2016, **53**(10): 1731 – 1741.

DOI: 10.11779/CJGE202008020

细观结构的非均质性对花岗岩强度及变形影响的颗粒流模拟

胡训健^{1, 2}, 卞康^{*1, 2}, 谢正勇³, 刘建^{1, 2}, 陈明^{1, 2}, 李冰洋^{1, 2}

(1. 中国科学院武汉岩土力学研究所岩土力学与工程国家重点实验室, 湖北 武汉 430071; 2. 中国科学院大学, 北京 100049;
3. 湖北省路桥集团天夏建设有限公司, 湖北 武汉 430000)

摘要: 基于等效晶质模型建模方法, 利用颗粒流软件 PFC^{2D} 实现对花岗岩细观结构的重建, 开展了一系列不同围压下的花岗岩常规三轴压缩试验研究。揭示了晶体粒径分布所造成的细观结构上的非均质性和 Mohr–Coulomb 强度准则和 Hoek–Brown 强度准则中各参数的关系以及对岩石脆性的影响。研究结果表明, 非均质性对岩样受压加载情况下的应力 – 应变曲线具有显著的影响。随着非均质因子增加, 岩石由均质变为非均质, 弹性模量逐渐减小, 泊松比增加。随着非均质性因子的增加, 岩石抗压强度减小、内聚力增加、内摩擦角减小。对同一类花岗岩而言, Mohr–Coulomb 强度准则和 Hoek–Brown 强度准则中各参数的取值并非恒定, 而是一定程度上依赖于内部的细观结构。当岩石细观结构变化时, 两种强度准则中的参数也随之改变。细观结构的非均质性对岩石的脆性指标影响较大, 随着非均质性因子的增加, 岩石脆性指标减小。

关键词: 非均质性; 强度; 变形; 花岗岩; 颗粒流模拟; GBM 模型

中图分类号: TU452 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)08-1540-09

作者简介: 胡训健(1995—), 男, 硕士, 主要从事岩石破裂的数值模拟方面的研究工作。E-mail: huxunjian18@mails.ucas.edu.cn。

Influence of meso-structure heterogeneity on granite strength and deformation with particle flow code

HU Xun-jian^{1, 2}, BIAN Kang^{1, 2}, XIE Zheng-yong³, LIU Jian^{1, 2}, CHEN Ming^{1, 2}, LI Bing-yang^{1, 2}

(1. State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan 430071, China; 2. University of Chinese Academy of Sciences, Beijing 100049, China; 3. Hubei Road and Bridge Group Tianxia Construction Co., Ltd., Wuhan 430000, China)

Abstract: By reconstructing the meso-structure of granite using the particle flow software PFC^{2D} based on the grain-based model, a series of conventional triaxial compression tests on granite under different confining pressures are carried out. The relationship between the heterogeneity of the meso-structure caused by crystal size distribution and the parameters of Mohr–Coulomb strength criterion and Hoek–Brown strength criterion as well as the brittleness of rock is revealed. The heterogeneity has a significant effect on the stress-strain curve of rock specimens under pressure loading. As the heterogeneity factor increases, the rock changes from homogeneous to heterogeneous, the elastic modulus decreases, and the Poisson's ratio increases. As the heterogeneity factor increases, the compressive strength of the rock decreases, the cohesive force increases, and the internal friction angle decreases. For the same type of granite, the values of the Mohr–Coulomb strength criterion and the Hoek–Brown strength criterion are not constant, but depend to some extent on the internal meso-structure. When the meso-structure of the rock changes, the parameters in the two strength criteria also change. The heterogeneity of the meso-structure has a great influence on the brittleness index of rock. With the increase of heterogeneity factor, the brittleness index decreases.

Key words: heterogeneity; strength; deformation; granite; particle flow code; grain-based model

0 引言

强度与变形属于岩石的重要力学性质, 与工程的稳定性有着密切的联系。例如高放射废物地质处置库

基金项目: 国家重点研发计划项目(2016YFC0401802); 国家自然科学基金项目(51539002, 51779249)

收稿日期: 2019-01-21

*通信作者(E-mail: biankang2002@163.com)

工程, 由于花岗岩具有渗透性低、导热性好、力学强度高与变形小等特点, 是处置库工程的理想围岩之一^[1]。

晶质岩如花岗岩、大理岩等由于矿物晶体的颗粒大小、晶体形状、晶体取向以及各矿物晶体之间的相互关系等造成了晶质岩细观结构的非均质性, 由此导致了岩石在外部荷载作用下内部应力应变分布的不均匀性。进而造成了室内试验中诸如单轴压缩试验、巴西劈裂试验等测得的强度与变形参数存在一定的离散性^[2]。例如花岗岩中石英、钾长石、黑云母的力学性质(强度、刚度)差异显著, 各试验岩样中矿物含量和分布均不同, 这将引起强度的离散。因此, 岩石内部的细观结构控制着岩石的物理力学性质。

目前, 学者主要通过数值模拟手段定量研究岩石的非均质性对强度与变形的影响。如 Tang 等^[3]通过 RFPA 软件中岩石单元的力学参数服从 Weibull 分布来定量表征岩石的非均质性, 结果表明岩石力学参数的非均质性对岩石的强度和破坏模式均有较大影响。对岩石单元的力学参数赋予一定的统计分布规律, 以此表示岩石的非均质性, 但是在试验中获取特定岩石的细观单元的强度分布存在很大困难。

另一种表征非均质性的方法就是细观结构的非均质性。如采用 UDEC 软件, 研究发现细观结构的非均质性对模型的应力分布、起裂应力等有很大影响^[4]。Potyondy 在颗粒流软件 (particle flow code, PFC)^[5] 中引入等效晶质模型 (grain-based model, GBM)^[6], 以模拟晶质岩的细观结构。通过该等效晶质模型, 许多学者对细观结构与岩石物理力学性质之间的关系进行了深入的研究, 证明 GBM 模型对于模拟晶质岩细观结构的可行性和正确性^[7-9]。

岩石强度准则表征岩石在临界损伤状态下的应力与强度之间的关系, 被用于研究岩石在复杂应力条件下的屈服条件和破坏规律, 已经被广泛应用于边坡、水电站、深埋隧道等各种工程中, 一直是岩土工程研究的难点和热点问题。例如线性的 Mohr–Coulomb (M–C) 强度准则^[10]和非线性的 Hoek–Brown (H–B) 强度准则^[11], 在岩土工程领域应用最多, 研究最为广泛。例如 Martin 等^[12]对 Lac du Bonnet (LdB) 花岗岩开展循环加载试验, 以 Mohr–Coulomb 准则为基础, 基于试验结果建立了岩石内聚力和内摩擦角与损伤变量的关系。在 Hoek–Brown 准则的研究进展中, Zhang 等^[13]借助 PFC 软件, 研究了颗粒微观参数如球形颗粒的大小分布和接触强度对 Hoek–Brown 准则中参数 m_i 的影响, 结果表明参数 m_i 与微观结构的互锁程度密切相关。但是由于岩石本身细观结构的非均质性, 对强度准则中各参数均有一定影响, 目前对此研究尚存在

不足, 有待进一步深入研究。

在花岗岩体内进行深埋隧道或地下硐室的开挖施工, 其高应力环境经常导致花岗岩发生岩爆、板裂等形式的脆性破坏, 对施工造成严重影响^[14]。研究花岗岩的脆性破坏和发生机制具有重要意义。研究细观结构的非均质性对花岗岩脆性指标的影响能够为工程设计与建设提供一定程度的指导。

本文采用 PFC^{2D} 软件中的 GBM 模型建模方法, 以 LdB 花岗岩^[15]为研究对象, 开展了一系列不同围压下的常规三轴压缩试验。通过获取不同细观结构模型的应力–应变曲线, 分析了细观结构的非均质性对三轴压缩强度的影响, 并将非均质性和 Mohr–Coulomb 强度准则、Hoek–Brown 强度准则建立联系, 定量研究非均质性和围压共同作用下对模型峰值强度的影响。最后简要分析了非均质性和花岗岩脆性指标之间的关系, 以更深入理解细观结构的非均质性对花岗岩的强度与变形之间的影响规律。

1 岩石 GBM 模型

1.1 GBM 模型简介

岩石的细观结构具有一定的非均质性, 进而影响岩石的物理力学性质, 建立的数值模型应当能够在一定程度上反映出岩石的细观结构。Zhou 等^[16]采用平直节理接触模型 (flat-joint contact model) 和光滑节理模型 (smooth-joint contact model) 相组合, 模拟结果证明该方法可以很好地再现花岗岩实际破坏过程。因此本文采用平直节理接触模型和光滑节理接触模型分别模拟晶体内部和晶体边界的方法, 研究花岗岩细观结构的非均质性与三轴压缩强度之间的关系。

笔者在文献中^[7]已证明所用细观结构能够在一定程度上反映出 LdB 花岗岩的晶体粒径分布, 因此本文继续使用所建立的细观结构, 最终模型如图 1 所示。图 1 (a) 所示模型中, 高为 125 mm, 宽为 50 mm, 高宽比为 2.5, 模型的高宽比与 Martin 室内试验^[15]所用 LdB 花岗岩岩样高宽比保持一致。

平直节理接触模型将圆形颗粒改造成多边形颗粒, 平直节理接触模型的力学行为分为黏结和非黏结两个部分, 使得颗粒破坏后的旋转被抑制。因此, 相较于平行黏结模型而言, 运用平直节理接触模型可以获得更为合理的单轴抗压强度与直接拉伸强度之比, 如图 2 (a) 所示。更加详细的解释参见 PFC 5.0 手册^[17]。

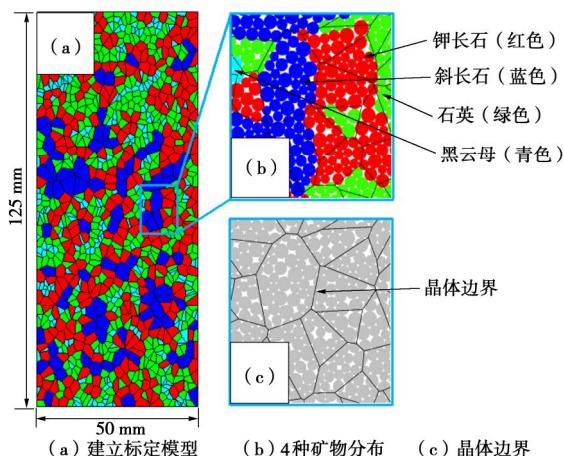
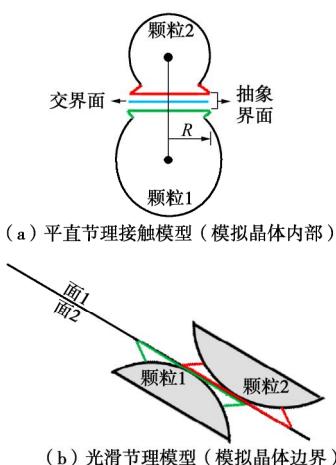
光滑节理模型模拟节理或者晶体边界的力学行为而不受颗粒接触方向的影响, 光滑节理经过的相邻颗粒的平直节理模型会被光滑节理接触替代, 其方向平行于节理方向, 两相邻颗粒可以存在部分重叠或相

表 1 GBM 模型细观参数表

Table 1 Meso-scopic parameters of GBM model

种类	颗粒基本参数				晶体内部细观参数(平直节理接触模型)				晶体边界细观参数(光滑节理接触模型)						
	最小粒径 /mm	半径 比	密度 (g·cm ⁻³)	刚度 比	模量 /GPa	模量 /GPa	刚度 比	抗拉强度 /MPa	黏聚力 /MPa	内摩 擦角/(°)	法向刚度 (GPa·m ⁻¹)	切向刚度 (GPa·m ⁻¹)	抗拉强 度/MPa	黏聚力 /MPa	内摩擦 角/(°)
石英	0.3	1.66	2.65	3.5	168	168	3.5	170	170	50					
钾长石	0.3	1.66	2.56	1.5	140	140	1.5	145	145	35	40000	10000	20	20	20
斜长石	0.3	1.66	2.63	1.5	140	140	1.5	146	146	35					
黑云母	0.3	1.66	3.05	1.0	100	100	1.0	85	85	30					

对滑动,从而避免了沿颗粒表面绕行的行为。如图 2(b)所示。更加详细的解释参见 PFC 5.0 手册^[17]。

图 1 GBM 模型示意图^[7]Fig. 1 Schematic diagram of GBM model^[7]图 2 GBM 模型接触模型示意图^[17]Fig. 2 Schematic diagram of GBM model contact^[17]

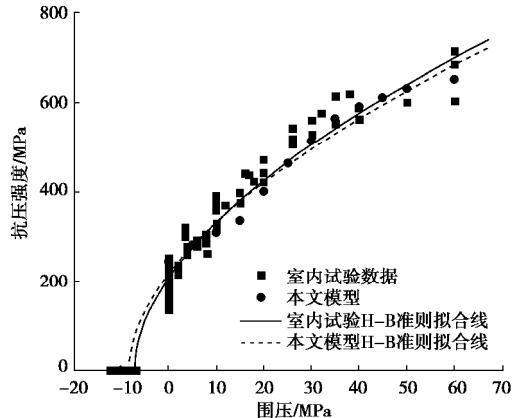
1.2 GBM 模型参数标定

PFC^{2D} 软件中所使用的细观参数不能通过室内试验直接测量得出,一般通过模拟单轴压缩试验得出的单轴压缩强度、弹性模量和泊松比等与室内试验所得岩石宏观力学参数进行对比,采用不断试错的方法得出。在 GBM 等效晶质模型中不能直接运用各单晶的力学参数,但是各晶体颗粒间接接触模型的细观参数应

当大致符合一定的规律:即弹性模量由石英、斜长石、钾长石、黑云母递减,抗拉强度同样符合此规律。为了计算的简便,模型中将所有的晶体边界的细观参数设为一致的,本文最终标定的参数如表 1 所示。本文所用模型和室内试验结果对比如表 2 和图 3 所示。

表 2 室内试验^[15]和本文模型宏观力学参数对比表Table 2 Comparison of macroscopic mechanical parameters between experimental data^[15] and numerical simulation results

试验类型	单轴抗压强度/MPa	弹性模量/GPa	泊松比	抗拉强度/MPa
室内	200±22	69±5.8	0.26±0.04	7.4±1.04
本文	245.8	66.0	0.24	10.2

图 3 室内试验结果^[15]和本文模型对比Fig. 3 Comparison between experimental data^[15] and numerical simulation results

2 非均质性表征

本文采用 Liu 等^[9]提出的非均质性的测量方法,该方法考虑了晶体颗粒最小粒径、平均粒径和最大粒径,能更好地表征模型的非均质性。

首先计算整个模型的平均晶体粒径 d :

$$d = \frac{1}{\sqrt{\sum_{i=1}^j (w_i / \bar{d}_i^2)}} \quad (1)$$

式中, d 为模型平均晶体粒径, \bar{d}_i , w_i 分别为第 i 种晶体颗粒的平均粒径和含量, 共 j 种晶体颗粒, 本文取 $j=4$ 。

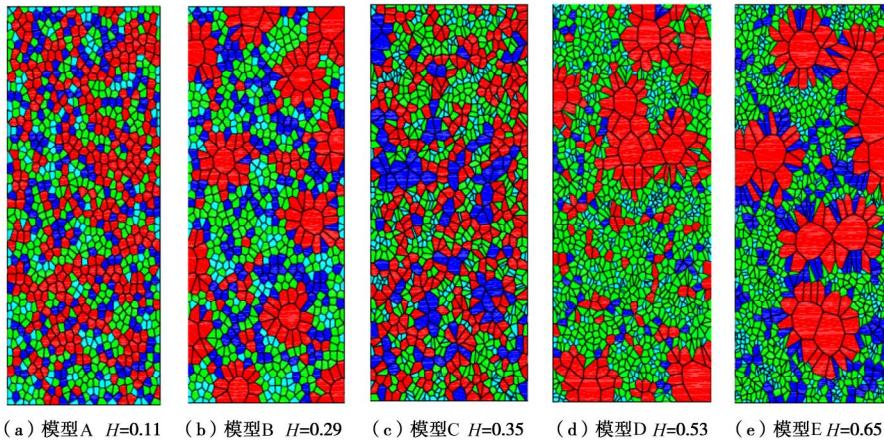


图4 不用非均质性因子模型示意图 (青色代表黑云母; 红色代表钾长石; 蓝色代表斜长石; 绿色代表石英)^[7]

Fig. 4 Specimens with different heterogeneity indexes^[7]

然后计算整个模型的非均质性因子 H :

$$H = \frac{1}{3j} \sum_{i=1}^j \sum_{k=1}^3 \left| \frac{d_{ik}}{d} - 1 \right| , \quad (2)$$

式中, H 为非均质性因子; d_{i1} , d_{i2} , d_{i3} 分别为第 i 种晶体颗粒的最小粒径、平均粒径、最大粒径。通过采用 MATLAB R2014 和犀牛 Rhino 软件共构建了 5 个晶体粒径分布不同的模型, 再将模型导入 PFC^{2D} 5.0 软件中构建 GBM 等效晶质模型。最终生成的 5 个模型通过计算后非均质性因子由小到大依次为模型 A ($H=0.11$)、模型 B ($H=0.29$)、模型 C ($H=0.35$)、模型 D ($H=0.53$)、模型 E ($H=0.65$), 见图 4^[7]。模型具体的粒径信息详见文献[7]。5 个模型中含有 4 种相同的矿物 (钾长石、斜长石、石英、黑云母), 相同的矿物含量。其中, 模型 C 在第 1 节中被用来标定微观参数。

3 结果分析

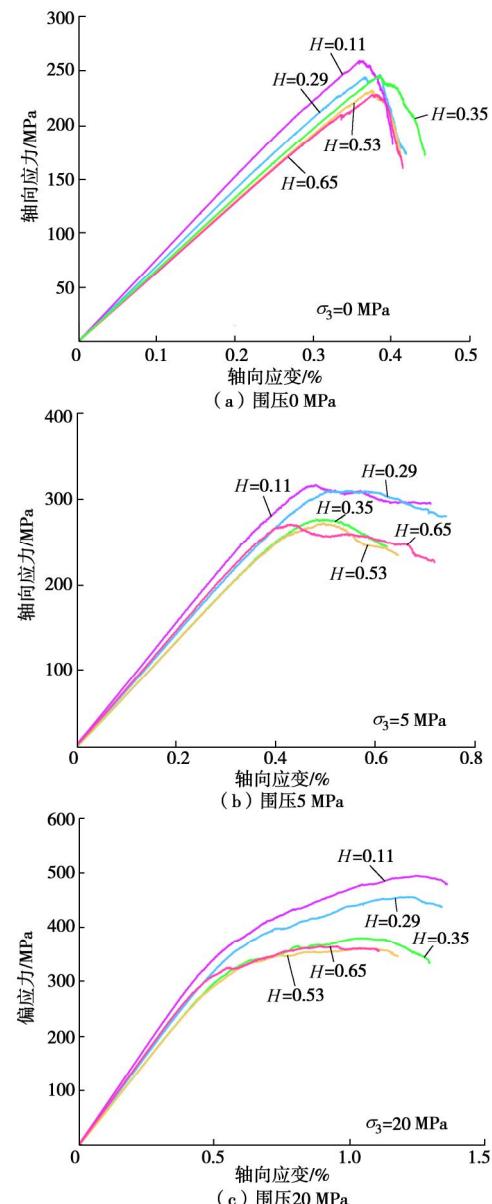
在 PFC^{2D} 软件中, 通过对左右侧墙进行伺服, 使得模型的围压维持稳定, 再通过赋予上下墙体一定的速度实现对模型的轴向加载。通过对不同非均质性模型进行三轴压缩模拟, 获取应力 - 应变曲线, 进而分析非均质性与强度及相应的强度准则之间的关系。

3.1 应力 - 应变曲线

下面以 5 个模型在围压分别为 0, 5, 20 MPa 时的典型应力 - 应变曲线为例, 分析细观结构的非均质性对应力 - 应变曲线的影响, 如图 5 所示。

由图 5 可知, 不同非均质性因子模型在同一围压下的应力 - 应变曲线不同, 证明细观结构的非均质性对岩样受压加载情况下的应力 - 应变曲线具有显著的影响。不同围压下各模型的应力 - 应变曲线大致有压密阶段、弹性变形阶段、峰前屈服阶段和破坏阶段。在 PFC 常规模拟中, 压密段不明显是因为没有考虑自然界中岩样内部存在张开裂隙, 因此在受压情况下应力 - 应变曲线不会有明显下凹的压密段^[18]。在单轴压

缩情况下 (如图 5 (a) 所示), 各应力 - 应变曲线显示出明显的脆性特征, 轴向应力到达峰值强度以后, 峰后应力迅速跌落。随着围压的增加 (如图 5 (c), (d) 所示), 各应力 - 应变曲线峰前屈服段长度逐渐增加。



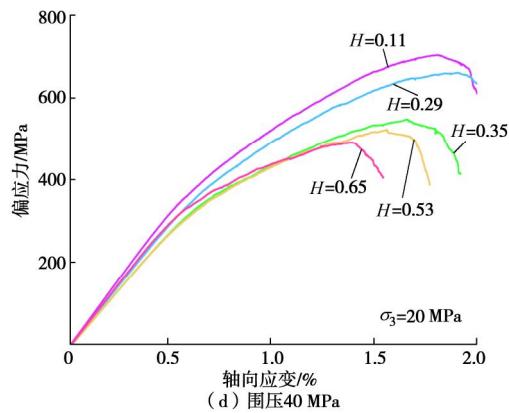


图 5 不同围压下各模型应力 - 应变曲线

Fig. 5 Stress-strain curves of various models under different confining pressures

3.2 非均质性对变形参数的影响

不同非均质性因子模型单轴压缩条件下的弹性模量 E 和泊松比 n 变化如图 6 所示。

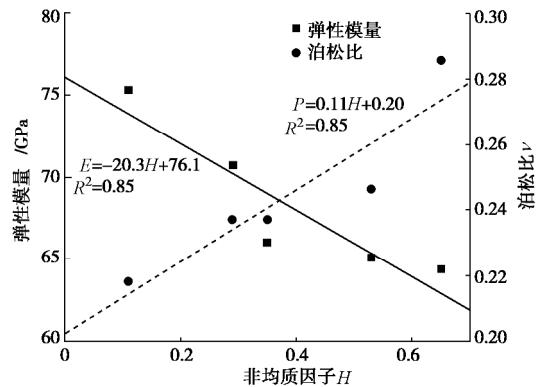


图 6 不同非均质模型弹性模量和泊松比

Fig. 6 Elastic moduli and Poisson's ratios of different heterogeneous models

弹性模量和泊松比表示岩石材料的变形与所受荷载之间的关系，反映其弹性性质。由图 6 可知，随着非均质因子增加，模型由均质变为非均质，弹性模量逐渐减小，泊松比增加，说明细观结构的非均质性对模型的变形影响很大。越均质的模型（如模型 A），其晶体颗粒粒径分布越均匀，岩石达到峰值强度前，在相同的轴向应力增量下，产生的轴向应变比非均质的模型小，即弹性模量大，抵抗变形的能力强。在同一应力水平下，均质程度高的模型横向变形更小，导致泊松比更小。随着非均质因子的增加（如模型 E），模型抵抗变形的能力减弱，弹性减小，各晶体颗粒大小不一，且存在粒径偏大的晶体（如模型 E 中的钾长石），导致模型在单轴加载情况下横向变形增加，最终导致泊松比增加。

3.3 非均质性对强度的影响

5 个不同均质性因子的模型在不同围压的峰值强度如图 7 所示，直接拉伸强度如图 8 所示。

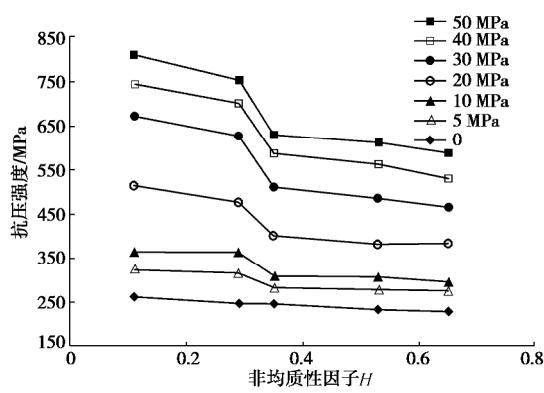


图 7 不同非均质模型压缩强度变化

Fig. 7 Variation of compressive strength of different heterogeneous models

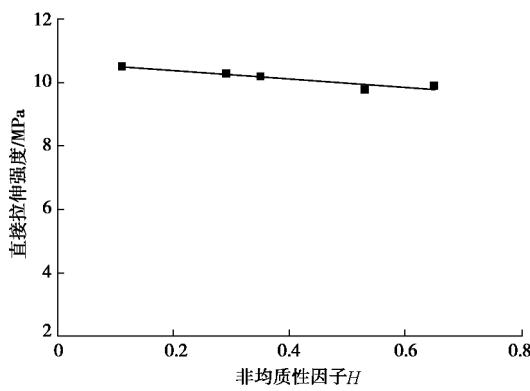


图 8 直接拉伸强度与非均质性因子关系

Fig. 8 Relationship between direct tensile strength and heterogeneity factor

由图 7 可知，各围压下，随着非均质性因子的增加，模型抗压强度减小，如在围压 30 MPa 下，非均质性因子 $H=0.11$ 时，抗压强度为 672.23 MPa， $H=0.65$ 时，抗压强度为 465.97 MPa，较前者减小 206.26 MPa，减小了 30.7%。由图 8 可知，随着非均质性因子的增加，模型更加非均质，其抗拉强度更小。5 个模型的直接拉伸强度在 9.8~10.5 MPa。在室内试验中同样发现细粒花岗岩（较均质）强度比粗粒花岗岩（较不均质）强度高^[19]。由此看见，花岗岩的细观结构对抗压强度具有显著影响。

花岗岩中不同矿物间的力学差异所造成的力学参数的非均质性和由于矿物晶体粒径不同所造成的结构非均质性都会引起岩样内部强度的非均匀性，岩样在外部荷载的作用下会产生不均衡受力。例如当岩石受压应力作用时，矿物晶体粒径尺寸和形状的几何变化会引起较大的拉应力场。因此，由结构非均质性引起的局部拉应力对拉裂纹的萌生、扩展和贯通起主导作用。而矿物结构非均质性越小，岩石内部应力分布越均匀，导致了更高的抗压强度。花岗岩中黑云母力学参数较弱，且粒径较其他矿物更小，在外部荷载下

会首先发生变形, 而石英的强度较大, 在同一应力水平下变形较黑云母较小, 黑云母变形后会将应力传递给周围矿物, 当遇到力学性质存在差异的矿物时(如石英或者长石), 就会产生拉应力或者剪应力。当非均质性越大时, 产生的拉应力或者剪应力就会更大, 进而为微裂纹的萌生提供了更加容易的地点; 非均质性越大也导致晶体边界更长, 为微裂纹的扩展提供了更加连续的路径。

Mohr-Coulomb 强度准则和 Hoek-Brown 强度准则被广泛应用于岩土工程的设计与分析中。Mohr-Coulomb 强度准则物理意义明确, 认为岩石破坏的最大剪切应力由内聚力 c 和正应力与内摩擦角 j 的正切值共同确定。其最大主应力(抗压强度)与围压的表达式为

$$s_1 = Q + Ks_3 , \quad (3)$$

式中, s_1 为最大主应力, s_3 为最小主应力, Q 为单轴抗压强度, K 为围压对强度的影响系数。内摩擦角 j 和内聚力 c 的关系为

$$K = (1 + \sin j) / (1 - \sin j) , \quad (4)$$

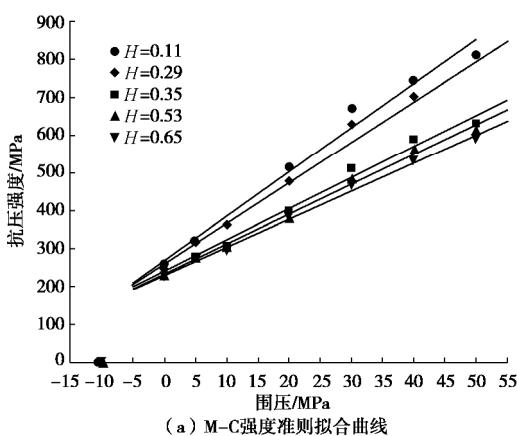
$$Q = 2c \cos j / (1 - \sin j) . \quad (5)$$

Hoek-Brown 强度准则是 Hoek 等^[11]通过对野外大量现场岩体试验成果的统计分析而提出的, 可以反映岩石和岩体固有的非线性破坏特点, 其表达式为

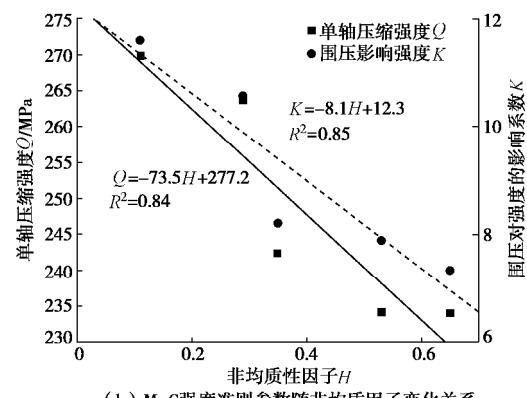
$$s_1 = s_3 + s_c \left(m_i \frac{s_3}{s_c} + 1 \right)^{0.5} . \quad (6)$$

式中 s_1 , s_3 , s_c 分别为最大主应力、最小主应力、岩石单轴抗压强度; m_i 为量纲为“1”的经验参数, 反映岩石的软硬程度。

由于 Mohr-Coulomb 强度准则中考虑抗拉强度值进行拟合的话, 会造成较大误差, 所以本文在进行 Mohr-Coulomb 强度准则拟合时, 不考虑模型的抗拉强度。采用 Mohr-Coulomb 强度准则和 Hoek-Brown 强度准则对不同围压下各模型的抗压强度进行拟合, 所得结果分别如图 9, 10 所示。拟合参数如表 3 所示。

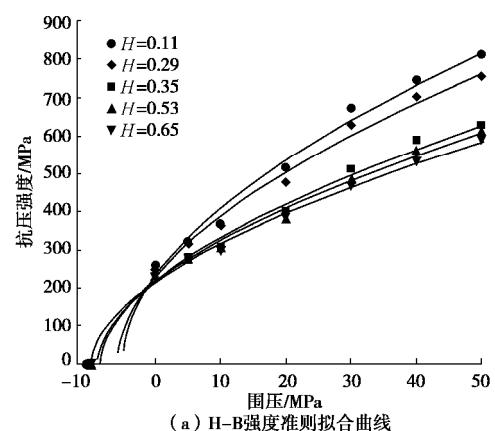


(a) M-C强度准则拟合曲线

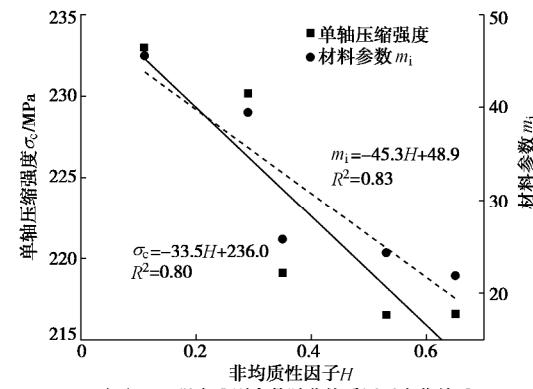


(b) M-C强度准则参数随非均质因子变化关系

Fig. 9 Fitting results of Mohr-Coulomb strength criterion



(a) H-B强度准则拟合曲线



(b) H-B强度准则参数随非均质因子变化关系

Fig. 10 Fitting results of Hoek-Brown strength criterion

由图 9, 10 和表 3 可知, 采用 Mohr-Coulomb 强度准则和 Hoek-Brown 强度准则对各非均质性因子的模型抗压强度拟合效果都较好。由于本文所模拟的花岗岩在较低围压下的强度变化, 拟合效果均较为理想, 已有的研究表明, 当围压增大时, Mohr-Coulomb 强度准则和 Hoek-Brown 强度准则会存在较大偏差, 对抗压强度的预测值偏高^[20]。

由图 9(b) 可知, 随着非均质因子的增加, 模型由均质转变为非均质, 围压影响系数 K 逐渐减小, 证明围压对抗压强度的影响逐渐降低。当岩石越均质时, 围压的增加对强度的提高效果显著, 而随着岩石变得非均质时, 效果减弱。由图 10(b) 可知, 非均质性

表 3 强度准则拟合参数

Table 3 Fitting parameters of strength criterion

模型	非均质因子 H	M-C 准则			H-B 准则		
		Q/MPa	K	R^2	S_c/MPa	m_i	R^2
A	0.11	269.9	11.6	0.98	233.0	45.6	0.98
B	0.29	263.7	10.6	0.98	230.2	39.5	0.98
C	0.35	242.3	8.2	0.98	219.1	25.8	0.98
D	0.53	234.2	7.9	0.99	216.5	24.3	0.98
E	0.65	234.0	7.3	0.99	216.6	21.9	0.99

因子对 Hoek–Brown 强度准则中的材料参数 m_i 影响显著。当非均质因子增加时, 材料参数 m_i 减小, 证明模型变得更加易于破坏, 强度更低。

依据式(4), (5) 可以确定各模型的内聚力和内摩擦角, 其结果如图 11 所示。

由图 11 可知, 随着非均质因子的增加, 模型的内聚力增加, 内摩擦角减小。Mohr–Coulomb 强度准则认为岩石一点处的强度由内聚力和摩擦力所组成, 但是由于岩石本身具有非均质性, 各处不可能同时达到承载极限而破坏^[2]。内聚力主要由晶体颗粒之间的咬合作用形成, 当非均质性增加时, 模型的粒径分布更加不均匀, 大小颗粒之间的咬合作用增加, 导致内聚力增加。内摩擦角受晶体颗粒之间的相互嵌入、联锁形成的咬合力和各晶体边界的摩擦作用力影响。本文所建立的 5 个非均质模型中, 采用光滑节理接触模型模拟花岗岩晶体边界, 当模型非均质性增加时, 容易在晶体边界处产生应力集中现象, 使得边界处的接触变得更加容易断裂, 从而导致模型的内摩擦角减小。

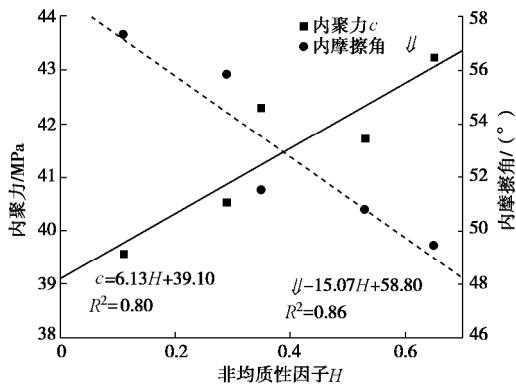


图 11 不同非均质模型内聚力和内摩擦角

Fig. 11 Cohesions and internal friction angles of different heterogeneous models

将 M-C 强度准则和 H-B 强度准则中的参数和非均质因子进行拟合(见图 9(b), 10(b)), 然后代入到强度准则中, 可以构建围压和非均质因子对抗压强度的影响。其最终表达式如下:

$$S_1 = -73.5H + 277.2 + (-8.1H + 12.3)S_3 \quad (7)$$

$$S_1 = S_3 + (-33.5H + 236.0) \left[\frac{(-45.3H + 48.9)S_3}{-33.5H + 236.0} + 1 \right]^{0.5} \quad (8)$$

式(7)为 M-C 强度准则表达式, 式(8)为 H-B 强度准则表达式。

两者的图像如图 12 所示, 当围压越高、非均质因子越小、模型越均质时, 其抗压强度越高。表明细观结构的非均质性对岩石在受压情况下的抗压强度影响显著。

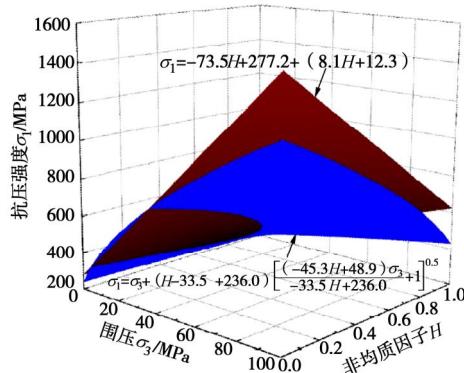


图 12 M-C 强度准则和 H-B 强度准则与非均质因子关系示意图

Fig. 12 Diagram of relationship among M-C intensity criterion,

H-B strength criterion and heterogeneity factor

3.4 非均质性对岩石脆性的影响

为了更好地理解非均质性对花岗岩的脆性破坏的影响, 下面简单采取 3 个脆性指标对不同非均质因子的模型进行脆性评价。脆性指标 B_{11} ^[21], B_{12} ^[22] 和 B_{13} ^[22] 计算表达式为

$$B_{11} = E/n \quad (9)$$

$$B_{12} = \sin(j) \quad (10)$$

$$B_{13} = \frac{S_c - S_t}{S_c + S_t} \quad (11)$$

式中 E , n 分别为单轴压缩情况下的弹性模量和泊松比; j 为内摩擦角; S_c , S_t 分别为单轴压缩强度和直接拉伸强度。3 个脆性指标越大时, 表明模型脆性越强。脆性指标随非均质因子 H 的变化如图 13 所示。

脆性破坏是由于细观结构上的非均质性, 导致岩石在加载情况下出现非均匀应力, 产生局部破坏, 并逐渐形成多维破裂面的过程。岩石的矿物组成、晶体粒径的尺寸分布等对岩石的脆性或者塑性行为具有显著影响。细粒花岗岩比粗粒花岗岩具有更高的脆性, 同时等粒结构的岩石比不等粒结构的岩石强度更高,

脆性更强^[23]。花岗岩颗粒粒径较小时, 一般来说花岗岩更加均质。由图 13 可知, 随着非均质因子的增加, 脆性指标 B_{11} , B_{12} , B_{13} 均呈线性减小, 且和非均质因子的线性拟合效果较好 (R^2 分别为 0.84, 0.95, 0.92)。本文所建立的 5 个模型中, 模型 A 属于非均质因子小、等粒结构; 模型 E 属于非均质因子大、似斑状不等粒结构。因此模型 A 的脆性指标比模型 E 的脆性指标均更大, 表明模型 A 的脆性更强。本文模拟结果和室内试验^[19,23]的结果吻合较好。当模型更加均质时, 微裂纹通常沿着垂直的晶体边界萌生扩展, 最后形成垂直的宏观裂纹, 模型以劈裂破坏为主; 当模型更加非均质时, 因含有较大粒径的长石类矿物, 通常具有较长的晶体边界, 使得微裂纹更加容易沿着晶体边界扩展, 形成剪切破坏^[8]。因此在评价岩石的脆性时, 把细观结构所造成的非均质性考虑进去可能会更加合理。

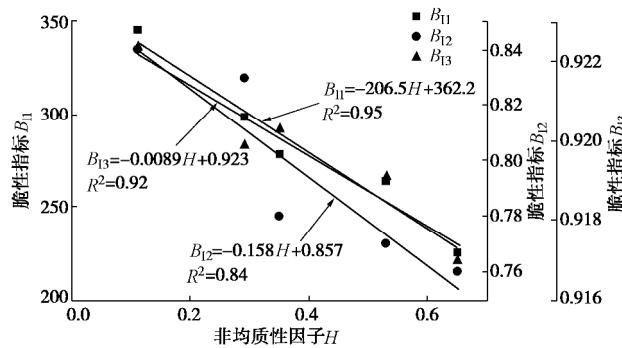


图 13 脆性指标随非均质因子变化关系

Fig. 13 Relationship between brittleness index and heterogeneity factor

4 结 论

本文通过 GBM 模型建模方法, 开展了一系列不同围压下的花岗岩常规三轴压缩试验研究。揭示了晶体粒径分布所造成的细观结构上的非均质性对强度和变形参数、Mohr–Coulomb 强度准则和 Hoek–Brown 强度准则中各参数的关系以及对岩石脆性的影响。主要得到以下 3 点结论。

(1) 细观结构的非均质性对岩样受压加载情况下的应力 – 应变曲线具有显著的影响。随着非均质因子增加, 模型的弹性模量逐渐减小, 泊松比增加。

(2) 各围压下, 随着非均质因子的增加, 模型抗压强度减小。当非均质性越大时, 为微裂纹的萌生提供了更加容易的地点, 同时为微裂纹的扩展提供了更加连续的路径。同时模型的内聚力增加、内摩擦角减小。对同一类花岗岩而言, Mohr–Coulomb 强度准则和 Hoek–Brown 强度准则中各参数的取值并非恒定, 而是一定程度上依赖于内部的细观结构造成的非

均质性。

(3) 岩石细观结构上的矿物粒径及粒径分布的非均质特征对岩石脆性影响明显。细观结构的非均质性对岩石的脆性指标影响较大, 随着非均质性因子的增加, 岩石脆性指标减小, 脆性降低。

参 考 文 献:

- WANG J. High-level radioactive waste disposal in China: update 2010[J]. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 2010, 2(1): 5 – 15.
- 尤明庆. 围压对岩石试样强度的影响及离散性[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, 33(5): 929 – 937. (YOU Ming-qing. Effect of confining pressure on strength scattering of rock specimen[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, 33(5): 929 – 937. (in Chinese))
- TANG C A, LIU H, LEE P, et al. Numerical studies of the influence of microstructure on rock failure in uniaxial compression-Part I: Effect of heterogeneity[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 2000, 37(4): 555 – 569.
- LAN H, MARTIN C D, HU B. Effect of heterogeneity of brittle rock on micromechanical extensile behavior during compression loading[J]. Journal of Geophysical Research Solid Earth, 2010, 115, B01202.
- POTYONDY D O. A bonded-particle model for rock[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2004, 41(8): 1329 – 1364.
- POTYONDY D O. A grain-based model for rock: approaching the true microstructure[C]// Proceedings of the Rock Mechanics in the Nordic Countries, 2010, Kongsberg: 225 – 234.
- 胡训健, 卞康, 刘建, 等. 细观结构的非均质性对花岗岩蠕变特性影响的离散元模拟研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2019, 38(10): 2069 – 2083. (HU Xun-jian, BIAN Kang, LIU Jian, et al. Discrete element simulation study on the influence of microstructure heterogeneity on the creep characteristics of granite[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2019, 38(10): 2069 – 2083. (in Chinese))
- PENG J, WONG L N Y, TEH C I. Influence of grain size heterogeneity on strength and microcracking behavior of crystalline rocks[J]. Journal of Geophysical Research: Solid Earth, 2017, 122(2): 1054 – 1073.
- LIU G, CAI M, HUANG M. Mechanical properties of brittle rock governed by micro-geometric heterogeneity[J].

- Computers and Geotechnics, **104**: 358 – 372.
- [10] 水利水电工程岩石试验规程: SL264—2001[S]. 2001. (Rock Test Regulations for Water Conservancy and Hydropower Engineering: SL264 — 2001[S]. 2001. (in Chinese))
- [11] HOEK E, BROWN E T. Empirical strength criterion for rock masses[J]. ASCE Journal of Geotechnical Engineering Division, 1980, **106**(GT9): 1013 – 1035.
- [12] MARTIN C D, CHANDLER N A. The progressive fracture of Lac du Bonnet granite[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Science and Geomechanics Abstracts, 1994, **31**(6): 643 – 659.
- [13] ZHANG Q, ZHU H H, ZHANG L Y, et al. Effect of micro-parameters on the Hoek-Brown strength parameter m_i for intact rock using particle flow modeling[C]// The 46th US Rock Mechanics Geomechanics Symposium, 2012, Chicago: 2187 – 2193.
- [14] 周 辉, 孟凡震, 刘海涛, 等. 花岗岩脆性破坏特征与机制试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, **33**(9): 1822 – 1827. (ZHOU Hui, MENG Fan-zhen, LIU Hai-tao, et al. Experimental study on characteristics and mechanism of brittle failure of granite[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, **33**(9): 1822 – 1827. (in Chinese))
- [15] MARTIN C D. The Strength of Massive Lac du Bonnet Granite Around Underground Opening[D]. Winnipeg: University of Manitoba, 1993.
- [16] ZHOU J, LAN H X, ZHANG L Q, et al. Novel grain-based model for simulation of brittle failure of Alxa porphyritic granite[J]. Engineering Geology, 2019, **251**: 100 – 114.
- [17] Itasca Consulting Group Inc. PFC , Version 5.0[M]. Minneapolis: Itasca Consulting Group Inc., 2014: 1 – 2.
- [18] JI P Q, ZHANG X P, ZHANG Q. A new method to model the non-linear crack closure behavior of rocks under uniaxial compression[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2018, **112**: 171 – 183.
- [19] 陈国庆, 赵 聪, 魏 涛, 等. 基于全应力 – 应变曲线及起裂应力的岩石脆性特征评价方法[J]. 岩石力学与工程学报, 2018, **37**(1): 51 – 59. (CHEN Guo-qing, ZHAO Cong, WEI Tao, et al. Evaluation method of rock brittle characteristics based on full stress-strain curve and crack initiation stress[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2018, **37**(1): 51 – 59. (in Chinese))
- [20] 李 斌. 高围压条件下岩石破坏特征及强度准则研究[D]. 武汉: 武汉科技大学, 2015. (LI Bin. Study on Rock Failure Characteristics and Rock Strength Criteria under High Confining Pressure[D]. Wuhan: Wuhan University of Science and Technology, 2015. (in Chinese))
- [21] LUAN X, DI B, WEI J, et al. Laboratory measurements of brittleness anisotropy in synthetic shale with different cementation[C]// Proceedings of the 2014 SEG Annual Meeting. Denver, Society of Exploration Geophysicists, 2014: 3005 – 3009.
- [22] HUCKA V, DAS B. Brittleness determination of rocks by different methods[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts, 1974, **11**(10): 389 – 392.
- [23] 韩振华, 张路青, 周 剑, 等. 矿物粒径对花岗岩单轴压缩特性影响的试验与模拟研究[J]. 工程地质学报, 2019, **27**(3): 497 – 504. (HAN Zhen-hua, ZHANG Lu-qing, ZHOU Jian, et al. Uniaxial compression test and numerical studies of grain size effect on mechanical properties of granite[J]. Journal of Engineering Geology, 2019, **27**(3): 497 – 504. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202008021

致密砂岩水平井多裂缝扩展及转向规律研究

夏彬伟, 刘浪, 彭子烨, 高玉刚

(重庆大学煤矿灾害动力学与控制国家重点实验室, 重庆 400044)

摘要: 为研究致密砂岩水平井割缝压裂裂缝扩展及转向规律, 采用四维水射流割缝装置和大尺寸真三轴相似物理模拟试验系统, 开展了不同缝间距、应力差、压裂排量对水平井多裂缝扩展规律的试验和数值模拟研究, 建立了单张开裂缝和多裂缝扩展的应力理论模型和一套室内割缝压裂物理试验方法。通过剖样观察和压力曲线特征的类比分析得到以下结论: ①多裂缝起裂后后续压力曲线的典型波动峰值, 是致密砂岩多裂缝相互干扰的一个明显特征; 小间距使得邻近裂缝处于高诱导应力区域, 增加了应力干扰和裂缝偏转程度; ②大排量使得裂缝内部净水压增大, 多裂缝偏转角度和程度增大, 更容易形成纵向缝; 且处在中间裂缝受到抑制, 大角度偏离最大主应力方向延伸并趋于两侧裂缝最终停止扩展, 而两侧裂缝延伸的距离更长; ③高应力差条件下, 诱导应力场难以改变原始主应力的大小, 降低裂缝转向的角度, 起裂后后续压力曲线波动较平稳, 裂缝更易形成平行于最大主应力方向的横切缝。研究成果可用于多段割缝压裂施工参数的优化设计, 从而为不同地质条件的砂岩储层油气开采和煤矿中水力压裂坚硬顶板治理强矿压提供参考。

关键词: 水平井; 割缝压裂; 缝间应力干扰; 裂缝偏转

中图分类号: TU452 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)08-1549-07

作者简介: 夏彬伟(1978—), 男, 工学博士, 副教授, 博士生导师, 从事水力压裂治理岩层顶板方面研究。E-mail: xbwei33@cqu.edu.cn。

Multi-fracture propagation and deflection laws of horizontal wells in tight sandstone

XIA Bin-wei, LIU Lang, PENG Zi-ye, GAO Yu-gang

(State Key Laboratory of Coal Mine Disaster Dynamics and Control, Chongqing University, Chongqing 400044, China)

Abstract: In order to study the multi-fracture slotted propagation and deflection laws of horizontal wells in tight sandstone, the influences of crack spacing, main stress difference and discharge capacity on the propagation geometry of multi-fractures are studied by using physical experiments and numerical simulations with FLAC^{3D} based on four-dimensional water jet slitting device and large-scale true triaxial hydraulic fracturing simulation system. A stress filed theoretical model of opening single and multi-fracture with water pressure and a set of indoor slotting-fracturing physical test method are established. The analysis of the characteristics of the sample splitting and the pressure curve reveals: (1) The typical fluctuation peak of the subsequent pressure curve after the initiation cracking is an obvious feature of the fracture mutual stress interference. The short spacing makes the adjacent fracture in the high induced stress zone, leading to strengthening the stress mutual interference and the degree of fracture deflection. (2) The angle and extent of the multi-fracture deflection increase greatly due to the high-volume pump increasing the internal water pressure of the fracture and short spacing, which forms the longitudinal hydraulic fracture. The middle fracture restrained nearly propagates in the direction perpendicular to the maximum principal stress and tends to stop propagating, while the extending distance between the middle fracture at both sides is longer. (3) The deflection angle declines because the induced stress is too difficult to change the original the stress field under the high stress difference. The subsequent propagation fluctuation is relatively stable, and the fracture is more likely to form a transverse hydraulic fracture parallel to the direction of the maximum principal stress. The research results can be used to optimize the design parameters of slotting multi-fracture and provide technical reference for oil and gas exploitation of sandstone reservoirs under different geological conditions and hydraulic fracturing of hard roof in coal mines to control the strong mine pressure.

Key words: horizontal well; slotted fracturing; fracture mutual stress interference; crack deflection

基金项目: 国家自然科学基金项目(51974042); 山西省科技重大专项揭榜项目(20191101015); 国家重点研发计划项目(2018YFC0808401)
收稿日期: 2019-10-31

0 引言

水平井割缝、多簇射孔压裂具有能形成复杂裂缝网络、精准预测裂缝扩展、卸压面积大等优点被广泛运用。但生产现场测井数据表明,部分甚至更多的射孔簇对产量没有贡献,使得大量钻孔失效,达不到预期效果。该问题主要是地层的原始地应力大小和方向、岩性、天然裂隙以及多段多簇压裂裂缝间存在的应力干扰所造成^[1-4]。现有研究表明,裂缝之间的应力干扰对邻近裂缝的延伸具有显著的影响^[5-9]。已张开的裂缝会严重影响邻近后续裂缝的扩展致使发生转向,即不再垂直于井筒,甚至是沿着水平井筒形成纵向缝;而在多裂缝压裂中,中间起裂的裂缝会受到邻近裂缝产生的高应力集中区域,从而导致中间裂缝延伸困难,使得难以达到裂缝延伸的效果。虽然不少学者对于裂缝水平井裂缝起裂的应力间的相互干扰做了大量的研究,但大多采用数值模拟^[3-5]和相似物理试验^[10-12]对水平井裂缝的起裂和扩展规律进行研究,鲜有采用室内试验真实割缝、射孔以及大尺寸真三轴试验进行研究,从而无法真实地模拟现场压裂。因此本文建立理论模型、采用了室内四维水射流割缝、大尺寸真三轴压裂试验和数值模拟3种手段研究了不同缝间距、最大最小主应力差、压裂排量对多裂缝扩展形态的影响,采用了裂缝形态观察,并分析其扩展形态。并用数值模拟方法对其验证。

1 裂缝应力阴影效应理论模型

1.1 单张开裂缝对后续裂缝扩展的影响应力模型

本文考虑水平井井筒方向与最小水平主应力方向一致($\sigma_v > \sigma_h > \sigma_z$),以均质、各向同性的二维平面应变模型为基础和一条已压开且内部含有净水压力裂缝为例,应力场(应力阴影区域)如图1所示。

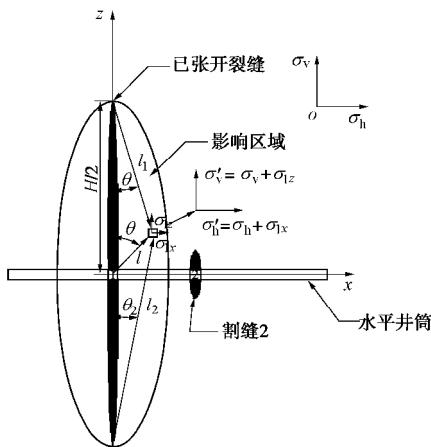


图1 单裂缝产生诱导应力场示意图

Fig. 1 Induced stress field generated by single fracture with water pressure

多裂缝(hydraulic fracturing (HF))扩展时应力干扰问题,其实质是已压裂开裂缝其内部存在水压会在邻近区域产生诱导应力场——应力阴影效应区域^[13-15],使该区域原始应力场和诱导应力场发生叠加,会在已裂开的裂缝周围发生应力的重新分布,从而使邻近裂缝在割缝扩展到应力重新分布区域可能发生转向或偏移。由于诱导应力产生在含压裂液裂缝周围,并在周围形成椭圆形的影响区域(诱导应力场)^[2],且随着与已张开裂缝的距离增大诱导应力场逐渐递减,直到应力递减为零。

$$\begin{cases} \sigma_{1x} = -p_n \left[\frac{l}{c} \left(\frac{c^2}{l_1 l_2} \right)^{\frac{3}{2}} \sin q \sin \left(\frac{3(q_1 + q_2)}{2} \right) \right] - \\ p_n \left\{ (l_1 l_2)^{\frac{1}{2}} \cos \left(q_1 - \frac{(q_1 - q_2)}{2} - 1 \right) \right\}, \\ \sigma_{1z} = n(\sigma_{1x} + \sigma_{1y}), \\ \sigma_{1y} = -p_n \left[\frac{l}{c} \left(\frac{c^2}{l_1 l_2} \right)^{\frac{3}{2}} \sin q \sin \left(\frac{3(q_1 + q_2)}{2} \right) \right] + \\ p_n \left[(l_1 l_2)^{\frac{1}{2}} \cos \left(q_1 - \frac{(q_1 - q_2)}{2} - 1 \right) \right]. \end{cases} \quad (1)$$

$$\begin{cases} \sigma'_v = \sigma_v + \sigma_{1z}, \\ \sigma'_h = \sigma_h + \sigma_{1x}. \end{cases} \quad (2)$$

式中 d_{1x} , d_{1z} 为以压开裂缝在裂缝的地层产生的2个正诱导应力分量(MPa); p_n 为裂缝内牛顿液体压力, MPa; $c=h/2$ 为裂缝的上半高度; n 为泊松比。各几何参数存在以下关系: $l=\sqrt{x^2+y^2}$, $l_1=\sqrt{x^2+(y+c)^2}$; $l_2=\sqrt{x^2+(y-c)^2}$, $q=\arctan \frac{x}{y}$, $q_1=\arctan \frac{x}{-y-c}$, $q_2=\arctan \frac{x}{c-y}$ 。

当已压开裂缝产生诱导力的大小不一致时,在裂缝周围和原始应力场叠加成为新的应力分布形式和影响的范围也会发生变化。具体可以分为以下两种情况:①当 $\sigma'_h < \sigma'_v$, 邻近裂缝扩展到诱导应力场区域,此时裂缝继续沿着最大主应力方向扩展,形成横切缝(垂直于井筒)。②当 $\sigma'_h > \sigma'_v$, 邻近裂缝扩展到诱导应力场区域会发生偏转,偏离最大主应力方向扩展,形成纵向缝(平行于井筒)。

1.2 多裂缝扩展及其相互影响应力模型

在实际工程运用中,应力干扰会带来裂缝扩展无效,延伸距离短等问题。但为了形成大面积卸压区域或构成复杂的裂隙网络,也可以在一定程度上利用多裂缝应力干扰使得裂缝发生转向沟通更多的天然裂纹和节理,因此研究多裂缝扩展的相互影响极为重要。

多裂缝扩展时应力场模型如图 2 所示。根据上述单一压开裂缝产生诱导应力模型可知, 每条单一裂缝都会在周围地层产生应力影响区域, 与单裂缝影响不同的是, 多裂缝压裂扩展时处于中间的裂缝在扩展过程中会经过邻近两条裂缝产生的高应力区, 在最大主应力方向上受到抑制, 两侧的裂缝将会受到邻近的应力干扰发生偏转。

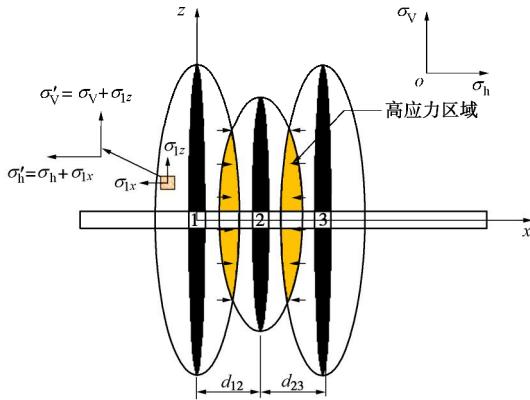


图 2 多裂缝扩展及其相互影响应力模型

Fig. 2 Multi-fracture propagation and its mutual influence stress model

为了分析诱导应力和间距的关系, 根据厚壁平面径向流理论, 假设在无限大地层中, 已压开裂缝由于含有高压水从而产生缝内静水压力, 其影响范围为以短半轴为 b , 长半轴为 a 的椭圆, 为了简化模型, 只分析在 x 轴向及水平井方向。则距离裂缝 d 处的压力分布方程及边界条件可写成

$$\left. \begin{aligned} \frac{d}{dd_x} \left(\frac{dp_w}{dd} \right) &= 0 \quad (r_w \leq d \leq b), \\ p(d=r_w) &= p_w. \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

式中, r_w 为已压开裂缝的宽度 (在 x 轴方向上), p_w 为压开裂缝内的净水压力, 可得压开裂缝附近压力分布为

$$p' = p_n - \frac{p_n}{\ln \frac{1}{r_w}} \ln \frac{d}{r_w} \quad . \quad (4)$$

为了分析压裂排量和最大应力差值的关系, 定义裂缝水平偏转程度^[15]为

$$f\left(\frac{l}{H}\right) = \frac{s_{1z} - s_{1x}}{s_v - s_h} \quad , \quad (5)$$

式中, $\frac{l}{H}$ 为无因次距离, 分别将式 (1) 中 s_{1x} , s_{1z} 的表达式代入式 (5), 得到

$$f\left(\frac{l}{H}\right) = \frac{2p_n}{s_v - s_h} \left[\left(\frac{1}{\left(\frac{2l}{H} \right)^2 + 1} - 2n + 1 \right) - 1 + 2n \right] \quad . \quad (6)$$

由式 (6) 可知, 当缝内流体净压力一定时, 水平应力反转程度不仅与缝高、距离有关, 还与主应力差有关。当无因此距离一定的时, 主应力差值越小, 压裂排量越大, 偏转程度反而越大。

2 致密砂岩割缝压裂试验系统

2.1 四维水射流割缝

四维水射流割缝平台如图 3, 主要由主机系统、控制系统、3DPIV 测试系统 3 个子系统组成, 用于水射流性能参数测试和水射流切割性能测试。能够精确控制轴向、径向的走向距离和轴向杆的转速, 并且能够控制割缝宽度、射孔直径。具有精度高、性能稳定、自动控制等优点。为了避免其他介质浓度给试验结果带来影响, 本次试验的介质选用纯水。将试件固定在水射流测试平台上, 并在操作系统上输入固定转速 (75 r/min) 和轴向进距, 通过钻机夹持住割缝器 (采用自制割缝器, 喷嘴的直径为 0.8 mm), 当钻机推进到预先设置的深度, 调整钻机的转速, 利用电动钻机带动割缝器转动对试样进行径向割缝。通过设置相同的泵压^[16] (20 MPa), 作用不同的时间 (10, 15, 20 s) 进行割缝, 割缝后将试件切开对割缝深度进行测量, 结果如下图。为了更好地使裂缝起裂, 本次试验选用压力 20 MPa, 作用时间 20 s, 割缝深度为 10 mm。

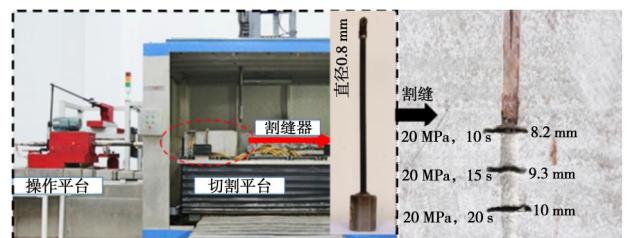


图 3 四维水射流割缝

Fig. 3 Four-dimensional water jet slitting

2.2 压裂相似物理模拟试验系统

大尺寸真三轴压裂相似物理模拟试验系统, 是由高压柱塞泵和真三轴加载机组成 (图 4 所示)。能够真实地模拟地层应力环境, 并具有以下的创新性: 大尺寸真三轴压裂模拟试验机是集应力加载系统、三轴模型系统、伺服控制系统、压裂系统、测量、检测系统、数据采集处理系统一体的多功能真三轴流固耦合试验装置, 其中 x (左右) 轴向、 y (前后) 轴向通过液压轴在中心处推动钢板加载, 最大荷载可达 3000 kN; z (上下) 方向实行柔性的水压围压最大可达到 20 MPa, 在内部设置有压力监测传感器, 能够实时记录压裂压力。

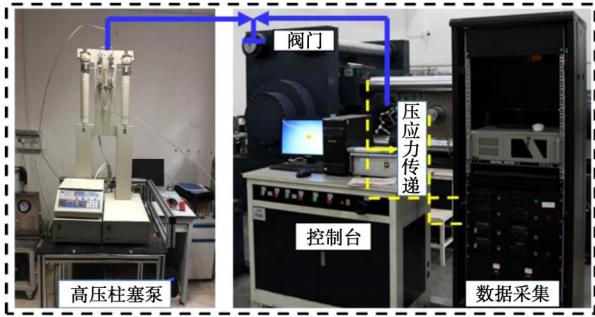


图 4 大尺寸真三轴压裂模拟试验系统

Fig. 4 Large-scale true triaxial fracturing simulation test system

2.3 试验方法和试件制备

采用四维水射流设备对试件进行等距割缝，大型真三轴物理模型模拟地应力施加三向应力，高压柱塞泵进行压裂，最后对压裂完成的试件进行剖样观察分析，对其裂缝的扩展和裂缝之间的相互影响进行研究，技术路线图如图 5 所示。

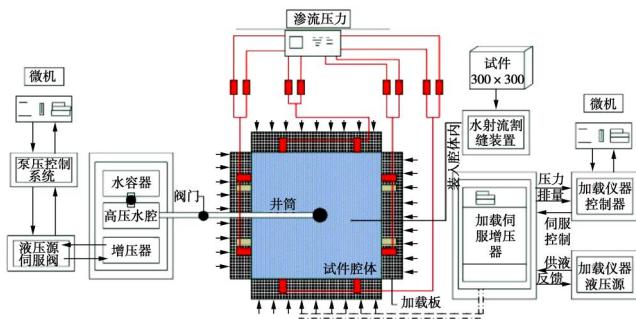


图 5 室内真三轴压裂试验技术路线

Fig. 5 Technical route of indoor true triaxial fracturing test

此次试验采用大同矿区 8212 工作面上方坚硬顶板岩层中的致密砂岩。通过单轴和三轴压缩试验测得岩石的力学参数为：抗压强度 59.3 MPa，抗拉强度 9.5 MPa，弹性模量为 21.5 GPa，泊松比为 0.17。将现场采集的致密砂岩加工为 300 mm × 300 mm × 300 mm 的试件，采用外径为 25 mm 的钻头在试件中心位置钻孔。钻孔深度根据割缝间距确定如表 1 所示。然后在此钻孔内垂直钻孔方向环向切割出 4 道缝槽，并确保 4 道缝槽等间距分布在试件中心，减小边界效应的影响。最后在试件钻孔中插入压裂管，并用环氧树脂将压裂管与试件无缝牢固粘接，再自然风干 48 h。最终制作完备的试验试件如图 6 所示。

表 1 不同割缝间距下钻孔深度

	(cm)		
裂缝间距	15	30	45
钻孔深度	172.5	195	217.5

2.4 水力压裂试验设计

为了研究不同间距 D 、主应力差 $\Delta\sigma$ 、压裂排量 R 对水平井多裂缝后续扩展、裂缝偏转的影响，利用上

述设备和制备好的试件，开展大尺寸真三轴水力压裂室内物理试验，压裂参数见表 2。

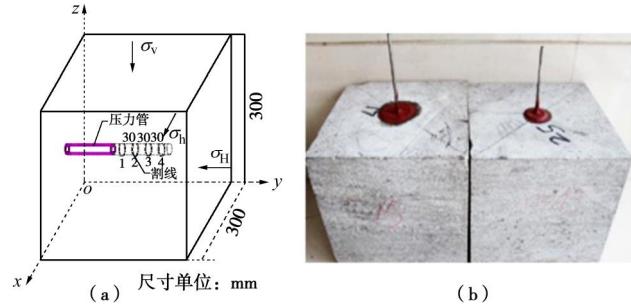


图 6 试样样品

Fig. 6 Sample of sandstone

表 2 水力压裂试验参数

Table 2 Parameters of hydraulic fracturing tests

组数	σ_V /MPa	σ_H /MPa	σ_h /MPa	缝间距 /mm	缝深/ mm	压裂排量 $(\text{mL} \cdot \text{min}^{-1})$
S-1	10	10	8	15	10	60
S-2	10	10	8	30	10	60
S-3	10	10	8	45	10	60
S-4	10	10	8	15	10	120
S-5	10	10	4	30	10	60

3 试验结果曲线特征和物理试验分析

3.1 不同间距对裂缝偏转影响

由于本次试验压裂泵采用的是 AB 交替注压，A、B 泵容量有限，导致压力曲线在起初有一段停留时间。由图 7 可知，当应力差值和排量一定时，缝间距对裂缝的起裂压力和扩展形态具有显著的影响，随着缝间距的增大，裂缝的起裂压力增大，在后续裂缝扩展中，大间距扩展时压裂曲线波动更加平稳，当裂缝间距为 15 mm 时，裂缝后续延伸的最高波动压力为 6.56 MPa；而当缝间距为 45 mm 时，压裂曲线起裂后无大的波动。这是由于当裂缝间距较小时，应力干扰增大，多裂缝在后续扩展中会发生偏转，压裂液流动的阻力因裂缝偏转而升高，从而会产生相对剧烈的波动，导致后续扩展时最高波动压力和延伸压力较高。因此水平井压裂的施工现场可以根据后续起裂波动峰值的大小判断裂缝间应力干扰的大小和裂缝的偏转。

为了更加清楚地观察到内部裂缝扩展的相互影响和扩展形态，利用切割机沿着最小主应力方向将试件剖开，如图 8 所示。

结合室内物理试验可以发现，由于边界尺寸效应的影响，部分割缝处不会起裂。从图 8 可知，当间距为 15 mm 时，裂缝 4 受到邻近缝 3 的应力干扰发生严重的转向偏移了最大主应力方向扩展延伸，接近

60°的偏转, 而随着缝4的偏转, 产生应力干扰对邻近缝#3的影响不断减小, 导致缝#3几乎没有受到诱导应力的干扰, 从而沿着最大主应力方向延伸。当缝间距增加一倍为(即)30 mm时, 4条割缝只有裂缝#2、#3、#4在割缝处起裂延伸, 处于中间位置的缝#3受到两侧裂缝的抑制作用延伸距离较短, 而它两侧的裂缝发生了偏转, 但偏转的程度较间距为15 mm的裂缝的偏转程度小, 推断出受到的应力干扰减小。割缝间距继续增大, 裂缝之间应力干扰不明显, 延伸的两条裂缝间没有明显的应力重叠区域, 裂缝各自沿着垂直于最小主应力方向扩展。和本文建立的多裂缝扩展的应力模型基本一致。

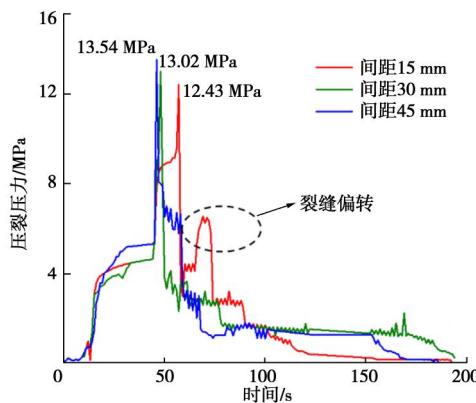


图 7 不同割缝间距水力压裂 - 时间曲线

Fig. 7 Hydraulic fracturing-time curves under different spacings

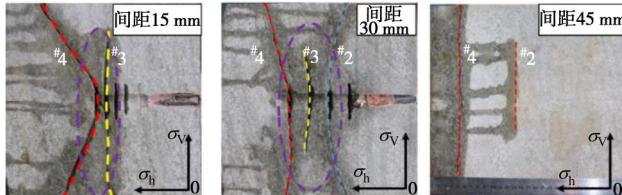


图 8 段间距对裂缝扩展形态影响

Fig. 8 Influences of different spacings on fracture propagation morphology

3.2 高应力差和大压裂排量对裂缝偏转影响

分析图9可知, 裂缝间距一定时, 大压裂排量和高应力差对裂缝起裂压力和偏转影响显著。当 $D=15\text{ mm}$, $\Delta\sigma=2\text{ MPa}$ 时, 压裂排量增大一倍, 裂缝的起裂压力减小约8%, 而裂缝在后续扩展中波动最高压力为5.43 MPa, 说明大排量对裂缝的偏转有影响。这是由于大排量会使得压开裂缝里的压裂液增多, 压力增大, 在附近周围产生的诱导应力场增大, 对附近裂缝的排斥作用增强, 导致裂缝偏转程度更大。然而从试样图可以看出, 大排量促使单条裂缝扩展, 延伸迅速, 说明大排量压裂能够减小裂缝的起裂压力和增加单裂缝扩展。

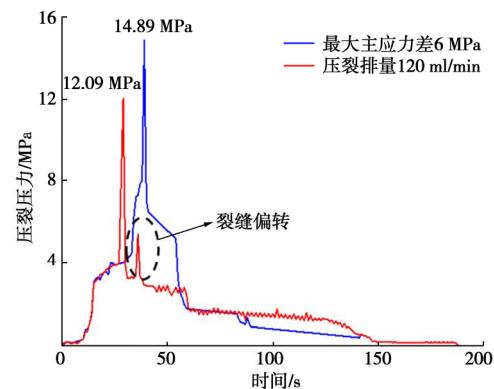


图 9 大排量和高应力差的水力压裂 - 时间曲线

Fig. 9 Hydraulic fracturing-time curves under high displacement and large stress difference

图10可知, 当间距和排量一定时, $\Delta\sigma$ 由2 MPa增加到6 MPa时, 压裂曲线后续波动明显减小。裂缝偏转的角度和程度都明显减弱。这是由于应力差增大, 导致裂缝周围诱导应力场难以改变原始主应力的大小, 裂缝偏转程度变小, 近似垂直于原始最小主应力方向扩展, 其扩展的3条裂缝沿着最大主应力方向扩展。

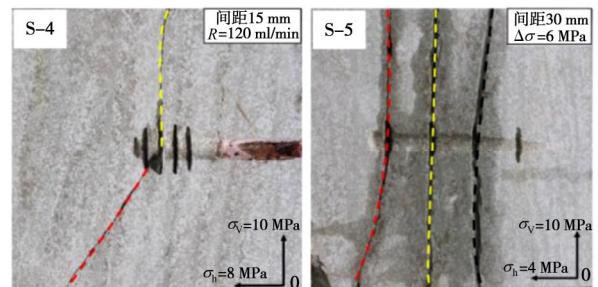


图 10 大排量和高应力差对裂缝扩展形态影响

Fig. 10 Influences of large displacement and high stress difference on fracture propagation morphology

4 数值模拟试验及结果

由于本数值模拟所需精度高, 若采用三维模型势必造成单元数目太多而致使计算时间呈指数倍增长, 故而本文采用了平面模型(见图11)。数值模拟是在FLAC^{3D}基础上开发的专门用于水力压裂计算。模型为固体流体耦合受力型^[17], 尺寸为 $0.3\text{ m} \times 0.3\text{ m}$ (长×高), 其中 x 方向均分为375份, z 方向均分为375份, 因此总计140625个单元。模型底面、左侧面均固定; 应力边界条件设置如下: 在模型右侧面施加水平最小主应力为均匀荷载, 在模型顶部施加垂直最大主应力为均匀荷载。数值模拟研究中, 严格按照室内物理试验所设置地应力、割缝、水力压裂参数。

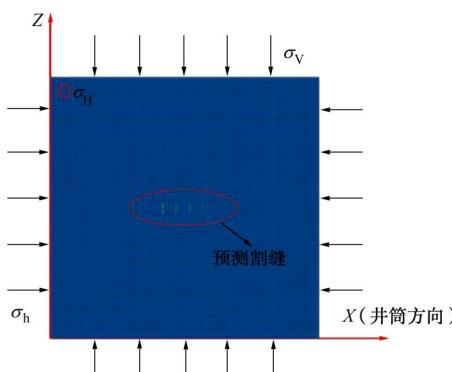


图 11 数值模拟平面模型

Fig. 11 Plane model of numerical simulation

受割缝的影响，在割缝处产生应力集中，裂缝在缝尖端起裂。在水力压裂裂缝扩展的初期，由于缝内含有的净水压较小，导致裂缝之间的干扰较弱，裂缝在沿着最大主应力方向上发育延伸。但随着缝内净水压的不断增大，两侧裂缝受到邻近缝干扰不断增大，中间缝受到两侧的抑制，致使两侧裂缝背离最大主应力方向转向新的叠加应力场。

由图 12 可知，当应力差和压裂排量一定时， $\Delta\sigma=2 \text{ MPa}$, $R=60 \text{ mL/min}$ ，缝间距对多裂缝扩展形态有显著的影响。随着缝间距的减小，裂缝偏转的角度更大，中间位置的裂缝受到抑制的作用增强，延伸不够充分。并且受裂缝间应力干扰的相互影响，新的最大应力带偏离原始最大主应力方向，随着间距减小偏离的角度增大，导致裂缝后续偏离原始最大主应力方向转向新的最大应力带。

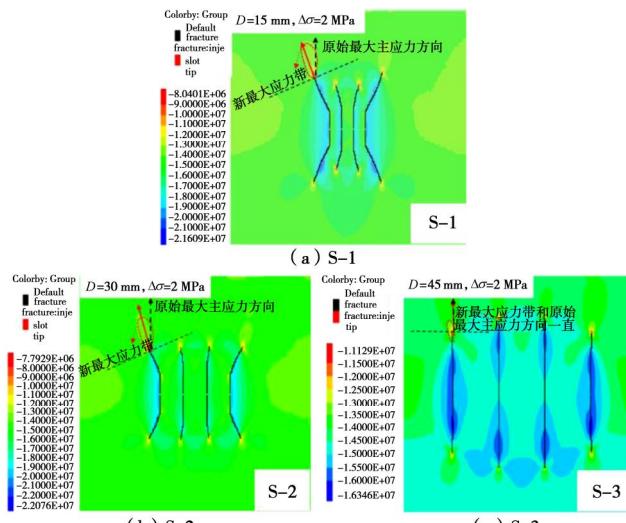


图 12 不同间距裂缝扩展形态和应力云图

Fig. 12 Fracture propagation morphology and stress cloud under different spacings

由图 13 可知，当间距和主应力差一定时，增大压裂排量导致应力干扰明显增强，在裂缝间出现了高应力集中区域，而裂缝尖端的最大应力带完全偏离了原

始最大主应力方向，两侧裂缝偏转的角度以及延伸的长度大于小排量的裂缝扩展；中间裂缝由于受到严重的抑制使得裂缝延伸趋于停止，和理论分析一致。裂缝在高主应力差的情况下难以发生偏转，当间距和排量不变时，新应力带和最大主应力方向基本一致，这是由于诱导应力难以改变原始主应力场，从而裂缝沿着原始最大主应力扩展。

综合物理试验及数值模拟结果分析可知，水平井多裂缝扩展及其相互影响受段间距、压裂排量、主应力差等多因素的影响，其中应力干扰决定因素在于间距。在水平井压裂时，可以根据不同的地质条件选择不同的压裂组合方式，以便达到高效压裂。

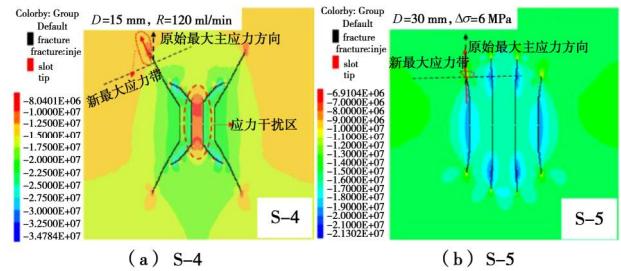


图 13 大排量和高应力差裂缝扩展形态和应力云图

Fig. 13 Fracture propagation morphology and stress cloud under large displacement and high stress difference

5 结 论

(1) 多裂缝起裂后压力曲线的典型波动峰值，是致密砂岩多裂缝相互干扰的一个明显特征；小段间距使得邻近裂缝处于诱导应力递增区域，大大增加了应力干扰程度和裂缝偏转程度。

(2) 大排量和小段间距使得裂缝内部净水压增大，多裂缝偏转角度和程度增大，更容易形成横切缝；且处在中间裂缝受到抑制，和最大主应力成 90° 方向延伸并趋于两侧裂缝最终停止扩展，而两侧裂缝延伸的距离更长；

(3) 高主应力差值不容易造成应力干扰，起裂后后续延伸波动相对平稳，诱导应力难以改变原始主应力的大小，裂缝更易形成平行于最大主应力方向的纵向缝。研究成果可用于多段割缝压裂施工参数的优化设计，从而为不同地质条件的砂岩储层油气开采和煤矿中水力压裂坚硬顶板治理强矿压提供参考。

参 考 文 献：

- [1] PALMER I D. Induced stresses due to propped hydraulic fracture in coalbed methane wells[C]// Low Permeability Reservoirs Symposium, 1993, Denyer.
- [2] KRESSE O, WENG X, GU H, et al. Numerical modeling of hydraulic fractures interaction in complex naturally fractured

- formations[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2013, **46**(3): 555 – 568.
- [3] HE Q Y, FIDELIS T S, MA T H, et al. Effect of discontinuity stress shadows on hydraulic fracture re-orientation[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 2017, **91**: 179 – 194.
- [4] ZHOU L, CHEN J C, GOU Y, et al. Numerical investigation of the time-dependent and the proppant dominated stress shadow effects in a transverse multiple fracture system and optimization[J]. Energies, 2017, **10**(1): 83.
- [5] 刘欢, 尹俊禄, 王博涛. 水平井体积压裂簇间距优化方法[J]. 天然气勘探与开发, 2017, **40**(2): 63 – 68. (LIU Huang, YI Jun-lu, WANG bo-tao. Optimization of cluster spacing in horizontal well volume fracturing[J]. Natural Gas Exploration and Development, 2017, **40**(2): 63 – 68. (in Chinese))
- [6] 那志强. 水平井压裂起裂机理及裂缝延伸模型研究[D]. 东营: 中国石油大学, 2009. (NA Zhi-Qiang. Study on the Fracture Initiation and Propagation Model for Horizontal Well Fracturing[D]. Dongying: China University of Petroleum, 2009. (in Chinese))
- [7] 尹建, 郭建春, 曾凡辉. 水平井分段压裂射孔间距优化方法[J]. 石油钻探技术, 2012, **40**(5): 67 – 71. (YI Jian, GUO Jian-chun, ZENG Fan-hui. Perforation spacing optimization for staged fracturing of horizontal well[J]. Petroleum Drilling Techniques, 2012, **40**(5): 67 – 71. (in Chinese))
- [8] 杨兆中, 易良平, 李小刚, 等. 致密储层水平井段内多簇压裂多裂缝扩展研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2018, **37**(增刊2): 3870 – 3878. (YANG Zhao-zhong, YI Liang-ping, LI Xiao-gang, et al. Study on multiple-fracture extension within a stage in horizontal well of tight reservoir[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2018, **37**(S2): 3870 – 3878. (in Chinese))
- [9] 赵金洲, 陈曦宇, 刘长宇, 等. 水平井分段多簇压裂缝间干扰影响分析[J]. 天然气地球科学, 2015, **26**(3): 533 – 538. (ZHAO Jin-zhou, CHEN Xi-yu, LIU Chang-yu, et al. The analysis of crack interaction in multi-stage horizontal fracturing[J]. Natural Gas Geoscience, 2015, **26**(3): 533 – 538. (in Chinese))
- [10] 李勇明, 陈曦宇, 赵金洲, 等. 水平井分段多簇压裂缝间干扰研究[J]. 西南石油大学学报(自然科学版), 2016, **38**(1): 76 – 83. (LI Yong-ming, CHEN Xi-yu, ZHAO Jin-zhou, et al. The effects of crack interaction in multi-stage horizontal fracturing[J]. Journal of Southwest Petroleum University (Science & Technology Edition), 2016, **38**(1): 76 – 83. (in Chinese))
- [11] 张帆, 马耕, 冯丹, 等. 大尺寸真三轴煤岩水力压裂模拟试验与裂缝扩展分析[J]. 岩土力学, 2019, **40**(5): 1890 – 1897. (ZHANG Fan, MA Geng, FENG Dan, et al. Analysis of hydraulic fracture propagation in coal rock by large-scale truetriaxial hydraulic fracturing simulation experiment[J]. Geotechnical Mechanic, 2019, **40**(5): 1890 – 1897. (in Chinese))
- [12] 侯振坤, 杨春和, 王磊, 等. 大尺寸真三轴页岩水平井水力压裂物理模拟试验与裂缝延伸规律分析[J]. 岩土力学, 2016, **37**(2): 407 – 414. (HOU Zhen-kun, YANG Chun-he, WANG Lei, et al. Hydraulic fracture propagation of shale horizontal well by large-scale true triaxial physical simulation test[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, **37**(2): 407 – 414. (in Chinese))
- [13] 曾凡辉, 郭建春, 刘恒, 等. 致密砂岩气藏水平井分段压裂优化设计与应用[J]. 石油学报, 2013, **34**(5): 959 – 968. (ZENG Fan-hui, GUO Jian-chun, LIU Heng, et al. Optimization design and application of horizontal well staged fracturing in tight gas reservoirs[J]. Acta Petrolei Sinica, 2013, **34**(5): 959 – 968. (in Chinese))
- [14] 周彤, 张士诚, 陈铭, 等. 水平井多簇压裂裂缝的竞争扩展与控制[J]. 中国科学: 技术科学, 2019, **49**(4): 469 – 478. (ZHOU Tong, ZHANG Si-cheng, CHEN Ming, et al. Competitive propagation of multi-fractures and their control on multi-clustered fracturing of horizontal wells[J]. Science China Technology Siccence, 2019, **49**(4): 469 – 478. (in Chinese))
- [15] 刘乃震, 张兆鹏, 邹雨时, 等. 致密砂岩水平井多段压裂裂缝扩展规律[J]. 石油勘探与开发, 2018, **45**(6): 1059 – 1068. (LIU Nai-zheng, ZHANG Zhao-peng, ZHOU Yu-shi, et al. Experimental study of the propagation law of hydraulic fractures during multi-staged horizontal well fracturing in a tight reservoir[J]. Petroleum Exploration and Development, 2018, **45**(6): 1059 – 1068. (in Chinese))
- [16] CHEN Y G, LU Y Y, GE Z L, et al. Experimental study on crack propagation control and mechanism analysis of directional hydraulic fracturing[J]. Fuel, 2018(218): 316 – 324.
- [17] ZHOU L, SU X, LU Y, et al. A new three-dimensional numerical model based on the equivalent continuum method to simulate hydraulic fracture propagation in an underground coal mine[J]. Rock Mechanics & Rock Engineering, 2018, **52**: 2871 – 2887.

DOI: 10.11779/CJGE202008022

基于电机双轴加载的中小型隧道物理模拟试验系统 研制与应用

李元海^{1, 2}, 刘德柱², 杨硕¹

(1. 中国矿业大学深部岩土力学与地下工程国家重点实验室 江苏 徐州 221116; 2. 中国矿业大学力学与土木工程学院, 江苏 徐州 221116)

摘要: 为研究深部隧道围岩变形破裂过程及演化机理问题, 并针对当前隧道工程试验系统中存在的关键问题, 研制了一套结构紧凑、模型尺寸适中、稳压效果良好的双轴电机加载物理模拟试验系统。该系统由框架式反力架、伺服电机加载及控制系统、自行研制的数字照相变形量测系统和开挖辅助装置等部分组成, 不仅可以用于中小型隧道物理模拟试验, 还可完成普通相似材料的标准或非标准试件的单轴与双轴压缩试验研究等。最后给出类岩石材料单、双轴压缩试验及复合地层相似材料围岩变形破裂试验的应用实例, 部分试验结果与类似研究成果基本一致, 表明本套试验系统能够满足隧道围岩稳定性等问题研究的需要, 同时, 试验结果可为相关问题研究提供参考。

关键词: 隧道; 双轴加载; 相似模拟; 模型试验; 数字照相量测

中图分类号: TU457 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)08-1556-08

作者简介: 李元海(1969—), 男, 博士, 教授, 主要从事岩土工程数字照相量测技术与应用以及地下工程安全分析与稳定性控制机理等方面的研究工作。E-mail: lyh@cumt.edu.cn。

Development and application of physical simulation test system for small and medium-sized tunnels based on biaxial motor loading

LI Yuan-hai^{1, 2}, LIU De-zhu², YANG Shuo¹

(1. State Key Laboratory for Geomechanics & Deep Underground Engineering, Xuzhou 221116, China; 2. School of Mechanics & Civil Engineering, China University of Mining and Technology, Xuzhou 221116, China)

Abstract: To study the failure process of deformation and evolution mechanism of the surrounding rock in deep tunnels, as well as to solve the key problems of the current tunneling test system, a new motor biaxial loading system with compact structure, moderate size and stabilized loading is developed for simulating physical tunnels. The system consists mainly of a frame-type reaction frame, a servo-controlled motor testing system, a self-developed digital photographic deformation measurement system and auxiliary devices for excavation. It can be used for the physical simulation tests on small and medium-sized tunnels and the uniaxial and biaxial compression tests on standard or non-standard specimens made of the common similar materials. Finally, the uniaxial and biaxial compression tests on the rock-like specimens and the simulation experiments to study the deformation evolution of the surrounding rock in mixed strata are performed to verify the feasibility of the test system. Partial experimental results are basically consistent with those of the similar studies, which indicates that the proposed test system meets the needs of studying the stability of the surrounding rock and other issues. Furthermore, the results may also provide reference for the related researches.

Key words: tunnel; biaxial loading; similar simulation; model test; digital photogrammetry

0 引言

地下硐室是岩石力学与工程研究中最重要、最复杂的领域之一^[1], 其中, 深部隧道围岩变形破裂过程与演化机理的研究更是领域内的热点问题, 对围岩稳定性控制有着重要意义。研制一套尺寸适中、双轴加载的隧道物理模拟试验系统, 可为研究深部硐室工程围岩变形过程与演化机理问题提供一个重要的试验研

究平台。

由于岩土工程的复杂性及不确定性, 相似模型试验是相关问题研究的重要手段之一^[2-4]。针对不同研究内容的相似模型试验, 其对应的试验系统也不尽相同。

基金项目: 国家重点基础研究发展计划(“973”计划)项目(2016CB46905); 国家自然科学基金项目(51174197)

收稿日期: 2019-10-31

近些年, 国内外许多专家、学者对隧(巷)道物理模拟试验系统进行了研制、开发及应用并取得了丰富的成果, 但仍然存在一些不足之处, 如在加载控制方面, 液压加载控制方式虽然加载强度大, 稳压时间长, 但其属于刚性加载, 管路复杂、占据空间大且机械震动明显; 再如在模型尺寸方面, 大尺寸及超大尺寸模型能较大幅度地减小边界效应影响且能够较真实地反映工程地质条件, 但其研究、设计和制作周期长、费用高、利用率偏低。在中、小型隧道工程物理模拟试验系统中^[5], 山东大学研制的高地应力真三维加载模型试验系统^[6]采用双缸回油卸压方式, 可实现模型加、卸载试验, 能自动进行试验模型的独立、同步真三维加载, 模型尺寸为 $600\text{ mm} \times 600\text{ mm} \times 600\text{ mm}$, 可最大加载 2000 kN, 其试验结果有效揭示了深部巷道围岩分区破裂的形成条件和破坏规律, 但油压加载系统控制精确度较低且难免出现回油、漏油等问题, 类似的还有国立首尔大学研制的平面应变隧道试验系统^[7], 其外观尺寸为 $1500\text{ mm} \times 1500\text{ mm} \times 200\text{ mm}$, 模型尺寸可根据研究需要进行改变, 其采用液压加载控制方式可实现双轴加载; 北京交通大学研制的隧道施工模拟平面应变模型试验系统^[8], 由试验台架、加载系统、围岩压力监测系统、DSCM 监测系统组成, 其中加载系统有气囊和油压千斤顶两套加载系统可供选用, 模型尺寸为 $1000\text{ mm} \times 300\text{ mm} \times 1620\text{ mm}$, 但它只能在模型上端部进行加载, 不能更好地模拟深部隧道地应力情况; 伊朗大不里士大学研制的隧道模型离心试验系统^[9], 采用液压千斤顶对隧道垂直正断层方向施加位移, 对尺寸为 $700\text{ mm} \times 500\text{ mm} \times 400\text{ mm}$ 的隧道模型变形破坏机理进行了研究分析, 但该装置结构复杂、费用及功耗较高, 且油压千斤顶加载影响系统的平稳性及正确性。

针对试验系统中液压加载方式存在的不足问题, 笔者此前研制了一套电机加载的小型隧道物理模拟试验系统^[10], 主要由主机框架、全数字测量控制系统、轮辐式负荷传感器、伺服电机及驱动器加载系统、电动缸-丝杠-减速器传动系统、光栅尺等组成, 最大轴向加载为 100 kN, 模型尺寸为 $400\text{ mm} \times 350\text{ mm} \times 150\text{ mm}$, 可采用透明岩体相似材料与数字照相量测技术对模型内部变形进行量测, 但该试验系统为单轴加载, 且加载强度偏低, 本文研制的试验机是在该机基础上进行的优化升级, 其加载维数由原来的单轴型升级为双轴型并可模拟深部隧(巷)道水平应力大于垂直应力的原岩应力场, 最大加载由原来的 100 kN 升级为 300 kN, 试验模型的尺寸范围较之前更大。

基于试验加载控制方式与模型尺寸及其精确加载和利用效率等方面的综合考虑, 本文研制了基于电机双轴加载的中小型隧道物理模拟试验系统, 可对较大

埋深范围的隧(巷)道变形破裂演变及其机理问题进行模型试验研究。

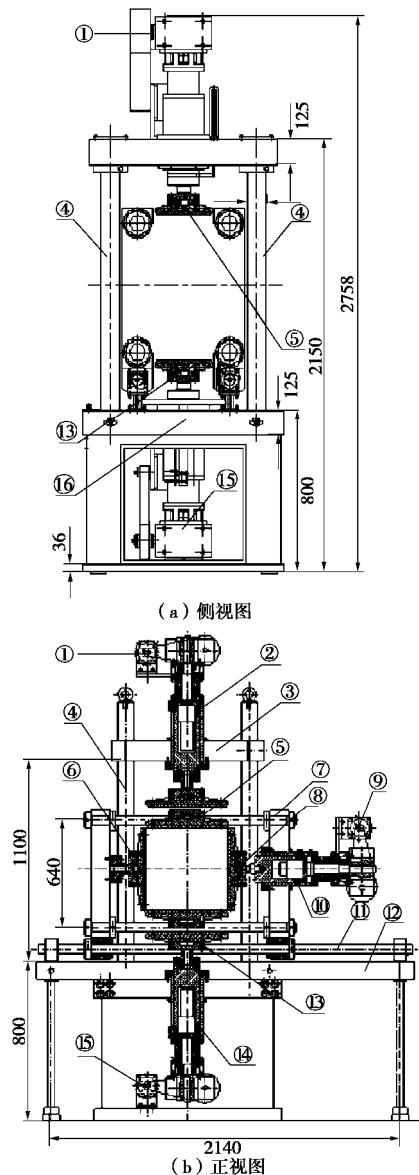
1 试验机系统设计与研制

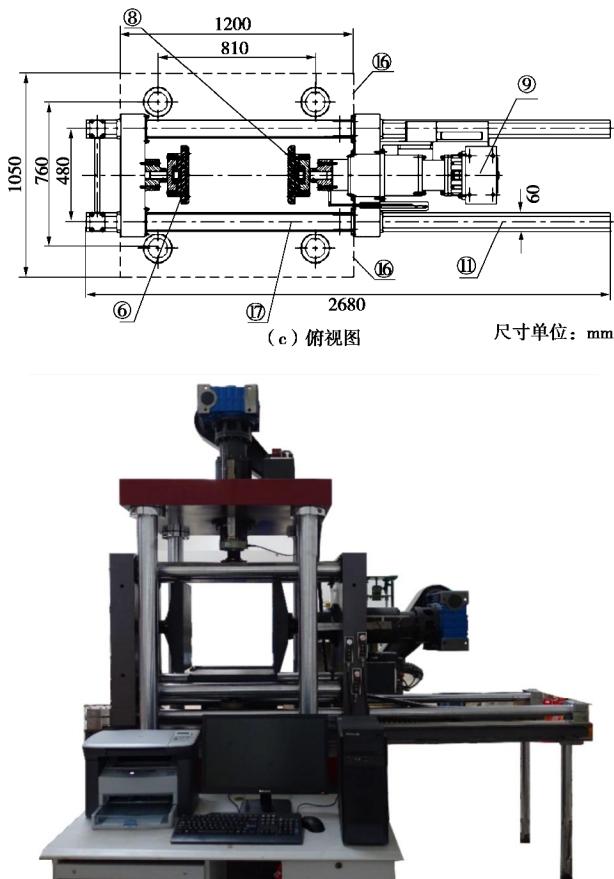
1.1 结构框架

图 1 为试验系统结构设计与实物图。

试验系统结构框架主要由垂直向双加载系统与水平向自适应调中单加载系统组成。

垂直向双加载系统由工作平台、四立柱、上横梁、两套机电式活塞加载器构成。机电式活塞加载器安装在工作台和上横梁中央, 机电式活塞加载器由交流伺服电机、同步带传动系统、蜗轮蜗杆减速机、直径为 $\Phi 80\text{ mm}$ 的滚珠丝杠副、内镶自润滑轴承的导向缸、电动式直线加载活塞(配有限位开关)、传感器和压板组件组成。其中, 本试验系统配有的压板有两种结构形式, 一种是定位紧固型, 用于定位和平行压缩, 另一种是内镶自润滑关节轴承的自动调心型, 用于压板面与模型紧密接触使应力均匀分布。





(d) 实物图

注: ①-上伺服电机; ②-上电动加载缸; ③-上横梁; ④-立柱;
⑤-上加载板; ⑥-水平被动加载板; ⑦-四杠式水平加载框架;
⑧-水平主动加载板; ⑨-水平伺服电机; ⑩-水平电动加载缸;
⑪-水平导轨; ⑫-水平支撑框架; ⑬-下加载板; ⑭-下电动加载缸;
⑮-下伺服电机; ⑯-工作平台; ⑰-光杠

图 1 试验系统结构设计及实物图

Fig. 1 Diagram and photo of testing system

水平向自适应调中单向加载系统是由四杠式水平加载框架、水平导轨及水平支撑框架构成。其中四杠式水平加载框架两侧承载板用 4 根光杠联接而成, 左、右两侧承载板分别固定有水平被动加载板和水平主动加载板。四杠式水平加载框架可沿水平导轨自由移动, 也可用卡环定位在水平导轨预定位置, 根据试验需求, 四杠式水平加载框架可通过水平导轨推出主机中心, 以增加试验空间。

1.2 工作原理

试验加载系统采用伺服电机作为动力源, 垂直方向上、下各有一支加载缸, 水平方向采用一支加载缸。通过减速机构—丝杠传动—载荷施加压板在垂直、水平两方向同时对模型进行加载。水平向自适应调中单向加载系统在加载过程中, 当水平主动加载板向模型中心方向(向左)靠近并接触模型后, 模型予以水平主动加载板反作用力并带动四杠式水平加载框架移动, 使水平被动加载板向模型中心方向(向右)靠近并接触模型后, 产生同主动加载板大小相等但方向相反的作用力, 以保证模型几何中心基本不发生变化,

从而满足对称加载的试验要求。垂直向双加载系统及水平向自适应调中单向加载系统可分别控制, 也可协调控制。加载框架采用模块化结构, 水平向自适应调中单向加载系统可方便移出主加载空间, 试验系统可根据试验需求进行单轴或双轴加载。

1.3 系统特色及技术指标

该试验系统主要有以下 5 方面的特色:

(1) 加载结构: 具有 3 个主动加载点, 垂直方向上、下各一点, 水平方向单侧一点, 其加载几何中心的偏移量通过四杠式水平加载框架来保证, 可进行单轴、双轴加载试验且切换操作方便。

(2) 加载方式: 采用伺服电机加载, 可实现按力和位移两种控制方式的单轴单、双向及双轴加载功能。

(3) 框架结构: 主机框架采用四立柱竖直加载框架与四杠式水平加载框架, 结构紧凑且加载空间可视范围大, 方便数字照相变形观测。

(4) 平衡系统: 水平向自适应调中单向加载系统独立于垂直向双加载系统, 水平向仅需采用一个电动加载缸即可实现在模型几何中心基本保持不变的情况下满足对称加载的试验需求。

(5) 试验模型: 模型尺寸长×高×宽最大为 600 mm×600 mm×400 mm, 除了能完成尺寸相对较大的相似模型试验研究外, 还能与其他小部件配合实现小尺寸类岩石材料的标准或非标准试件的单轴与双轴压缩等试验。

系统主要技术指标如下:

(1) 垂直方向试验力为 2×300 (300 kN/活塞), 水平方向试验力为 300 (300 kN/活塞), 加载力值精度为 $\pm 1\%$ 。

(2) 速度调节范围 $0.005 \sim 100$ mm/min (无级调速), 匀试验力速率控制误差为 $\pm 0.5\%$, 速度示值相对误差为 $\pm 0.5\%$ 。

(3) 单个加载点工作行程: $0 \sim 100$ mm, 加载点位移分辨率为 0.001 mm, 位移示值相对误差为 $\pm 0.5\%$ 。

(4) 连续稳压试验时间为 ≥ 480 h, 稳压精度为 $\pm 1\%$ 。

(5) 试样几何中心变动量 ≤ 0.5 mm。

2 隧道试验模拟方法

2.1 模型制作

针对相似模型试验和试件试验, 笔者设计了一套隧道模型箱和试件制作模具。

(1) 相似模型

既有研究表明, 以河沙为骨料和石蜡为胶结剂的混合物较其它相似模拟材料具有良好的塑性, 更加适

合模拟隧道围岩变形特征, 且具有试验周期短、材料力学性能稳定和材料可复用等优点^[11]。因此, 本文在相似模型试验中采用不同配比的砂和石蜡混合物来模拟实际工程中的软、硬围岩。

试验模型箱采用“外围钢框架+有机玻璃板”结构, 如图 2 所示, 其中外围钢框架由 8 根直径为 $\Phi 20$ mm 螺杆、4 块 20 mm 厚的切割钢板和固定底座构成, 玻璃板材质为有机玻璃, 分别在模型箱外围钢框架底部、前、后、左、右各布置一块玻璃板组成“开口玻璃箱”。钢框架后板及后部玻璃板分别开有一直径为 $\Phi 150$ mm、 $\Phi 80$ mm 的圆孔, 用以隧道开挖工作, 在进行开挖工作之前, 用“十字架”封孔铁盘将圆孔封住, 框架前板留有相应视窗, 用以数字照相观测。

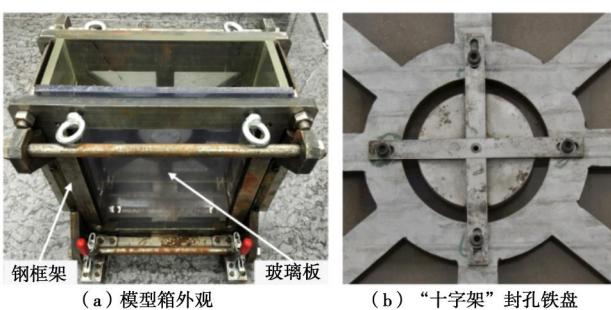


图 2 模型箱实物图

Fig. 2 Photos of model box

模型采用分层多次浇筑碾压成型的方法, 制作过程包括材料称重混合、加热搅拌、摊铺碾压、埋设传感器等。模型制作完成后, 放置 1~2 d 完全冷却后, 方可继续开展加载、开挖等试验操作。

(2) 试件模型

石膏是岩土工程物理模型试验制作的常用材料之一, 石膏作为类岩石材料具有力学性能稳定、模型制作方便、表面光滑便于制斑与照相观测等优点。所以, 本文的类岩石试件采用石膏制作。

试件制作模具由底座、四周侧板以及直径为 $\Phi 40$ mm 圆柱体等附件组成, 模具内边尺寸长 \times 高 \times 宽为 150 mm \times 150 mm \times 45 mm, 其中底座与侧板采用质量较轻、强度较大的 10 mm 厚铝合金板加工而成。试件模型的制作包括材料称重、混合搅拌、浇筑振捣、脱模养护和表面喷漆制斑等过程。试件模具见图 3 所示。

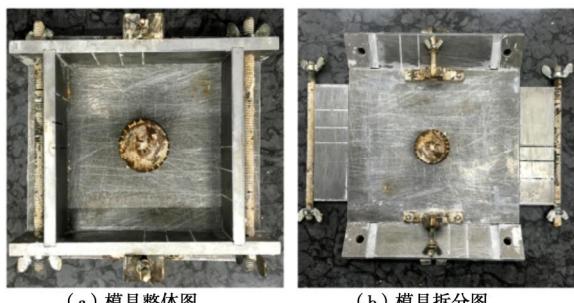


图 3 试件模具图

Fig. 3 Mold of specimen

2.2 加载方法

隧道相似模型试验通常有先加载后开挖和先开挖后加载两种加载方式, 两种加载方式的边界条件和加载路径不同, 自然会对试验结果有不同的影响。为了更贴近实际工程中深部隧道围岩应力演化过程, 本试验采用先加载后开挖的加载方式, 即先通过伺服电机控制系统控制模型边界加载, 按力控制加载方式将垂直向与水平向荷载加载至设计值, 保载一定时间待围岩内部应力传递调整完成后, 采用位移控制加载方式对隧道模型顶端进行加载, 直至隧道围岩失稳破坏。

2.3 开挖装置

隧道模型开挖采用自行研制的隧道掘进机模拟试验装置, 包括动力装置、空心钻杆、刀盘和螺旋叶片等。其中掘进机由电机驱动, 并通过减速开关调节掘进速度。空心钻杆长度可根据试验要求进行调节, 空心钻杆前端固定有直径为 $\Phi 75$ mm 的刀盘, 刀盘后部的空心钻杆沿轴向延伸固定有螺旋叶片, 其中输出轴、镂空钻杆、空心钻杆和刀盘在同一轴线上, 隧道掘进机装置及开挖过程见图 4。待加载至设计荷载, 保载一定时间后, 拆下“十字架”封孔铁盘, 隧道全断面一次完成开挖。



图 4 隧道掘进装置及开挖示意图

Fig. 4 Tunnel-boring machine and schematic of excavation

2.4 量测方法

数字照相量测作为非接触和全场精细变形量测的先进技术, 在岩土材料变形演变的过程观测和定性定量分析方面具有突出的优越性。

数字照相量测系统由图像采集设备、照明装置和图像分析程序组成。本文试验采用笔者自行研制的数字照相变形量测软件系统, 包括图像分析程序 PhotoInfor 和结果后处理程序 PostViewer 两部分^[12]。实践证明, 采用有效像素为 1020 万像素的数码相机在一般岩土模型试验中, 数字照相量测能够识别 0.02 mm 以下的微小位移^[13], 其量测精度完全满足常规岩土工程相似模型试验的精度要求。

3 应用实例

3.1 相似模型试验

为研究深部复合地层无支护条件下隧道围岩变形破裂规律, 同时检验试验机的基本功能, 进行了一组隧道相似模型试验。根据相似理论, 取几何相似比 $C_L=86$, 设计模型尺寸长×高×宽为 400 mm×400 mm×120 mm, 隧道开挖直径为 $\Phi 75$ mm。根据模型强度的相似要求, 选用质量配比为 100:3 和 100:7 的砂和石蜡混合物分别模拟泥岩(软岩)和砂岩(硬岩), 相似材料的岩石力学参数见表 1。相似模型试验地层模型如图 5 所示。

表 1 岩石力学参数

Table 1 Mechanical parameters of rock

岩石类型	抗压强度 S_c /MPa	抗拉强度 S_t /MPa	弹性模量 E /GPa	泊松比 ν	密度 ρ /kg·m ⁻³
软岩	0.20	0.05	0.19	0.29	1452
硬岩	0.58	0.09	0.51	0.26	1529

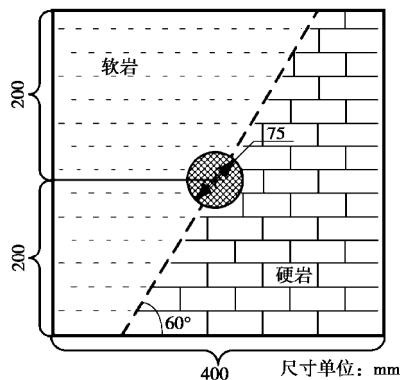
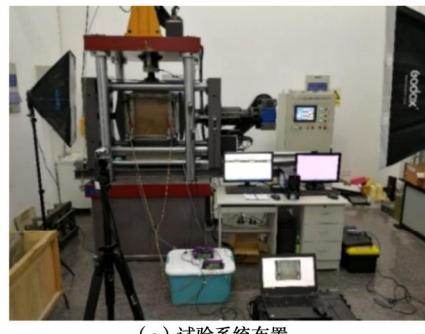


图 5 相似模型试验地层模型图

Fig. 5 Formation combination of simulation experiments

模型采用分层浇筑碾压成型的方法, 隧道开挖采用前文所述隧道掘进装置, 先以 10 N/s 速率将垂直向与水平向荷载同时加至设计地应力 0.17 MPa(对应实际地应力 20.0 MPa), 保载 2 h 后, 保持水平荷载不变, 然后上加载板以 0.1 mm/min 的加载速度向下加载, 直至模型破坏。围岩表面位移量测采用数字照相量测技术, 图像采集选用德国 Basler AG 公司生产的工业相机, 图像分辨率为 1220 万像素。试验系统布置及加载历时曲线如图 6 所示。

限于篇幅, 这里仅给出隧道开挖后上部荷载加至 0.80 MPa 及围岩发生破裂时的围岩图像和分析结果, 见表 2。在竖向荷载为 0.80 MPa 情况下, 围岩位移矢量及位移云图沿软、硬岩分界面(虚线)切分为有明显区别的两部分, 软岩部分位移矢量整体表现向下位



(a) 试验系统布置

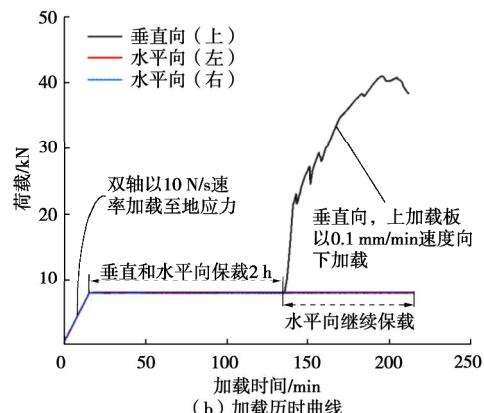


图 6 模型试验系统布置及加载历时曲线图

Fig. 6 Layout of similar model test system and characteristic curves of loading curves

移趋势, 而硬岩部分位移矢量在压应力的作用下, 整体表现向右下方位移趋势, 如表 2 中空心箭头标示, 且软岩部分较硬岩部分位移变化更为明显。

如表 2 所示, 为了更加形象地表述, 用虚线框将围岩发生破裂时的图像分为 3 部分, 第 1 部分围岩沿左侧拱腰斜向上 38.4° 近似直线及软、硬岩分界面有向隧道内滑动的趋势; 第 2 部分围岩整体表现向下位移趋势; 第 3 部分围岩在压力的作用下整体表现为向右下位移趋势, 但其右上角 3-1 部分位移变化更为明显, 分析原因可能是随着竖向荷载的增大, 垂直于软、硬岩接触面向下的压应力分量也随之增大, 当 3-1 下边界处围岩应力超过其围岩屈服强度时, 产生裂缝, 致使 3-1 部分围岩成为独立部分, 位移变化更明显。

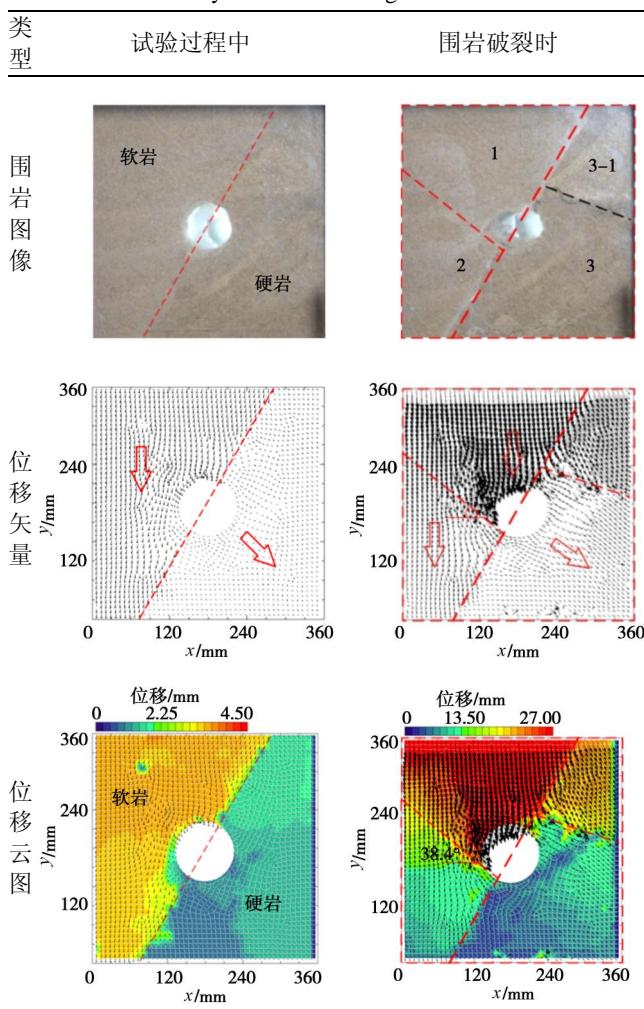
3.2 试件模型试验

本试验采用初凝时间约为 6 min, 细度约为 1500 目的高强石膏, 选用水膏比为 0.5:1 的配比, 通过基本力学试验, 获得的模型材料的基本力学参数见表 3。

试件为含 $\Phi 40$ mm 圆孔的 150 mm×150 mm×45 mm 方形板状。单轴压缩试验采用位移控制双向协调加载方式, 即试验机上、下加载板均以 0.05 mm/min 的速度对试件进行加载; 双轴压缩试验中, 先以 10 N/s 速率将垂直向与水平向荷载同时加至 3.0 MPa, 保持

表2 复合地层围岩破坏及分析

Table 2 Analysis of surrounding rock in mix strata



水平荷载不变, 竖向上、下加载板以 0.1 mm/min 的相对速度协调加载, 直至试件破坏。单双轴试验加载历时曲线如图 7 所示。

表3 模型材料基本力学参数

Table 4 Basic mechanical parameters of model materials

抗压强度 σ_c/MPa	弹性模量 E/GPa	泊松比 ν	黏聚力 c/MPa	内摩擦角 $j/(^\circ)$
7.82	2.16	0.12	2.40	18.4

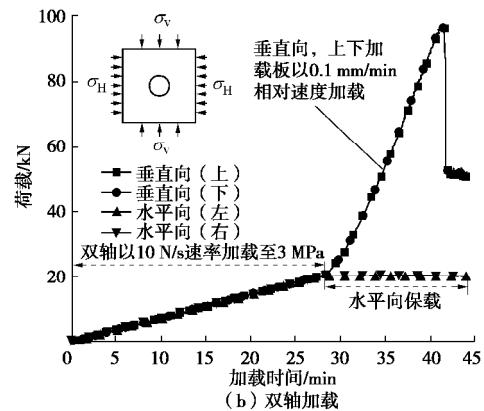
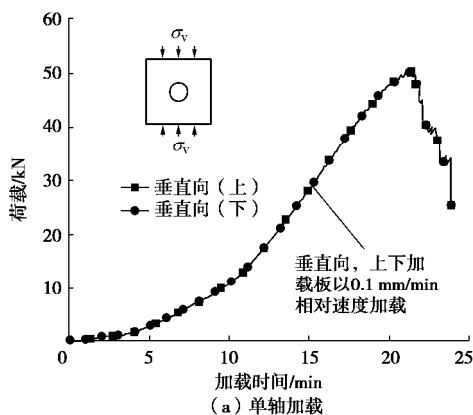


图7 单双轴试验加载历时曲线

Fig. 7 Stress-time curves of uniaxial and biaxial compression tests

(1) 单轴压缩破坏特点

位移矢量图能很好地反映试件在压缩过程中的变形特点, 图 8 为单轴压缩条件下试件破坏模式与位移矢量图, 图 8 (b) 中箭头表示试件表面位移方向, 箭头长短表示位移量的大小。为了更加清晰地反映位移大小, 对位移矢量的大小进行了同比例放大, 并在图中绘制了宏观裂纹两侧的位移趋势, 用空心箭头表示, 并用实心箭头分别表示沿裂纹垂向和切向的位移分量。

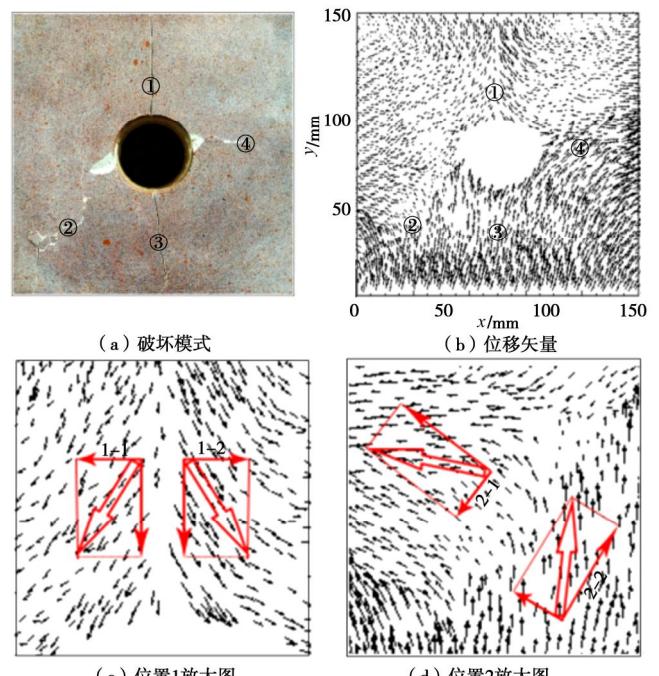


Fig. 8 Failure modes of uniaxial compression and diagram of displacement vector
(c) 位置1放大图
(d) 位置2放大图

图8 单轴压缩试件破坏模式与位移矢量图

Fig. 8 Failure modes of uniaxial compression and diagram of displacement vector

如图 8 (c) 所示, 孔洞上部区域在向下位移过程中, 裂缝①两侧位移矢量沿裂缝垂向的分量 1-1 和 1-2, 在拉应力的作用下相互背离, 当拉应力大于该处的抗拉强度的时候, 产生拉伸裂纹。如图 8 (d) 所示, 裂缝②两侧位移矢量沿裂缝切向的分量 2-1 和 2-2, 在

剪应力的作用下有相反位移趋势, 当剪应力超过该处的抗剪强度时, 产生剪切裂纹。裂缝③与裂缝①, 裂缝④与裂缝②产生原因接近一致, 在此不作赘述。如图 8(a) 所示, 试件宏观裂缝与位移矢量图裂缝位置一一对应。

(2) 双轴压缩破坏特点

在双向荷载作用下, 如图 9(b) 所示, 圆形孔洞上下区域有向靠近孔洞方向位移趋势, 左右区域向背离孔洞方向发生位移。在该侧压条件下, 双轴压缩破坏模式同单轴压缩破坏模式具有类似性, 但和单轴压缩破裂模式相比, 由于侧压的作用, 限制了孔洞上下部分拉伸裂纹的出现及发展, 同时又减小了试件的水平向变形, 试件整体表现为类 X 型(图 9(a))剪切破坏。

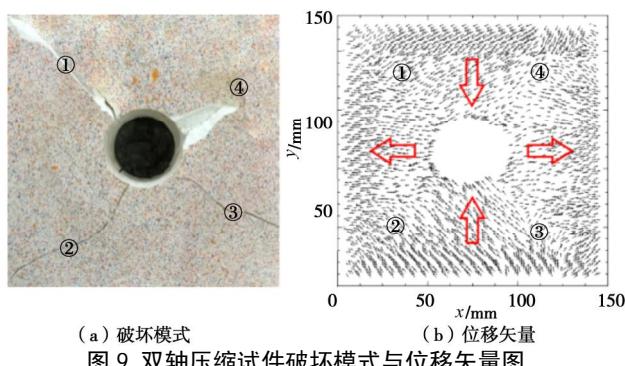


Fig. 9 Failure modes of biaxial compression and diagram of displacement vector

含孔洞类岩石单、双轴压缩下的试件破坏模式同相关学者所做的含圆孔岩石单、双轴压缩 PFC 颗粒流模拟研究的结果^[14]具有部分一致性, 其对比如表 4 所示。

表 4 本文试件破坏模式与既有研究对比

Table 4 Comparison of sample failure modes with previous studies

试验	PFC 模拟结果 ^[14]	本文试验结果
单轴压缩		
双轴压缩		

由表 4 可看出, 本文双轴压缩试验试件破坏呈类 X 型剪切破坏模式同既有 PFC 颗粒流模拟的结果总体

规律表现一致, 单轴压缩试验试件破坏模式未呈现较好的对称性, 裂缝位置及其扩展范围同 PFC 颗粒流模拟的结果有所差异, 可能是本文试件不均匀性且孔洞直径较大所致。

4 结 论

(1)自行研制了中小型电机双轴加载隧道相似模拟试验系统, 其由加载试验机核心系统及其配套的隧道模型箱、开挖掘进和数字照相变形量测等辅助装置与测试系统组成。

(2)加载试验机采用稳压效果较好且易于精确控制的伺服电机作为动力源, 共有 3 个可独立工作的主动加载点, 可实现单轴单、双向及双轴加载功能, 能较好地模拟深部地下工程复杂的受力环境。

(3)试验系统为结构紧凑、占地空间小的框架式结构, 由相互独立、互不影响的垂直向双加载系统和水平向自适应调中单加载系统组成。水平向可实现在模型几何中心基本不发生改变的情况下精确对称加载。

(4)试验系统应用范围较为灵活, 既可满足尺寸相对较大、不同埋深的隧道相似模型试验要求, 又可进行尺寸相对较小的类岩石材料试件的单、双轴压缩试验研究。

(5)初步试验应用与对比分析表明, 利用本套试验系统获得的部分试验结果与相关研究成果基本一致, 表明本试验系统具有可靠性, 可为研究隧道围岩变形破裂过程及演化机理等问题提供有效的试验平台支持。

参 考 文 献:

- [1] 李术才, 刘钦, 李利平, 等. 隧道施工过程大比尺模型试验系统的研制及应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, 30(7): 1368 - 1374. (LI Shu-cai, LIU Qin, LI Li-ping, et al. Development of large-scale geomechanical model test system for tunnel construction and its application[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, 30(7): 1368 - 1374. (in Chinese))
- [2] 沈泰. 地质力学模型试验技术的进展[J]. 长江科学院院报, 2001, 18(5): 32 - 36. (SHEN Tai. Development of geomechanic model experiment techniques[J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 2001, 18(5): 32 - 36. (in Chinese))
- [3] 陈安敏, 顾金才, 沈俊, 等. 岩土工程多功能模拟试验装置的研制及应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(3): 372 - 378. (CHEN An-min, GU Jin-cai, SHEN Jun, et al.

- Development and application of multifunctional apparatus for geotechnical engineering model tests[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, **23**(3): 372 – 378. (in Chinese))
- [4] 王汉鹏, 李术才, 郑学芬, 等. 地质力学模型试验新技术研究进展及工程应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, **28**(增刊1): 2765 – 2771. (WANG Han-peng, LI Shu-cai, ZHENG Xue-fen, et al. Geo-mechanical model test new technology research development and its engineering application[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, **28**(S1): 2765 – 2771. (in Chinese))
- [5] 李元海, 杜建明, 刘毅. 隧道工程物理模拟试验技术现状与趋势分析[J]. 隧道建设(中英文), 2018, **38**(1): 11 – 21. (LI Yuan-hai, DU Jian-ming, LIU Yi. The present situation and development trend of physical simulation experiment technology about tunnel engineering[J]. Tunnel Construction, 2018, **38**(1): 11 – 21. (in Chinese))
- [6] 张强勇, 陈旭光, 林波, 等. 高地应力真三维加载模型试验系统的研制及其应用[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(10): 1588 – 1593. (ZHANG Qiang-yong, CHEN Guang-xu, LIN Bo, et al. Development and application of high-geostress true 3D loading geomechanics model test system[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(10): 1588 – 1593. (in Chinese))
- [7] SEOKWON J, JONGWOO K, YOUNGHO S, et al. Effect of a fault and weak plane on the stability of a tunnel in rock a scaled model test and numerical analysis[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2004, **41**(3): 1 – 6.
- [8] 李英杰, 张顶立, 宋义敏, 等. 软弱破碎深埋隧道围岩渐进性破坏试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, **31**(6): 1138 – 1147. (LI Ying-jie, ZHANG Ding-li, SONG Yi-min, et al. Experimental research of progressive damage of surrounding rock for soft fractured deep tunnel[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, **31**(6): 1138 – 1147. (in Chinese))
- [9] KIANI M, AKHLAGHI T, GHALANDARZADEH A. Experimental modeling of segmental shallow tunnels in alluvial affected by normal faults[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2016, **51**: 108 – 119.
- [10] 李元海, 林志斌. 透明岩体相似物理模拟试验新方法研究[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(11): 2030 – 2039. (LI Yuan-hai, LIN Zhi-bin. Innovative experimental method based on development of transparent rock mass materials for physical tests[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(11): 2030 – 2039. (in Chinese))
- [11] LI Y H, TANG X J, YANG S, et al. Evolution of the broken rock zone in the mixed ground tunnel based on the DSCM[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2019, **84**: 248 – 258.
- [12] 李元海, 靖洪文, 曾庆友. 岩土工程数字照相量测软件系统开发与应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, **25**(增刊2): 3859 – 3866. (LI Yuan-hai, JING Hong-wen, ZENG Qing-you. Development and application of digital photogrammetry software package for geotechnical engineering[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, **25**(S2): 3859 – 3866. (in Chinese))
- [13] 张乾兵, 朱维申, 孙林锋, 等. 数字照相量测在大型洞群模型试验中的应用研究[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(3): 447 – 452. (ZHANG Qian-bing, ZHU Wei-shen, SUN Lin-feng, et al. Application of digital photogrammetric techniques in 3D model tests on large caverns[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(3): 447 – 452. (in Chinese))
- [14] 黎崇金, 李夕兵, 李地元. 含孔洞大理石岩破坏特性的颗粒流分析[J]. 工程科学学报, 2017, **39**(12): 1791 – 1801. (LI Chong-jin, LI Xi-bing, LI Di-yuan. Particle flow analysis of fracture characteristics of marble with a single hole[J]. Journal of Engineering Science, 2017, **39**(12): 1791 – 1801. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202008023

大型贯穿层间错动带尺寸效应研究

张春生¹, 沈俊良^{1, 2}, 褚卫江^{1, 2}, 刘 宁^{1, 2}, 石安池¹

(1. 中国电建集团华东勘测设计研究院有限公司, 浙江 杭州 310014; 2. 浙江中科依泰斯卡岩石工程研发有限公司, 浙江 杭州 310014)

摘要: 白鹤滩水电站坝址区层间错动带具有规模宏大、贯穿性强、地质条件复杂等特点, 对地下洞群稳定具有显著影响, 由于层间错动带规模巨大, 常规现场试验无法考虑波长起伏带来的影响, 需引入尺寸效应分析。针对层间错动带力学参数取值开展了系统性研究工作, 结合现场试验获取力学强度参数, 通过引入数字近景摄影测量技术结合颗粒流数值方法对层间错动带进行尺寸效应分析。研究揭示了层间错动带的力学参数随粗糙度系数 JRC、软弱充填厚度、尺寸效应变化的相应映射规律。在工程运用中, 结合前期层间错动带研究成果, 对白鹤滩尾调室穹顶进行形体优化, 该实践方法可为其他工程提供相应参考。

关键词: 层间错动带; 白鹤滩; 粗糙度系数; 现场试验; 尺寸效应; 颗粒法

中图分类号: TU45 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)08-1564-07

作者简介: 张春生(1964—), 男, 硕士, 教授级高级工程师, 主要从事水电站设计和岩石力学方面的研究工作。E-mail: zhang_cs@ecidi.com。

Size effects of large penetrable bedding fault zone

ZHANG Chun-sheng¹, SHEN Jun-liang^{1, 2}, CHU Wei-jiang^{1, 2}, LIU Ning^{1, 2}, SHI An-chi¹

(1. PowerChina Huadong Engineering Corporation Limited, Hangzhou 310014, China; 2. HydroChina-Itasca R&D Center, Hangzhou 310014, China)

Abstract: The bedding fault zone in the dam site of Baihetan Hydropower Station is characterized by large scale, strong penetrability and complex geological conditions, which can control the underground caverns. Due to the large scale, the effects of wavelength fluctuation of the bedding fault zone cannot be considered accurately by normal field tests, and the size effect analysis needs to be introduced. A systematic study on the mechanical parameters of the bedding fault zone is carried out. Combining with the mechanical strength parameters obtained by the field tests, and the size effects of the bedding fault zone are analyzed by introducing the digital close-range photogrammetry technology and the particle flow numerical method. The mapping laws of the mechanical parameters of the bedding fault zone with joint roughness coefficient, soft filling thickness and size effects are revealed. In the engineering application, taking the advantages of the research results of bedding fault zone, the dome shape of tailrace surge chamber of Baihetan Hydropower Station is optimized. The method can provide a reference for other projects.

Key words: bedding fault zone; Baihetan; roughness coefficient; in-situ test; size effect; particle flow

0 引言

软弱层带是在构造作用下形成的较周围岩体显著软弱的断裂构造。其厚度可以是几厘米到几十厘米, 延伸长度几十米到几公里不等。由于软弱层带的存在, 使得岩体易沿其发生滑动, 从而导致岩体的大规模破坏, 危及工程建设。因此工程建设过程中, 对软弱层带的研究就显得十分重要。国内外已有不少专家学者对层间错动带分布规律、渗透特征及力学性质等进行了深入的研究, 并编制了一些技术文件用于指导工程应用^[1-2]。自然界中的软弱层带的起伏程度和粗糙程度可以明显地影响节理的变形和强度特征^[3-4], 而且, 它

们的影响方式和程度还与受力状态密切相关^[5]。同时, 含水率对层间错动带也有较大的影响^[6-7], 以及伴随有组合体结构效应、弱胶结效应等^[8-9]。在剪切试验方面, 蒋宇静讨论了不同边界条件剪切作用下岩石节理力学性能与分形维数变化的关系^[10], 巴顿在大量剪切试验的基础上提出 JRC-JCS 模型^[14]。层间错动带的尺寸效应也是经典难题之一, 通过试验方式来研究尺寸效应是最直接最有效的方式之一^[11-15]。然而, 对于类似白

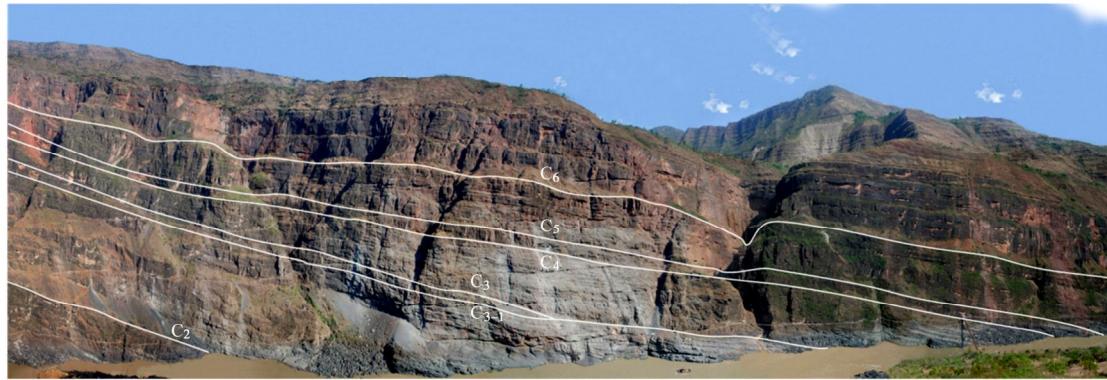


图 1 白鹤滩右岸层间错动带分布概况

Fig. 1 Distribution of bedding fault zone in Baihetan Hydropower Station

鹤滩工程的长大层间错动带, 起伏波长 3~4 m, 起伏高度 15~20 cm, 目前无法开展大尺寸的剪切试验, 且原位试验设备复杂、成本昂贵、耗时费力, 存在一定的局限性。随着计算机技术的发展, 应用数值方法进行尺寸效应的研究应属当下最为可行的方案。

本文研究成果以世界规模最大的金沙江白鹤滩水电站地下洞室群工程为背景, 这些广泛分布的软弱层间错动带问题是制约地下洞室群的关键技术问题。针对层间错动带力学参数的取值开展了系统性的研究工作。基于大规模现场和室内试验, 获取层间错动带的力学参数, 同时引入数字近景摄影测量技术获取层间错动带面壁起伏特征, 结合颗粒流法, 克服了传统经验方法确定层间错动带力学参数时, 无法定量考虑层间错动带粗糙度、软弱充填物厚度和尺寸效应的影响, 建立了模拟层间错动带剪切试验模型, 获得了粗糙度、软弱充填厚度、尺寸效应的变化导致层间错动带力学参数变化的规律。工程中, 层间错动带研究成果用于⑦号尾水调压室的穹顶体形优化。

1 白鹤滩层间错动带概况

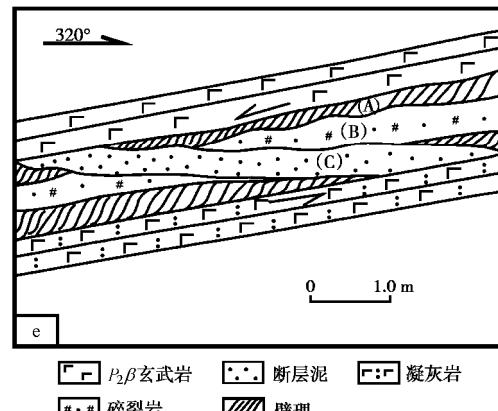
1.1 工程背景

白鹤滩坝区中的许多结构面具有程度不同的起伏特征, 根据结构面的规模、性状特征及工程地质意义, 参考有关规范, 将结构面划分为四级, 其中Ⅱ、Ⅲ级又分别划分为两个亚级。其中最典型为层间错动带为Ⅱ₁级(图1)。层间错动带(以“C”表示)是在坝区峨眉山组玄武岩岩流层之间发育的缓倾角构造错动带, 自第二岩流层到第十一岩流层共发育 11 条。其形成为玄武岩岩流层顶部较为软弱的凝灰岩在构造改造过程中发生破碎的凝灰质破碎夹层。由于凝灰质成分对水的敏感性, 在地下水的作用下易于软化甚至泥化, 其空间展布与岩流层产状近于一致。

层间错动带常分布于每个岩流层的中下部致密玄武岩内, 主要走向北东, 倾向南东, 少量为北西走向,

倾角在 10° ~30°。自预可研勘察以来, 经地质测绘、平洞、钻孔揭露, 层间错动带有 11 条, 层内错动带有 170 条。各级错动带均表现为多期活动特征。

早期错动即在燕山期与区域性近南北向褶皱同期形成, 显示上盘向上的反向滑动, 晚期为上盘向下的正向滑动。在早期区域褶皱过程中, 当上覆微晶玄武岩与下伏凝灰岩发生剪切时, 最先产生了错动带上下边缘的劈理化带(图2中A处), 指示了错动带早期反向滑移运动; 继之产生的是错动带中间的碎裂构造带(图2中B处); 最后产生的是斜向贯通错动带顶、底界面发育, 反映晚期正向滑移运动的断层泥砾或含砾碎粉岩带(图2中C处)。层间错动带的产状平缓, 是边坡、坝肩抗力体及地下洞室围岩稳定的控制性结构面^[16], 对层间错动带力学特性的研究具有重要意义。

图 2 层间错动带构造岩发育特征示意图^[17]Fig. 2 Development characteristics of structural mineral rock in bedding fault zone^[17]

1.2 物理力学试验

对坝区各勘探点及露头的错动带进行了详细的调查、取样和分析工作, 对主要的缓倾角错动带进行室内及现场的多种方法测试。白鹤滩坝区共进行现场试验有抗剪试验 34 组、蠕变试验 1 组、变形试验水平铅直各 9 组, 渗透试验 2 组。室内试验有颗粒分析 697 组, 直剪试验 223 组, 物理性质试验 273 组, 渗透试

验 156 组等。现场剪切试验过程遵循《工程岩体试验方法标准》^[19]。

根据室内颗粒分析试验成果统计, 坡区层间错动带以岩屑夹泥型最多(如 C2、C4), 其次是岩块岩屑型和泥夹岩屑型。根据刚性承压板变形试验统计结果看, 无充填型错动带的变形模量相对较高, 为 4.14 GPa, 岩块岩屑型、岩屑夹泥型及泥夹岩屑型错动带变形模量较低, 分别为 0.24, 0.14, 0.08 GPa。常规抗剪试验由于每块试件接触面的凸凹情况不同, 导致抗剪试验曲线略有差异, 为了降低数据离散性对反演分析的影响, 选择接触面起伏不大、且抗剪试验曲线理想的试件作为研究对象, 以试验屈服强度平均值作为标准值, 从统计结果看, II₁ 级和 III₁ 级错动带总体上均表现出随性状变好参数提高的趋势, 同类型 II₁ 级和 III₁ 级错动带抗剪强度较接近。由于该强度参数是基于现场剪切试验的成果, 是国内规范常用的结构面参数取值方法, 但该方法的现场试验尺寸是 0.5 m×0.5 m, 对于白鹤滩规模巨大的层间错动带, 无法考虑其整体波长起伏带来的影响, 因此, 需结合数值方法进一步对层间错动带的强度参数进行尺寸效应研究。

2 层间错动带面壁特征统计

手工测量是岩体结构面信息采集较为传统的方法, 本文利用数字近景摄影测量技术对层间错动带进行有效信息提取。基于空间射影理论的直接线性变换算法, 利用数字化的三维照片, 便可以获得结构面的位置、产状、长度和空间分布。通过演绎共线条件方程式, 建立像点坐标系与相应空间坐标之间直接的线性关系, 方程如下:

$$\left. \begin{array}{l} x - x_0 + \Delta x + f \frac{a_1(X - X_s) + b_1(Y - Y_s) + c_1(Z - Z_s)}{a_3(X - X_s) + b_3(Y - Y_s) + c_3(Z - Z_s)} = 0, \\ y - y_0 + \Delta y + f \frac{a_2(X - X_s) + b_2(Y - Y_s) + c_2(Z - Z_s)}{a_3(X - X_s) + b_3(Y - Y_s) + c_3(Z - Z_s)} = 0, \end{array} \right\} \quad (1)$$

式中 Δx , Δy 为像点坐标纠正值; $a_i, b_i, c_i (i=1, 2, 3)$

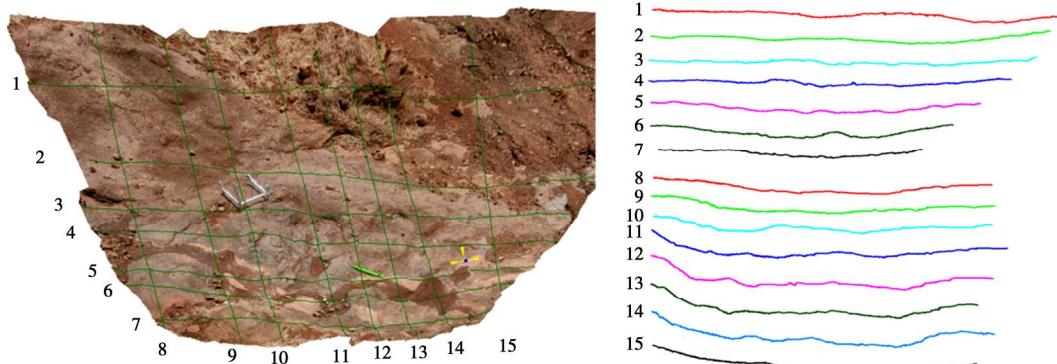


图 3 层间错动带 C4 典型露头区摄影取样 (24 mm 镜头成像)

Fig. 3 Photographic sampling of typical outcrop area A2 in bedding fault zone C4

为像空间坐标系相对此空间坐标系的方向余弦; X , Y , Z 为目标点空间坐标; X_s , Y_s , Z_s 为摄站点的空间坐标。

由共线方程可得到待定点的误差方程式:

$$V = [A : B] \begin{bmatrix} t \\ X \end{bmatrix} - L \quad . \quad (2)$$

用矩阵表示的某一像点的误差方程为

$$\begin{bmatrix} V_1 \\ V_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_1 & 0 & B_1 \\ 0 & A_2 & B_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} t_1 \\ t_2 \\ X \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} l_1 \\ l_2 \end{bmatrix} \quad . \quad (3)$$

某一像对上的同名点的误差方程为

$$V_1 = \begin{bmatrix} v_{x1} & v_{y1} \end{bmatrix}^T, \quad (4)$$

式中, x , y 为以像主点为原点的像点坐标, X , Y , Z 为相应的地面点坐标, f 为像片主距, X_s , Y_s , Z_s , f , w , k 为外方位元素。通过绝对控制点或者相对控制点代入共线方程式(通常包括 12 个数据), 求出像片的外方位元素和所求点的坐标。通过三维网格将这些像点串联起来, 形成三维数据化地形模型(即 DTM 模型), 便可以通过解译提取选区内所需要的相关数据。

2.1 面壁三维信息整体解决方案

通过对现场的多次查勘, 由于 C4 延伸范围较大, 选择了典型特征露头区域(图 3), 开展三维数码拍摄工作。为获得较好的解译精度, 现场对所选区域内部的水进行处理和杂草进行了铲除, 同时架设了一个约 2 m 高的台架进行拍摄工作, 每个区域同时布置 3 个站点, 成果选取匹配度较好的两站进行模型生成并解译。

工作所选区域生成的模型精度(即均方差)较高, 达到毫米级, 可以用于结构面起伏度的测量工作。根据各区域内包体分布情况, 考虑剖面分布尽量通过最多的包体顶点, 剖面还分别从两个不同方向进行切割, 保证能够量测到各区域内最大起伏高度值, 量测时均在三维模型空间下操作, 为此, 实际量测的长度和高度均为实际值。

2.2 面壁起伏特征统计

综合典型露头区域测量统计结果, 区域包体间起伏波长主要分布在 2.0~3.0 m(图 4), 起伏波长应用时可取其平均值 2.5 m; 区域包体间起伏高度应用时可考虑选取 10~25 cm(图 5)3 个统计分段平均值的加权平均值, 即 17.05 cm, 而全部起伏高度平均值为 17.54 cm, 分段平均值的加权平均值可作为可靠的统计应用结果。

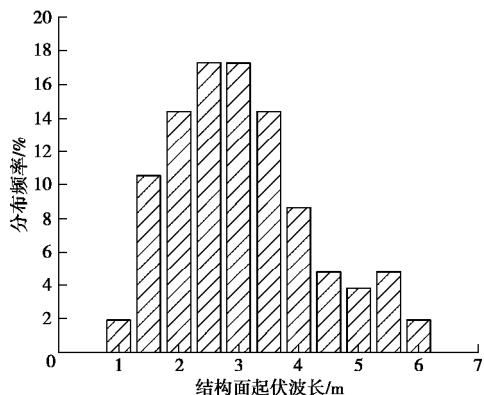


图 4 C4 统计区结构面起伏波长分布统计

Fig. 4 Statistics of fluctuation wavelength distribution of structural plane in C4

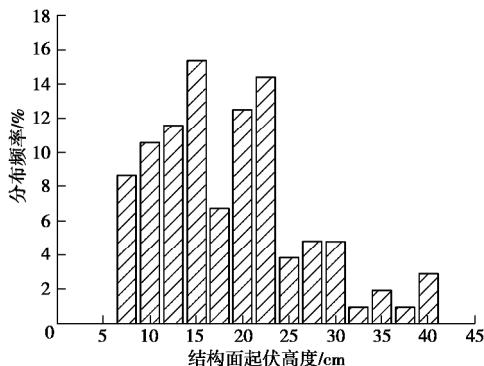


图 5 C4 统计区结构面起伏高度分布统计

Fig. 5 Statistics of undulation height distribution of structural plane in C4

3 基于 PFC 层间错动带数值试验

无论是试验方法还是经验方法, 均难以定量获得层间错动带力学性质随着考察尺寸增大的变化特征, 本节采用数值方法针对层间错动带开展数值试验研究。根据现场试验所获得的层间错动带充填物的岩体力学参数, 采用颗粒流方法根据现场数码照相技术获得的层间错动带面壁起伏特征开展层间错动带中粗糙度、软弱充填物厚度、及尺寸因素对错动带力学参数的定量影响。

3.1 相关影响因素敏感性分析

本节在参考 Cundall^[20]研究方法与成果的基础上,

采用 CPM 模型进行岩石结构面剪切力学行为的颗粒流数值模拟研究^[21]。模型介质重现岩土材料的宏观力学响应不容易, 其中的 PFC 细观参数标定过程需要进行一系列与室内试验或现场条件类似的模型试验, 并将模型试件的宏观力学响应与室内试验或原位测试结果进行对比, 通过试错法反复矫正^[22], 直到模型介质的宏观力学响应满足要求为止, 该标定工作不在本文赘述。粗糙度敏感性分析以层间错动带反演分析为基础, 分别考虑 4 组不同的粗糙度系数 (JRC), 即 $JRC=2\sim 4, 8\sim 10, 10\sim 12, 18\sim 20$, 以此来研究不同粗糙度系数对 C4 层间错动带强度参数的影响。针对不同的粗糙度需要单独建立相应的模型, 以实施剪切试验。图 6 是不同粗糙度系数所对应的层间错动带参数统计, 综合计算结果可以发现, 即便层间错动带的充填厚度达到 20 cm, 粗糙度仍然对力学参数具有一定的影响, 从定性角度: ①层间错动带摩擦角随着粗糙度系数的增大而呈现增大趋势; ②层间错动带黏聚力随着粗糙度系数的增大而呈现减小趋势。针对 C4 的数码照相成果可以知道, 层间错动带的粗糙度一般在 8~12 变化, 因此可以认为对于 C4 这一类泥夹岩屑型的层间错带动带, 粗糙度的变化可以导致摩擦角发生 27% 左右的变化, 黏聚力发生 11% 左右的变化。

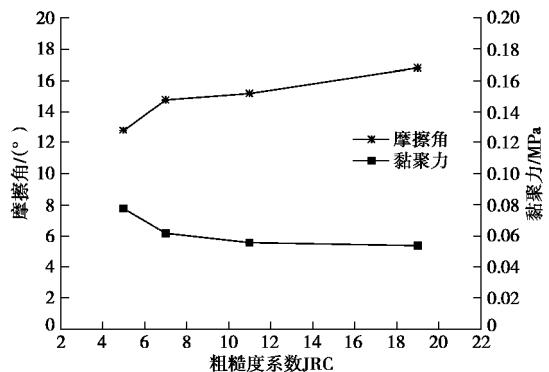


图 6 不同粗糙度系数的层间错动带强度参数影响

Fig. 6 Influences of strength parameters in bedding fault zone with different roughness coefficients

针对层间错动带充填厚度, 分别对 10, 15, 20 cm 的厚度开展数值分析工作, 3 种不同粗糙度条件下, 针对 $JRC=8\sim 10, 10\sim 12, 18\sim 20$ 这 3 种粗糙度情形, 开展法向压力为 0.6, 0.9, 1.2, 1.5 MPa 条件下的直剪试验。所对应的充填厚敏感性分析的计算模型图 7 所示。

表 1 为不同粗糙度系数及不同充填厚度所对应的层间错动带参数统计, 当错动带物质的软弱充填厚度超过 10 cm 后, 随着充填厚度的增大, 摩擦角普遍呈降低趋势, 而黏聚力变化不大。以结构面粗糙度系数 $JRC=10\sim 12$ 的数值试验结果为例, 当层间错动带结

构面厚度分别取 10, 15, 20 cm 时, 层间错动带结构面摩擦角分别为 20.32° , 18.34° , 15.21° , 而层间错动带结构面黏聚力分别为 0.051, 0.052, 0.056 MPa。对于 C4 这种泥夹岩屑型的层间错动带来说, 随着厚度的增加, 摩擦系数迅速降低, 而黏聚力逐渐上升, 但黏聚力的影响甚微。

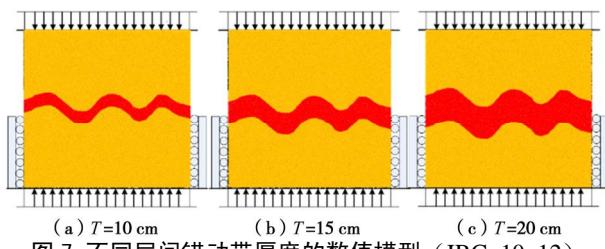


图 7 不同层间错动带厚度的数值模型 (JRC=10~12)

Fig. 7 Numerical model for thickness of different bedding fault zone (JRC=10~12)

表 1 不同充填物厚度强度参数值计算结果

Table 1 Calculated results of strength parameters in numerical tests with different filling thicknesses

粗糙度系数	层间错动带厚度/cm	摩擦角/(°)	黏聚力/MPa
8~10	10	19.29	0.054
	15	17.74	0.060
	20	14.80	0.062
10~12	10	20.32	0.051
	15	18.34	0.052
	20	15.21	0.056
18~20	10	22.08	0.050
	15	20.42	0.052
	20	16.84	0.054

3.2 层间错动带尺寸效应研究

同样, 对于尺寸效应对力学参数的影响研究, 根据三维数码照相的成果, 采用离散元颗粒流法生成不同尺寸直剪试验试样, 试样尺寸涵盖 $0.5\text{ m} \times 0.5\text{ m}$, $1.0\text{ m} \times 1.0\text{ m}$, $2.0\text{ m} \times 2.0\text{ m}$, $4.0\text{ m} \times 4.0\text{ m}$, $8.0\text{ m} \times 8.0\text{ m}$ 这 5 组不同尺度, 在相同粗糙度系数 JRC 和相同软弱充填厚度的前提下, 模拟不同法向压力条件下的剪切试验, 法向压力包括 4 个等级, 即 0.6, 0.9, 1.2, 1.5 MPa, 如图 8 所示。

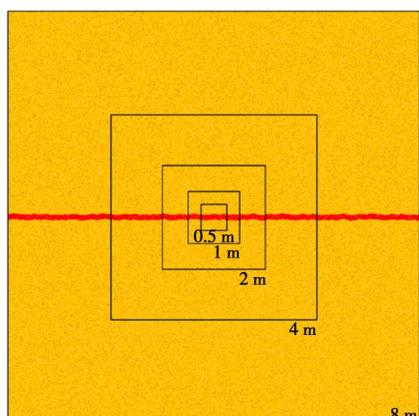


图 8 不同几何尺寸的错动带抗剪数值试验模型

Fig. 8 Numerical shear test models with different geometrical sizes

总体上, 随着试验尺寸的增大, 黏聚力和摩擦角呈降低趋势, 并趋于平稳。当层间错动带的试验尺寸在 2 m 以内时, 黏聚力和摩擦角的变化比较明显, 当层间错动带的试验尺寸达到 4 m 时, 黏聚力和摩擦角趋于稳定, 可以认为泥夹岩屑型层间错动带代表 REV 尺寸为 4 m; 引入考虑尺寸效应后, 当试验尺寸由 0.5 m 增大至 8 m 时, 摩擦角由 14.88° 降低为 12.56° , 降低幅度 15.6%; 黏聚力由 0.062 MPa 降低至 0.030 MPa, 降低幅度 51.6%, 相关拟合公式分别如图 9, 10 所示。

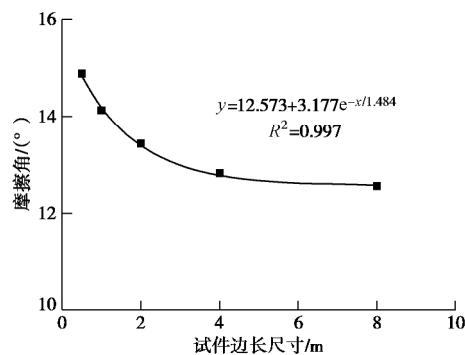


图 9 不同试件尺寸与摩擦角影响

Fig. 9 Influences of friction angle with different specimen sizes

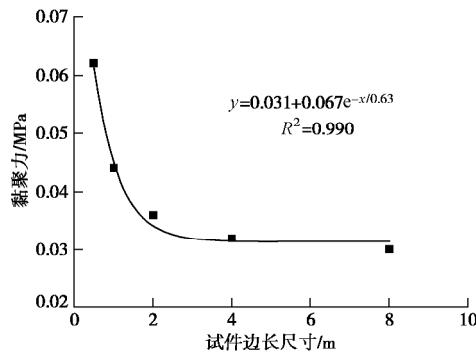


图 10 不同试件尺寸与黏聚力影响

Fig. 10 Influences of cohesion with different specimen sizes

4 层间错动带研究成果应用

白鹤滩坝址区及地下洞室群共发育 11 条大规模的层间错动带, 作为主体工程的坝基边坡、地下厂房都不同程度受到层间错动带的影响, 对于地下厂房洞室群而言, 可以说层间错动带制约着厂房围岩稳定和破坏。尾水调压室穹顶开挖体形变化对枢纽布置、开挖工程量、水力条件等影响甚小, 不同体形的尾水调压室穹顶施工方案无本质区别, 因此围岩稳定条件是局部体形选择最为关键的控制性因素。推荐采用圆筒形方案, 其穹顶具备“双向”成拱的特征, 可以显著改善长廊形尾调室顶拱受力条件和边墙变形状态。

在白鹤滩特定的地应力场和岩体结构条件下, 圆筒形尾调穹顶围岩仍然受到高应力和不利构造(如层

表 2 ⑦号尾水调压室不同体形开挖响应特征汇总表

Table 2 Summary of excavation response characteristics of No. 7 tailrace surge chamber with different dome shapes

定量指标	部位	圆弧形	半圆形	椭圆形
最大变形量级/mm	C4 上盘	穹顶位移	16~18	13~15
		E/W 侧翼	14~21	13~22
		N/S 侧翼	25~30	16~28
		E/W 侧翼	40~83	40~75
	C4 下盘	N/S 侧翼	33~76	34~121
		穹顶应力集中	34.1	36.4
		E/W 侧翼松弛	18.7	15.7
		N/S 侧翼松弛	15.8	12.6
S_1 /MPa	C4 下盘	C4 下盘拉应力	+0.17	+0.19
S_3 /MPa	C4 下盘	塑性区深度/m	5.6	6.2
		C4 下盘		9.2

间带和柱状节理等)的作用, 加之尾调室本身规模宏大(开挖跨度达 50 m), 所以, 尾调室穹顶稳定仍然是白鹤滩地下工程建设面临的挑战之一。通过尾调室体形方案比选后, 针对层间错动带 C4 斜切⑦号尾调室穹顶侧翼部位, 其穹顶稳定性受层间错动带 C4 影响非常之大, 需调整合适的形状来满足工程安全开挖的需求。图 11 为⑦号尾调室 3 种顶拱优化比选。从应力分布来看, 半圆形、椭圆形穹顶应力集中程度基本相当, 相比圆弧形增大 2~3 MPa。从变形来看, 3 种体形穹顶变形量值和差异均不大, 两翼变形较大, 相比圆弧形和半圆形体形, 椭圆形穹顶南侧侧翼 C4 下盘岩体变形较大, 增大约 30%~110%。从塑性区深度看, 圆弧形、半圆形和椭圆形体形的穹顶塑性区深度总体相差不大, 但在层间错动带 C4 切割 S 侧部位的塑性区深度有一定差异。相关优化参数对比如表 2 所示。因此, 由于层间错动带的影响, 曲率较大的椭圆形体形不利于控制两翼的松弛问题, 圆弧形、半圆形体形总体差异不大。综合穹顶围压及拱肩部位体形过渡考虑, ⑦号尾水调压室穹顶采用半圆形体形。

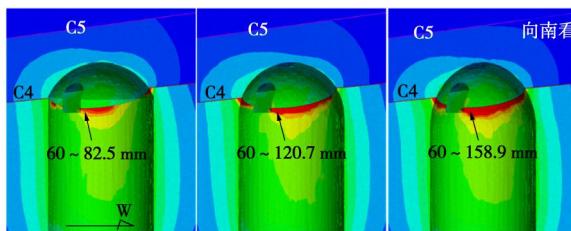


图 11 ⑦号尾调室顶拱方案比选

Fig. 11 Comparison of dome shapes of No.7 tailrace surge chamber

5 结 论

本文对白鹤滩层间错动带力学参数的取值开展了系统性的研究工作, 通过引入数字近景摄影测量技术结合颗粒流数值方法对层间错动带进行尺寸效应分析, 研究成果应用于工程实际。

(1) 白鹤滩坝区自第二岩流层到第十一岩流层共

发育 11 条层间错动带, 具有规模大、贯穿性强等特点, 在围岩稳定中起关键控制性作用。结合现场试验, 初步得到层间错动带 C4 的力学强度参数。

(2) 引入数字近景摄影测量技术对层间错动带 C4 典型露头进行统计测量, 相比传统经验值, 较为精准地获取层间错动带 C4 的面壁起伏特征。

(3) 结合获取的面壁起伏特征, 采用颗粒流对层间错动带进行相关敏感性分析: 层间错动带摩擦角随着粗糙度系数的增大而呈现增大趋势; 层间错动带黏聚力随着粗糙度系数的增大而呈现减小趋势; 同时受填充厚度影响, 当层间错动带的充填厚度超过 10 cm 后, 随着充填厚度的增大, 摩擦角普遍呈降低趋势, 而黏聚力变化不大; 引入尺寸效应后, 摩擦角和黏聚力均随着尺度增大而相应减小, 并趋于平稳。

(4) 白鹤滩地下厂房洞室群开挖过程中, 结合前期层间错动带研究成果。对处于层间错动带 C4 的⑦号尾水调压室穹顶进行体形优化, 由此证明半圆形穹顶体形更适应于开挖应力成拱条件, 且有利于侧翼应力平顺过渡, 同时针对性地评估了层间错动带对影响部位的围岩稳定, 并为后续开挖方案决策提供了技术支撑。

参考文献:

- [1] GOODMAN R. The mechanical properties of joints[C]// Proc 3rd Int Congr International Society of Rock Mechanics, National Academy of Sciences, 1974, Washington D C: 127~140.
- [2] BANDIS S, LUMSDEN Ac, BARTON Nr. Fundamentals of rock joint deformation[J]. Int J Rock Mech Min Sci Geomech Abstr, 1983, 20(2): 249~268.
- [3] MIN K B, RUTQVIST J, TSANG C F, et al. Stress-dependent permeability of fracture rock masses: a numerical study[J]. Int J Rock Mech Min Sci, 2004, 41(10): 1191~1210.
- [4] HUDSON J A. Engineering Rock Mechanics[M]. London: Redwood Publishing Company, 1997.

- [5] STARK T D, EID H T. Drained residual strength of cohesive soils[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 1994, **120**(5): 856 – 871.
- [6] 江 权, 冯夏庭, 周 辉, 等. 层间错动带的强度参数取值探讨[J]. *岩土力学*, 2011, **32**(11): 3379 – 3386. (JIANG Quan, FENG Xia-ting, ZHOU Hui, et al. Discussion of strength value for interlayer shearbelt[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2011, **32**(11): 3379 – 3386. (in Chinese))
- [7] 刘一伟, 张继春, 郭学彬, 等. 软弱夹层强度参数的室内模拟[J]. *西南科技大学学报*, 2007(1): 30 – 34, 47. (LIU Yi-wei, ZHANG Ji-chun, GUO Xue-bing, et al. Study on laboratory simulation of the weak intercalation intensity parameters[J]. *Journal of Southwest University of Science and Technology*, 2007(1): 30 – 34, 47. (in Chinese))
- [8] 张咸恭, 聂德新, 韩文峰. 围压效应与软弱夹层泥化的可能性分析[J]. *地质评论*, 1990, **30**(2): 160 – 167. (ZHANG Xian-gong, NIE De-xin, HAN Wen-feng. The effect of confining pressure and the possibility of argillization of weak intercalations[J]. *Discussion of Geology*, 1990, **30**(2): 160 – 167. (in Chinese))
- [9] 符文熹, 聂德新, 尚岳全, 等. 地应力作用下软弱层带的工程特性研究[J]. *岩土工程学报*, 2002, **24**(5): 584 – 587. (FU Wen-xi, NIE De-xin, SHANG Yue-quan, et al. Study on engineering properties of weak layers underground stresses[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2002, **24**(5): 584 – 587. (in Chinese))
- [10] JIANG Y J, LI B, TANABASHI Y. Estimating the relation between surface roughness and mechanical properties of rock joints[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2006, **43**(6): 837 – 846.
- [11] 刘宝琛, 张寄生, 杜奇中. 岩石抗压强度的尺寸效应 [J]. *岩石力学与工程学报*, 1998, **17**(6): 611 – 614. (LIU Bao-chen, ZHANG Ji-sheng, DU Qi-zhong. A study of size effect for compression strength of rock[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 1998, **17**(6): 611 – 614. (in Chinese))
- [12] 杨圣奇, 苏承东, 徐卫亚. 岩石材料尺寸效应的试验和理论研究[J]. *工程力学*, 2005(4): 112 – 118. (YANG Sheng-qi, SU Cheng-dong, XU Wei-ya. Experimental and theoretical study of size effect of rock material[J]. *Engineering Mechanics*, 2005(4): 112 – 118. (in Chinese))
- [13] 张占荣, 盛 谦, 杨艳霜, 等. 基于现场试验的岩体变形模量尺寸效应研究[J]. *岩土力学*, 2010, **31**(9): 2875 – 2881. (ZHANG Zhan-rong, SHENG Qian, YANG Yan-shuang, et al. Study of size effect of rock mass deformation modulus based on in-situ test[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2010, **31**(9): 2875 – 2881. (in Chinese))
- [14] BARTON N, CHOUBEY V. The shear strength of rock joints in theory and practice[J]. *Rock Mechanics*, 1977, **10**(1/2): 1 – 54.
- [15] 梁正召, 张永彬, 唐世斌, 等. 岩体尺寸效应及其特征参数计算[J]. *岩石力学与工程学报*, 2013, **32**(6): 1157 – 1166. (LIANG Zheng-zhao, ZHANG Yong-bin, TANG Shi-bin, et al. Size effect of rock masses and associated representative element properties[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2013, **32**(6): 1157 – 1166. (in Chinese))
- [16] 宋肖冰, 石安池, 郑伟锋, 等. 金沙江白鹤滩水电站坝区左岸边坡变形特征及机制分析[J]. *岩石力学与工程学报*, 2012, **31**(增刊 2): 3533 – 3538. (SONG Xiao-bing, SHI An-chi, ZHENG Wei-feng, et al. Analysis of slope deformation characteristics and mechanism in leftbank of Baihetan hydropower station Jinsha River[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2012, **31**(S2): 3533 – 3538. (in Chinese))
- [17] 张春生, 石安池, 吴关叶, 等. 金沙江白鹤滩水电站可行性研究报告专题 18: 缓倾角错动带工程地质研究报告[R]. 杭州: 中国电建集团华东勘测设计研究院有限公司, 2011. (ZHANG Chun-sheng, SHI An-chi, WU Guan-ye, et al. Feasibility Study Report of Baihetan Hydropower Station on Jinsha River 18: Engineering Geology Study Report of Low-Dip Bedding Fault Zone[R]. Hangzhou: Huadong Engineering Corporation Limited, 2011. (in Chinese))
- [18] BARTON N, BANDIS S. Effects of block size on the shear behaviour of jointed rock[C]// Proceedings of the 23rd U.S. Symposium on Rock Mechanics, 1982, Berkeley: 739 – 760.
- [19] 土工试验方法标准: GB/T50123—1999[S]. 1999. (Standard for Soiltest Method: GB/T50123—1999[S]. 1999. (in Chinese))
- [20] CUNDALL P A. Numerical experiments on rough joints in shear using a bonded particle model[C]// LEHNER F K, URAI J L ed. *Aspects of Tectonic Faulting*. Berlin: Springer, 1999: 1 – 9.
- [21] CHO N, MARTIN C D, SEGO D C. A clumped particle model for rock[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2007, **44**(7): 997 – 1010.
- [22] 余华中, 阮怀宁, 褚卫江. 岩石节理剪切力学行为的颗粒流数值模拟[J]. *岩石力学与工程学报*, 2013, **32**(7): 1482 – 1490. (YU Hua-zhong, RUAN Huai-ning, CHU Wei-jiang. Particle flow code modeling of shear behavior of rock joints[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2013, **32**(7): 1482 – 1490. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202008024

基于级配方程的粗粒土渗透系数经验公式及其验证

包孟碟^{1, 2}, 朱俊高^{*1, 2}, 吴二鲁^{1, 2}, 王 龙^{1, 2}, 陈 鸽^{1, 2}

(1. 河海大学岩土力学与堤坝工程教育部重点实验室, 江苏 南京 210024; 2. 河海大学江苏省岩土工程技术工程研究中心, 江苏 南京 210024)

摘要: 粗粒土广泛应用于土石坝工程和道路工程, 其渗流特性关系到工程的稳定性和安全性, 渗透系数是衡量其渗流特性的重要参数, 其中级配是影响渗流的关键影响因素。为研究级配对粗粒土渗透系数的影响, 基于已有研究的渗透试验成果, 采用连续级配方程对级配连粗粒土试验级配进行定量描述, 研究级配与渗透系数的关系, 建立了考虑级配曲线面积的渗透系数经验公式, 并用现有其它文献的渗透试验成果验证所建立公式的适用性。结果表明, 采用连续级配方程可以较好地定量描述级配连粗粒土的级配曲线; 基于级配面积建立的渗透系数经验公式适用于不同最大粒径及不同级配的粗粒土。

关键词: 粗粒土; 级配方程; 渗透系数; 级配曲线面积; 适用性

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)08-1571-06

作者简介: 包孟碟(1988—), 男, 博士研究生, 主要从事土石坝渗流方面的研究工作。E-mail: bmdyt@hhu.edu.cn。

Empirical formula for permeability coefficient of coarse grained soil based on gradation equation and its verification

BAO Meng-die^{1, 2}, ZHU Jun-gao^{1, 2}, WU Er-lu^{1, 2}, WANG Long^{1, 2}, CHEN Ge^{1, 2}

(1. Key Laboratory of Ministry of Education for Geomechanics and Embankment Engineering, Hohai University, Nanjing 210024, China;

2. Jiangsu Research Center for Geotechnical Engineering Technology, Hohai University, Nanjing 210024, China)

Abstract: The coarse-grained soil is widely used in earth-rock dams and road projects. Its seepage characteristics are related to the stability and safety of the projects. The permeability coefficient is the basic parameter of seepage characteristics, and the gradation is the key factor affecting seepage. In order to study the effect of gradation on the permeability coefficient of the coarse-grained soil, based on the results of permeability tests in the existing literatures, a continuous gradation equation is used to describe the gradation of quantitatively graded coarse-grained soil, the relationship between the gradation and the permeability coefficient is studied, and an empirical formula for the permeability coefficient considering the area of gradation curve is established, and other literatures are used to study the relationship between the gradation and the permeability coefficient. The results show that the gradation curve of graded continuous coarse-grained soil can be quantitatively described by the continuous gradation equation, and the empirical formula for the permeability coefficient based on gradation area can be applied to the coarse-grained soil with different maximum particle sizes and gradations.

Key words: coarse-grained soil; gradation equation; permeability coefficient; area of gradation curve; applicability

0 引言

在土力学中将粗粒粒组(0.075~60 mm)含量超过全重50%的土称为粗粒土。粗粒土具有压缩性低、抗剪强度高等特点, 被广泛应用于土石坝工程和道路工程中。对粗粒土而言, 渗透特性是其重要的力学特性, 其对土石坝工程和道路工程的渗流稳定性有着决定性影响, 主要包括渗透性和渗透变形两个方面。渗透系数是土体渗透性强弱的定量指标, 也是渗流分析的最基本参数^[1]。因而, 粗粒土的渗透系数研究是粗粒土渗透特性研究的重点和热点。

粗粒土渗透系数影响因素很多, 如土体类型、土

的矿物成分、颗粒级配、孔隙比、颗粒形状、渗流液性质等^[2-8]。王俊杰等^[4]、邱珍锋等^[6]通过研究颗粒形状、颗粒级配和试样密实度等对粗粒土渗透系数的影响, 表明颗粒级配是影响粗粒土渗透特性的主要因素。许多学者研究了级配对土体渗透性的影响。朱崇辉等^[9]通过不均匀系数和曲率系数研究级配对粗粒土的影

基金项目: 国家重点研发计划项目(2018YFC1508505); 国家自然科学基金委员会-雅砻江流域水电开发有限公司雅砻江联合基金项目(U1865104); 国家自然科学基金项目(51479052)

收稿日期: 2019-08-14

*通信作者(E-mail: zhujungao@hhu.edu.cn)

响，并对太沙基公式进行了改进。邱贤德等^[10]通过不均匀系数研究级配对堆石体渗透性的影响。杨兵等^[11]通过曲率系数、不均匀系数和平均粒径研究级配对砂土渗透系数影响。任玉宾等^[12]通过不均匀系数、曲率系数和颗粒形状研究级配对南海钙质砂渗透性的影响。刘一飞等^[13]基于离散元数值模拟方法通过不均匀系数、曲率系数和粒径等研究粒径及级配对土体渗透系数的影响。从以上研究不难发现，针对级配对土体渗透系数影响的研究多是通过特征粒径、不均匀系数和曲率系数等参数来开展的。

但是王双等^[14]、饶云康等^[15]通过神经网络方法研究级配对粗粒土渗透系数影响的结果表明，采用某一个或者几个级配特征参数预测粗粒土的渗透系数具有不确定性，全级配预测效果比较好。究其原因，上述几个参数并不能充分表述级配，因此也就不能准确描述级配和渗透系数之间的定量关系。

实际上，从 20 世纪 50 年代，国外学者就采用级配曲线对土体渗透特性进行了研究。如 Kondoatchev 研究了考虑土的粒径分布曲线形状和混合料中粗颗粒含量下粗粒土的渗透规律^[16]。Lubochkov^[17]基于颗粒级配曲线研究土体渗流规律。随后，采用级配曲线对土体渗流规律的研究不断深入。Kenney 等^[18]、Skempton 等^[19]、Aberg^[20]都基于级配曲线进行了进一步研究。近些年，Chang 等^[21]结合级配曲线对级配连续和间断级配土体的渗透特性进行研究，分析土体的内部侵蚀。Wan 等^[22]、Benamar 等^[23]和 Chapuis 等^[24]结合级配曲线对分析土体的内部侵蚀的判断方法进行了研究。但由于缺少对级配曲线的定量描述，目前关于基于级配方程对粗粒土渗透系数的研究成果鲜见报道。

鉴于此，本文基于连续级配方程，结合现有渗透试验成果，分析级配对粗粒土渗透系数影响规律，寻找级配与渗透系数间的关系，并对经验公式进行验证。

1 连续级配方程的选取及适用性验证

要建立级配与渗透系数的联系，首先需要可以定量描述级配曲线的级配方程。目前，常用的级配方程有 Talbot 分形级配方程^[25]和 Fuller 抛物线级配方程^[26]。但是这些级配方程并不能完全反映粗粒土的级配曲线特性。首先，这些级配方程要么只能表示双曲线形级配曲线，要么只能表示反 S 形级配曲线，而实际工程采用的粗粒土级配曲线既有双曲线形，也有反 S 形。其次，目前的反 S 级配方程不能反映最大粒径的影响。鉴于此，朱俊高等^[27]通过对大量实际工程中应用的土体级配曲线形态进行了研究，提出了对一般连续级配土体普遍适用的连续级配方程，该级配方程可以反映

出双曲线形和反 S 形的级配曲线，同时也能反映土体最大粒径影响。连续级配方程如下：

$$p = \frac{1}{(1-b)\left(\frac{d_{\max}}{d}\right)^m + b} \times 100\% \quad (1)$$

式中 p 为小于某粒径的颗粒含量； d 为粒径， b 和 m 为级配参数， b 和 m 决定级配曲线形态； d_{\max} 为最大粒径。

本节基于式（1），对文献[2]的试验级配曲线进行拟合，根据拟合效果对连续级配方程的适用性进行验证。文献[2]通过常水头试验研究了不同含砾石量对土石混合体渗透系数的影响。试验土料来自于当时正在修建的上瑞高速公路贵州段晴隆隧道出口处典型性土石混合体，对不同 P_5 含量的砾石（分别为 0%， 10%， 20%， 30%， 40%， 50%， 60%， 70%， 80%， 90%， 100%）进行了常水头渗透试验。试验采用的土石混合体基本物理指标如表 1 所示。

表 1 土石混合体天然状态的基本物理指标

Table 1 Basic physical parameters of soil-rock mixture

天然密度 $/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	天然 含水 率/%	相对 密度 G_s	孔隙 比 e	最大干 密度 $/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	最优含 水率/%
1.64	28	2.778	1.17	1.733	18

采用方程（1）对文献[2]中的 10 组级配进行拟合，拟合结果如图 1 所示。将相应的级配参数 m 和 b 以及文献[2]中渗透试验结果列于表 2 中。

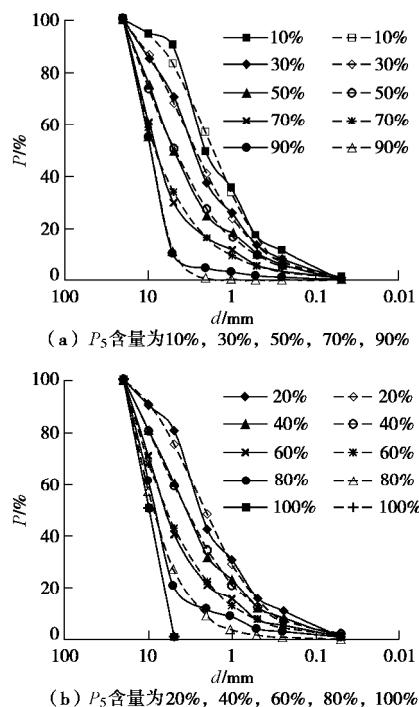


图 1 不同 P_5 含量试验级配曲线及拟合级配曲线

Fig. 1 Fitting and test gradation curves with different P_5 contents

表 2 级配参数及试验实测渗透系数

Table 2 Gradation parameters and test permeability coefficients

砾石含量 /%	级配参数		渗透系数 $k/(cm \cdot s^{-1})$
	m	b	
10	1.296	0.958	0.0014
20	1.136	0.915	0.0032
30	1.020	0.850	0.0081
40	0.880	0.715	0.0194
50	0.828	0.546	0.0494
60	0.841	0.403	0.1114
70	0.780	0.001	0.2844
80	1.370	0.520	0.6966
90	3.152	0.895	1.6028
100	7.225	0.993	3.5377

为了方便进行比较, 图 1(a) 给出了砾石含量为 10%, 30%, 50%, 70%, 90% 时的级配曲线。图 1(b) 给出了 20%, 40%, 60%, 80%, 100% 的级配曲线。其中, 实线表示试验级配曲线, 虚线表示级配方程拟合曲线。从图 1 可知, 级配方程级配曲线相对试验级配曲线较为平滑, 围绕试验级配曲线上下波动, 在个别粒径处拟合结果有一定差异, 整体而言拟合效果较好, 这说明连续级配方程可以描述级配连续粗粒土级配, 具有较强的适用性。

2 渗透系数经验公式的建立

在前文基础上, 进一步寻找粗粒土级配与渗透系数关系, 并建立描述渗透系数与级配之间的经验公式。表 2 给出了不同 P_5 含量的砾石土的渗透系数以及相应的连续级配方程级配参数。

将表 2 中的级配参数与渗透系数进行对比可以看出, 级配参数 m 和 b 与渗透系数 k 关系比较复杂, m 和 b 先增大后减小, 而渗透系数不断增大, 因此定量描述级配参数和渗透系数的关系有一定难度。郭万里^[24]提出了级配曲线面积的概念, 即最大粒径线、级配曲线、横坐标轴和 $d=d_k$ 围成的面积(如图 2 所示)。从图 1 也可以看出, 如果采用级配曲线面积表示级配的影响, 可以减小试验级配曲线相对于拟合级配曲线的上下波动而不能完全重合的差异, 即采用级配方程拟合得到的级配曲线面积表示试验级配曲线面积的差异性较小。基于以上考虑, 本文采用级配曲线面积研究粗粒土的渗透系数。

郭万里^[28]基于连续级配方程(1)推导级配曲线面积 S 的计算公式为

$$S = \frac{\ln(1-kb) - \ln(1-b)}{mb \ln 10} , \quad (2)$$

其中,

$$k = \frac{1}{(1-b)(d_{\max}/d_k)^m + b} , \quad (3)$$

式中, m , b 为级配参数, d_{\max} 为级配最大粒径, d_k

为级配面积计算时取的最小颗粒粒径, k 为颗粒粒径为 d_k 时颗粒含量。郭万里^[28]研究表明, 将颗粒含量为 0.1% 对应的粒径作为 d_k 比较符合土体粒径分布实际情况, 即取为 k 为 0.1%。

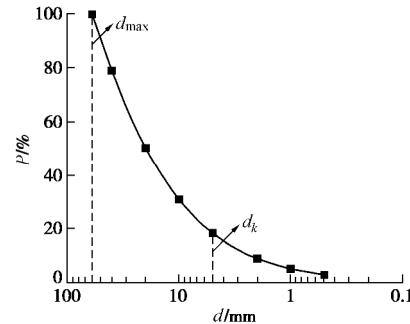
图 2 级配曲线面积 S

Fig. 2 Areas of gradation curves

运用级配面积计算公式(2), 求出各个级配的级配曲线面积 S , 计算结果如表 3 所示。

表 3 不同砾石含量级配曲线面积与渗透系数拟合值

Table 3 Areas of gradation curve with different gravel contents and fitting values of permeability coefficients

砾石含量 /%	级配曲线面积 S	渗透系数拟合值 $/(cm \cdot s^{-1})$
10	1.074	0.0116
20	0.990	0.0175
30	0.906	0.056
40	0.815	0.0427
50	0.705	0.0788
60	0.608	0.1411
70	0.501	0.2944
80	0.415	0.6113
90	0.333	1.6398
100	0.294	3.5321

将表 2 中的试验实测渗透系数 k 与表 3 中相应的级配曲线面积 S 进行拟合, 可得到考虑级配曲线面积的渗透系数经验公式:

$$k = \frac{e^{as}}{f + cS} , \quad (4)$$

式中, a , f , c 为拟合参数, 其值分别为 -3.57, -0.57, 2.27。经验公式渗透系数拟合值列于表 3 中。需要强调的是, 这些参数值与孔隙比、颗粒形状等影响渗透系数的因素有关, 本文主要研究级配与渗透系数的关系, 其它因素将在以后工作中进一步研究, 本文不予以定量研究。

通过对表 2, 3 中的试验实测和经验公式拟合的渗透系数值, 可以看出, 当砾石含量较大时经验公式得到的渗透系数和试验实测的渗透系数之间差距较小, 砾石含量较小时两者的差距较大。究其原因, 一方面进行粗粒土渗透试验时存在较多不确定性, 如饱和不充分、制样不均匀等, 使得试验结果有一定波动性; 另一方面, 本文仅考虑了级配一个因素的影响,

因此, 实测渗透系数和拟合渗透系数存在一定偏差。

进一步, 将经验公式拟合的渗透系数与文献[2]中试验实测的渗透系数进行对比, 如图 3 所示。从图 3 可知, 整体拟合效果而言, 笔者所建立的经验公式整体上有一定适用性, 具体适用性将在后文进行进一步验证。

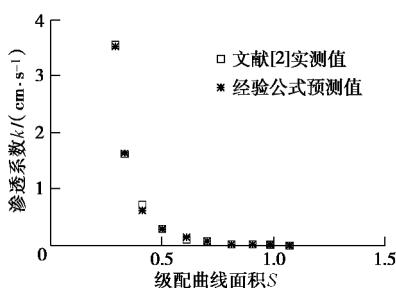


图 3 文献[2]渗透系数的实测值和预测值与级配面积间关系

Fig. 3 Measured and predicted values of permeability coefficient with area of gradation curve in Literature 2

3 渗透系数经验公式的验证

针对上一节所提出渗透系数经验公式, 本节分别利用文献[3, 5, 9]中的渗透试验成果进一步验证其适用性。为了验证经验公式对不同最大粒径粗粒土的适用性, 采用的验证文献[3]、文献[5]和文献[9]中进行渗透试验时采用的最大粒径分别为 20, 40, 60 mm。需要强调的是, 文献[3, 5, 9]渗透试验均主要研究级配对渗透系数的影响, 因此, 孔隙比等影响渗透系数的其他参数均各自保持一致, 同时本文也仅限于研究连续级配的粗粒土。文献所采用试验土料和试验方法等详细信息, 本节不再赘述。

本节的研究过程及研究方法为: 先采用连续级配方程对文献的试验级配曲线进行拟合, 得到相应的级配参数 m 和 b 的值; 再通过公式(3)求出相应的级配曲线面积 S ; 接着, 基于本文建立的渗透系数经验公式(4)对文献中渗透试验的实测渗透系数进行拟合, 将渗透系数实测值和本节的经验公式拟合值进行对比, 根据相应的拟合效果来验证渗透系数经验公式的适用性。

文献[3, 5, 9]试验级配曲线的拟合参数级配 m 和 b 以及级配曲线面积 S 的具体结果如表 4 所示。其中, 文献[3]中的拟合参数 a, f 和 c 的值分别为 -11.38, 7.08 和 -5.31, 文献[5]中的拟合参数 a, f 和 c 的值分别为 -3.44, 0.68 和 -6.36, 文献[9]中的拟合参数 a, f 和 c 的值分别为 2.07, -642.21 和 1063.23。文献[3]、文献[5]和文献[9]渗透系数实测值和拟合值的具体结果也列于表 4 中。文献[3, 5, 9]渗透系数实测值和拟合值的对比结果分别如图 4~6 所示。

表 4 文献[3, 5, 9]级配参数及级配曲线面积与渗透系数实测值和拟合值及误差分析

Table 4 Gradation parameters and areas gradation curve of Literature 3, 5 and 9 and test and fitting values of permeability coefficients with error analysis

文 献	试 验 编 号	d_{\max} /mm	级配参数		渗透系数 $k/(cm \cdot s^{-1})$	误 差 /%
			m	b		
[3]	3-1#	20	1.280	0.860	0.740	0.5122 0.5123 0.02
	3-2#-1		0.880	0.760	0.875	0.0804 0.0792 1.49
	3-3#-1		0.730	0.740	1.021	0.0055 0.0106 92.73
	3-4#		0.690	0.790	1.178	0.0046 0.0012 73.91
[5]	1	40	0.173	-10.283	0.419	0.331 0.347 4.83
	2		0.890	0.57	0.518	0.56 0.247 75.3
	3		1.677	0.9072	0.651	0.192 0.156 11.91
	8		1.234	0.834	0.791	0.047 0.097 106.4
[9]	TYU1	60	0.387	-1.06	0.658	0.067 0.067 0
	TYU2		0.476	-0.33	0.697	0.045 0.042 6.67
	TYU3		0.582	0.18	0.747	0.028 0.031 10.71
	TYU4		0.668	0.451	0.798	0.024 0.025 4.17
	TYU5		0.858	0.735	0.862	0.023 0.022 4.35
	TYU7		1.175	0.928	1.010	0.019 0.019 0

注: 误差=|预测值-试验值|/试验值×100%。

通过图 4~6 可以看出, 对于最大粒径相同的渗透试验, 均呈现出渗透系数随着级配曲线面积的增大而减小的趋势。这是由于, 对粒径分布固定且仅考虑级配影响情况下(其他情况暂不考虑)级配连续的粗粒土而言, 级配曲线面积越大, 小粒径颗粒含量就越多, 相应的渗透系数也就越小, 这符合渗透试验的实际情况。同时也可看出, 渗透试验实测渗透系数和经验公式拟合渗透系数在级配面积较小的情况下, 结果吻合度较高, 随着级配曲线面积的增加, 两者之间的差距稍大一些。

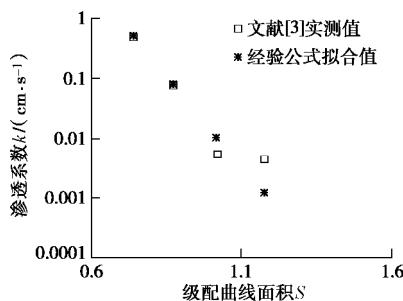


图 4 文献[3]渗透系数的实测值和预测值与级配面积间关系

Fig. 4 Measured and predicted values of permeability coefficient with area of gradation curve in Literature 3

同时, 由表 4 中渗透系数实测值和拟合值的具体结果可知, 文献[3]中的试验 3-3#-1 及文献[5]中的试验 3 和 8 误差较大, 分别为 92.73%, 73.91%, 106.4%, 其他试验误差均在 12% 之内, 精确度较高。考虑到渗透试验结果本身较大的波动性和仅考虑级配一个因素影响的情况, 这样的结果对于渗透试验而言是可以接受的, 渗透系数试验值和拟合值吻合度是比较高的。

以上分析表明, 对不同的最大粒径和不同级配的粗粒土, 本文所建立的渗透系数经验公式可以用来描述级配面积与渗透系数之间的关系, 该经验公式具有较强的适用性。

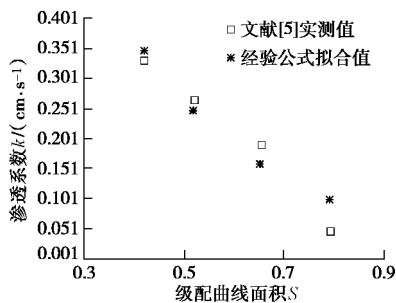


图 5 文献[5]渗透系数的实测值和预测值与级配面积间关系
Fig. 5 Measured and predicted values of permeability coefficient with area of gradation curve in Literature 5

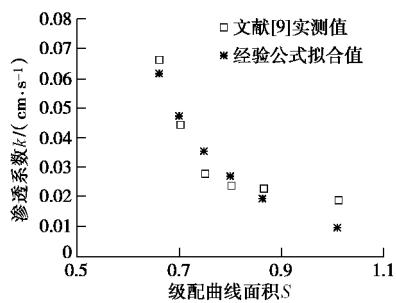


图 6 文献[9]渗透系数的实测值和预测值与级配面积间关系
Fig. 6 Measured and predicted values of permeability coefficient with area of gradation curve in Literature 9

4 结 论

目前级配对粗粒土渗透系数的研究多通过粒径、不均匀系数和曲率系数等几个参数展开, 具有一定局限性。本文基于连续级配方程, 对现有文献中的渗透试验级配曲线进行拟合, 得到相应的级配参数 m 和 b , 并采用级配面积计算公式得出级配曲线面积, 建立反映级配曲线面积和渗透系数关系的渗透系数经验公式, 并用其他文献中的渗透试验成果, 对所得渗透系数经验公式的适用性进行进一步验证。结果表明:

(1) 连续级配方程可以较好地拟合连续试验级配曲线, 实现了对试验级配曲线的定量描述; 采用级配曲线面积可以较好地减小试验级配曲线和拟合级配曲线之间的差异, 对于粒径分布范围确定并且级配连续情况下, 采用级配面积来反映渗透系数比较符合实际。

(2) 基于连续级配方程, 建立粗粒土级配曲线面积和渗透系数的经验公式, 通过不同最大粒径和不同级配下粗粒土渗透实验实测值和拟合值的对比, 发现所建立的渗透系数计算公式具有较强的适用性。

参考文献:

- [1] 毛昶熙. 渗流计算分析与控制[M]. 北京: 水利电力出版社, 1990. (MAO Chang-xi. Seepage Computation Analysis & Control[M]. Beijing: China Water Power Press, 1990. (in Chinese))
- [2] 周中, 傅鹤林, 刘宝琛, 等. 土石混合体渗透性能的试验研究[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2006, 33(6): 25–28. (ZHOU Zhong, FU He-lin, LIU Bao-chen, et al. Experimental study of the permeability of soil-rock-mixture[J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2006, 33(6): 25–28. (in Chinese))
- [3] 刘黎. 粗粒料渗透特性及渗透规律试验研究[D]. 成都: 四川大学, 2006. (LIU Li. Testing Study on Seepage Property and Seepage Law of the Coarse Grain[D]. Chengdu: Sichuan University, 2006. (in Chinese))
- [4] 王俊杰, 卢孝志, 邱珍锋, 等. 粗粒土渗透系数影响因素试验研究[J]. 水利水运工程学报, 2013(6): 16–20. (WANG Jun-jie, LU Xiao-zhi, QIU Zhen-feng, et al. Experimental studies on influence factors of permeability coefficients of coarse-grained soil[J]. Hydro-science and Engineering, 2013(6): 16–20. (in Chinese))
- [5] 唐晓松, 郑颖人, 董诚. 应用神经网络预估粗颗粒土的渗透系数[J]. 岩土力学, 2007, 28(增刊 1): 133–143. (TANG Xiao-song, ZHENG Ying-ren, DONG Cheng. The prediction of seepage coefficient of coarse-grained soil by neurotic network[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, 28(S1): 133–143. (in Chinese))
- [6] 邱珍锋, 卢孝志, 伍应华. 考虑颗粒形状的粗粒土渗透特性试验研究[J]. 南水北调与水利科技, 2014, 12(4): 102–106. (QIU Zhen-feng, LU Xiao-zhi, WU Ying-hua. Experimental research on the permeability property of coarse grained soils considering the particle shape[J]. South-to-North Water Transfers and Water Science & Technology, 2014, 12(4): 102–105. (in Chinese))
- [7] 黄达, 曾彬, 王庆乐. 粗粒土孔隙比及级配参数与渗透系数概率的相关性研究[J]. 水力学报, 2015, 46(8): 900–907. (HUANG Da, ZENG Bing, GU Dong-ming. Estimation of critical hydraulic gradient of coarse-grained soils based on Copula theory[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2015, 46(8): 900–907. (in Chinese))
- [8] 彭家奕. 颗粒形状对粗粒土渗透特性影响的研究[D]. 武汉: 长江科学院, 2017. (PENG Jia-yi. Study on the Effect of Particle Shape on the Permeability of Coarse-Grained Soil[D]. Wuhan: Changjiang River Scientific Research Institute, 2017.

- (in Chinese))
- [9] 朱崇辉, 刘俊民, 王增红. 粗粒土的颗粒级配对渗透系数的影响规律研究[J]. 人民黄河, 2005, 27(12): 79 - 81. (ZHU Chong-hui, LIU Jun-min, WANG Zeng-hong. Influence of particle size distribution of coarse grained soils on permeability coefficient[J]. Yellow River, 2005, 27(12): 79 - 81. (in Chinese))
- [10] 邱贤德, 阎宗岭, 刘立, 等. 堆石体粒径特征对其渗透性的影响[J]. 岩土力学, 2004, 25(6): 102 - 105. (QIU Xian-de, YAN Zong-ling, LIU Li, et al. Effect of particle-size characteristics on seepage property of rockfill[J]. Rock and Soil Mechanics, 2004, 25(6): 102 - 105. (in Chinese))
- [11] 杨兵, 刘一飞, 万奋涛, 等. 级配特性对砂土渗透系数影响试验研究[J]. 西南交通大学学报, 2016, 51(5): 855 - 861. (YANG Bing, LIU Yi-fei, WAN Fen-tao, et al. Experimental study on influence of particle-size distribution on permeability coefficient of sand[J]. Journal of Southwest Jiaotong University, 2016, 51(5): 855 - 861. (in Chinese))
- [12] 任玉宾, 王胤, 杨庆. 颗粒级配与形状对钙质砂渗透性的影响[J]. 岩土力学, 2018, 39(2): 491 - 497. (REN Yu-bin, WANG Yin, YANG Qing. Effects of particle size distribution and shape on permeability of calcareous sand[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, 39(2): 491 - 497. (in Chinese))
- [13] 刘一飞, 郑东生, 杨兵, 等. 粒径及级配特性对土体渗透系数影响的细观模拟[J]. 岩土力学, 2019, 40(1): 403 - 412. (LIU Yi-fei, JENG Dong-sheng, YANG Bing, et al. Study on influence of particle size and gradation on permeability coefficient of soil by meso-scale simulation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2019, 40(1): 403 - 412. (in Chinese))
- [14] 王双, 李小春, 王少泉, 等. 碎石土级配特征对渗透系数的影响研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, 34(2): 4394 - 4402. (WANG Shuang, LI Xiao-chun, WANG Shao-quan, et al. Study on gravel-soil gradation characteristics influence on the permeability coefficient[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, 34(2): 4394 - 4402. (in Chinese))
- [15] 饶云康, 丁瑜, 倪强, 等. 基于 GA-BP 神经网络的粗粒土渗透系数预测[J]. 水利水运工程学报, 2018(6): 92 - 97. (RAO Yun-kang, DING Yu, NI Qiang, et al. Prediction of permeability coefficients of coarse-grained soil based on GA-BP neural network[J]. Hydro-science and Engineering, 2018(6): 92 - 97. (in Chinese))
- [16] 刘杰. 土的渗透稳定与渗流控制[M]. 北京: 水利电力出版社, 1992. (LIU Jie. Permeating Stability of Soil and Permeating Control[M]. Beijing: Chinese Water Conservancy and Electric Power Press, 1992. (in Chinese))
- [17] LUBOCHKOV E A. Graphical and analytical methods for the determination of internal stability of filters consisting of non cohesive soil[J]. Izvestia, Vniig, 1965, 78: 255 - 280. (in Russia)
- [18] KENNEY T C, LAU D. Internal stability of granular filters[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1985, 22(2): 215 - 225.
- [19] SKEMPTON A W, BROGAN J M. Experiments on piping in sandy gravels[J]. Géotechnique, 1994, 44(3): 49 - 460.
- [20] ABERG B. Void ratio of non-cohesive soil and similar materials[J]. Journal Geotechnical Engineering, ASCE, 1992, 118(9): 1315 - 1334.
- [21] CHANG D S, ZHANG L M. Extended internal stability criteria for soils under seepage[J]. Soils and Foundations, 2013, 53(4): 569 - 583.
- [22] WAN C F, FELL R. Assessing the potential of internal instability and suffusion in embankment dams and their foundations[J]. Journal of Geotechnical and Geo-environmental Engineering, 2008, 134(3): 401 - 407.
- [23] BENAMAR A, CORREIA dos SANTOS R N, BENNABI A, et al. Suffusion evaluation of coarse-graded soils from Rhine dikes[J]. Acta Geotechnica, 2019, 14(3): 815 - 823.
- [24] CHAPUIS R P, SAUCIER A. Assessing internal erosion with the modal decomposition method for grain size distribution curves[J]. Acta Geotechnica, 2020, 15(6): 1595 - 1605.
- [25] TALBOT A N, RICHART F E. The strength of concrete: its relation to the cement aggregates and water[J]. Bulletin, 1923, 137: 1 - 116.
- [26] FULLER W B, THOMPSON S E. The laws of proportioning concrete[J]. Transactions of the American Society of Civil Engineers, 1907, 33: 222 - 98.
- [27] 朱俊高, 郭万里, 王元龙, 等. 连续级配土的级配方程及其适用性研究[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(10): 1931 - 1936. (ZHU Jun-gao, GUO Wan-li, WANG Yuan-long, et al. The research on equation of soil gradation curve and its applicability[J]. Chinese Journal of Geotechnical, 2015, 37(10): 1931 - 1936. (in Chinese))
- [28] 郭万里. 粗粒土颗粒破碎演化规律及本构模型研究[D]. 南京: 河海大学, 2018. (GUO Wan-li. Study on the Particle Breakage Evolution and Constitutive Model of Coarse-Grained Soils[D]. Nanjing: Hohai University, 2018. (in Chinese))



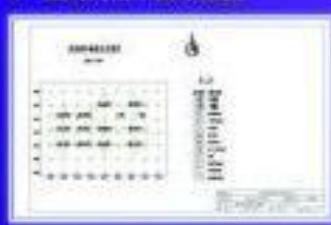
理正工程地质勘察软件

电力版

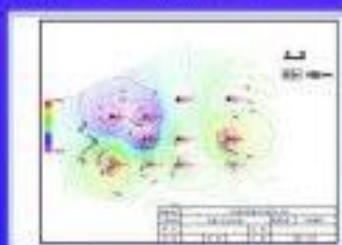
支持电力行业最新规范《电力岩土工程勘察资料整编技术规程 DL/T5093—2016》，《电力工程勘测剖面图标准 DL/T 5156.1-5156.6-2015》的图示惯例以及出图、统计要求。

可实现《理正工程地质勘察软件》的基本功能，按照电力标准，可在原平面图中增加坐标网的标注，绘制电力标准的地质产状、构造、水文等各种地质符号、模型。可以生成基岩面等高线图、风化等值线图、地下水等值线、持力层顶板等值线图。

◆ 生成网格平面布置图



◆ 可生成基岩顶面等高线、风化等值线、地下水等值线、持力层顶板等值线图



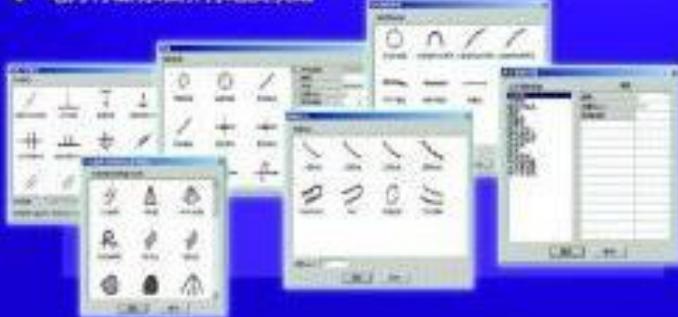
◆ 核电柱状图



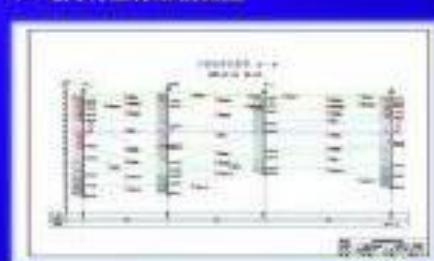
◆ 输变电柱状图



◆ 电力行业标准所有地质填绘



◆ 电力行业标准剖面图



◆ 支持国产浩辰CAD平台



◆ 支持国产中望CAD平台



北京理正软件股份有限公司

地址：北京市西城区车公庄大街甲四号物华大厦A1108 | 100044
热线电话：010-68002096/98 E-mail: CAD@lizheng.com.cn



www.lizheng.com.cn

更多产品信息，请访问北京理正网站

NARI 南瑞集团

NARI GROUP CORPORATION

水利水电技术分公司

WATER RESOURCES AND HYDROPOWER TECHNOLOGIES COMPANY

专注于安全监测事业 齐全的产品与服务

自1973年开始一直专业从事工程安全监测技术研究、仪器设备研制和相关技术咨询服务，获20余项专利、2项软件著作权，生产的产品涵盖了工程安全监测各个领域并已在国内外300多个大中型工程应用。

- 差动电阻式安全监测仪器系列
- 振弦式安全监测仪器系列
- 电容式安全监测仪器系列
- 土石坝安全监测仪器系列
- 电位器式安全监测仪器系列
- DAMS - IV型智能分布式工程安全监测系统
- DSIMS系列大坝安全信息管理网络系统软件
- 真空激光准直测量系统
- 多种类型渗流、渗压、渗漏监测仪器系列
- CCD坐标仪、伺服加速度式测斜仪系列

地址：南京市江宁区诚信大道19号

电话：025-81085810

网址：<http://www.egepri.sgcc.com.cn>

邮编：211106

传真：025-81085888